



Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
Acatlán

MODELO DEL VERTEDOR DE LA
PRESA EL CARACOL.

Tesis Profesional

Que para obtener el Título de

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a

EDUARDO ARRIAGA RICO



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

I. GENERALIDADES ACERCA DE LOS MODELOS HIDRAULICOS

- I.1 SEMEJANZA Y NUMEROS ADIMENSIONALES DE LA HIDRAULICA
- I.2 NUMERO DE REYNOLDS
- I.3 NUMERO DE FROUDE
- I.4 NUMERO DE EULER
- I.5 CONSTRUCCION Y OPERACION DE MODELOS HIDRAULICOS
- I.6 MODELOS DISTORSIONADOS
- I.7 EXPERIMENTOS EN PROTOTIPOS
- I.8 MODELOS HIDRAULICOS
- I.9 MODELOS HIDRAULICOS DE FONDO FIJO

II. MODELO DEL VERTEDOR DE LA PRESA "EL CARACOL"

- II.1 GENERALIDADES
- II.2 ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO HIDROELECTRICO "CARACOL"
 - II.2.1 LOCALIZACION
 - II.2.2 DATOS HIDROLOGICOS
- II.3 CALCULO DE LA GEOMETRIA DEL VERTEDOR
 - II.3.1 INTRODUCCION
- II.4 CANAL DE LLAMADA
- II.5 LONGITUD EFECTIVA DE LA CRESTA
- II.6 PERFIL DE CIMACIO
- II.7 FORMA DE LAS PILAS
- II.8 UNION DEL CIMACIO CON EL CANAL DE DESCARGA
- II.9 CANAL DE DESCARGA
- II.10 ESTRUCTURA DEFLECTORA
- II.11 CALCULO HIDRAULICO DEL VERTEDOR, RESULTADOS TEORICOS
 - II.11.1 CURVA ELEVACIONES-GASTOS.
 - II.11.2 DETERMINACION DE LOS TIRANTES

- III CONSTRUCCION DEL MODELO
- III.1 GENERALIDADES
- III.2 SUMINISTRO DE GASTO LIQUIDO
- III.3 CONSTRUCCION DE LAS SECCIONES
- III.4 APARATOS DE MEDICION

IV CALIBRACION

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

I N T R O D U C C I O N

I. Los modelos son la herramienta principal con que trabaja el Ingeniero, un croquis, un presupuesto, un plano topográfico, la medición de la resistencia a la tensión de una barra, son auxiliares a los cuales él acude día tras día para poder dominar los complejos elementos de su labor, y producir posteriormente el diseño, con sus cálculos, planos y especificaciones, que constituye a su vez el modelo de lo que será la obra terminada. Los motivos por los cuales el ingeniero acude a modelos y en cierto sentido, razona a través de ellos, son esencialmente:

- a) Que el modelo, correctamente realizado, es más fácil de manejar que el prototipo,
- b) que el modelo permite una serie de tanteos y correcciones necesarias, que sería imposible o muy caro realizar en el prototipo, y
- c) que en el modelo resulta más fácil y económico que en el prototipo variar determinadas características, para definir normas de diseño de cierta generalidad.

Para que un modelo sea válido, es necesario que sea semejante a su prototipo. Este término se emplea en el sentido de que tiene que existir una correspondencia entre los dos sistemas, según leyes perfectamente conocidas, que permitan - construir de manera unívoca el modelo conociendo las características del prototipo, y que permita obtener mediciones - de determinadas variables, llevadas a cabo en el modelo, -

para poder conocer los valores que las mismas variables adquieren en el prototipo. Se hablará de semejanza geométrica, semejanza dinámica, etc.; si entre las magnitudes de ambos sistemas; prototipo y modelo, existen relaciones numéricas bien definidas a las cuales se les conoce con el nombre de escalas. Se tendrán así escalas de longitudes, áreas, fuerzas, etc. Decir que la escala de fuerzas, por ejemplo, es 1000, significa que cada fuerza medida en el modelo tiene que multiplicarse por mil para dar la fuerza correspondiente del prototipo, es solamente cuando todas las relaciones resultantes de las escalas; según las cuales el modelo reproduce las características del prototipo, cuando se cumplen estrictamente, la semejanza entre ellos.

En el establecimiento de criterios de semejanza juegan un papel fundamental los productos adimensionales, es decir esos productos de potencias positivas o negativas de las magnitudes características, que son números puros. Así por ejemplo productos del tipo L/L' o bien LL'/A siendo L, L' longitudes y "A" áreas, son adimensionales; otros productos adimensionales son PA/F y L^3/F siendo p una presión, F una fuerza, un peso específico. Ahora bien, si entre prototipo y modelo existen una escala de longitudes, una de masas y una de tiempos definidos unívocamente y si todas las magnitudes compuestas varían según las escalas que resultan de las combinaciones de sus componentes en el sistema longitud-masa-tiempo, es evidente que todo producto adimensional conservará en modelo y prototipo el mismo valor. Aunque en la práctica, por motivos que se verán más adelante, pretender la conservación de todos los posibles productos adimensionales en modelo y prototipo es irrealizable, en cuanto esto impondría demasiadas restricciones a las escalas, la conservación de aquellos que si juegan un papel fundamental en el fenómeno que se está estudiando es indispensable el primer paso para proyectar un modelo es por tanto

definir cuales números adimensionales son los importantes, a imponer para que el valor que ellos adquieren en el prototipo lo conserven tal cual en el modelo.

Entre los tipos de modelos físicos que interesan al ingeniero-civil, los principales son los elásticos y los hidráulicos. El estudio de la resistencia de una presa de arco a diferentes cargas de agua se realiza por un modelo elástico, mientras que la conformación más adecuada de un vertedor tiene que definirse por un modelo hidráulico. Es cierto que en ambos casos interviene el agua, pero en el primero interviene unicamente como causa de presiones, consistiendo el problema ingenieril en diseñar la estructura interna de la presa para que responda a dichas presiones lo más elásticamente posible; en el segundo caso el agua escurre a través de la obra, y como varíen sus movimientos en relación con la forma de la obra es la pregunta a la cual el modelo tiene que contestar.

Modelo hidráulico es por tanto aquél en el cual se estudian efectos del movimiento del agua, o bien para reproducirlos fácilmente como en el caso de representarse una red hidrológica, o bien para modificarlos, por medio de obras hidráulicas normalmente en el modelo, el agua se reproduce por agua, pero no es indispensable; - otros fluidos y en particular el aire, pueden eventualmente utilizarse también.

I.- GENERALIDADES ACERCA DE LOS MODELOS HIDRAULICOS

I.1 Semejanza y números adimensionales de la hidráulica

Para establecer una teoría de los modelos hidráulicos es necesario presentar primero los productos adimensionales relativos. Las ocho variables principales de la hidráulica son:

- F = Fuerza
- L = Longitud
- V = Velocidad
- ρ = Densidad
- γ = Peso específico
- μ = Coeficiente de viscosidad dinámica
- E = Modulo de elasticidad
- σ = Tensión superficial

y tienen, con respecto a las magnitudes fundamentales longitud - "L" , Masa "M" y tiempo "T", las siguientes dimensiones:

$$F = [MLT^{-2}] \quad L = [L] \quad , \quad V = [LT^{-1}] \quad \rho = [ML^{-3}]$$

$$\gamma = [ML^{-2} T^{-2}] \quad , \quad \mu = [ML^{-1} T^{-1}] \quad , \quad E = [ML^{-1} T^{-2}] \quad ; \sigma = [MT^{-2}]$$

Es por tanto inmediato comprobar que las expresiones siguientes son adimensionales:

Número de Reynolds: $R = \frac{\rho}{\mu} VL = \frac{VL}{\nu}$ (ν = coeficiente de viscosidad cinemática)

Número de Euler: $E = \frac{\rho}{F} V^2 L^2 = \frac{\rho V^2}{P}$ (P = Presión).

Número de Froude: $F = \frac{\rho}{g} \frac{V^2}{L} = \frac{V^2}{g l}$ (g = Aceleración de gravedad)

Número de Weber : $W = \frac{\rho}{\sigma} V^2 L$

Número de Cauchy : $C = \frac{\rho}{E} v^2$

Todas ellas son independientes entre sí, en el sentido de que ninguna de ellas pueden obtenerse en función de otras: en efecto, μ aparece sólo en R , F solo en E , γ solo en F , σ solo en W y E solo en C . Por otra parte se comprueba que todo producto - adimensional formado con las ocho variables arriba mencionadas, si no es R , E , F , W ó C tiene que ser necesariamente un producto de potencias, positivas o negativas de estos últimos.

$$\frac{F}{L^3 g} = FE^{-1}, \quad \frac{\sigma}{EL} = cw^{-1}$$

El hecho mencionado se expresa diciendo que los cinco números R , E , F , W y C constituyen una serie completa de productos adimensionales con respecto a las ocho variables F , L , v , ρ , γ , μ , E , σ . Que tengan que ser un número de cinco se entiende observando que las variables no son independientes entre si en cuanto hay tres elementos comunes a todas ellas; las tres magnitudes fundamentales L , M , y T .

Lo anterior hace bastante evidente el hecho, que podría deducirse con rigor de un célebre teorema de Buckingham, de que toda ecuación de la hidráulica puede expresarse a través de una relación entre algunos de los cinco números fundamentales. Esto permite en determinados casos hallar así la ecuación misma; por ejemplo si queremos expresar la ley de caída de una esfera sólida en un fluido, como aquí entrarán en juego una longitud, el diámetro " D " de la esfera, la densidad ρ y la viscosidad μ del fluido y la diferencia $\gamma_0 - \gamma$ entre los pesos específicos de la esfera y del fluido la ley resultará de una relación entre los dos números de Reynolds y Froude.

$$R = \frac{\rho}{\mu} v D, \quad F = \frac{\rho}{\gamma_0 - \gamma} \frac{v^2}{D}$$

ahora, la observación sugiere que la velocidad de caída ha de -

ser directamente proporcional al peso específico relativo $\gamma_0 - \gamma$. Siendo la razón F/R proporcional a $v / (\gamma_0 - \gamma)$, la fórmula buscada será una proporcionalidad directa entre R y F :

$$R = KF$$

de donde se obtiene, reemplazando las expresiones relativas,

$$\frac{\rho}{\mu} VD = K \frac{\rho}{\gamma_0 - \gamma} \frac{V^2}{D}$$

y simplificando.

$$\frac{\mu V}{D^2} = \frac{1}{K} (\gamma_0 - \gamma)$$

Que viene siendo la "fórmula de Stokes". La constante K se ha determinado experimentalmente y es igual a 18.

I. 2 NUMERO DE REYNOLDS

En la teoría de los modelos hidráulicos, se llama "Condición de Reynolds". La que requiere que en el modelo se tenga el mismo valor del número de Reynolds que en el prototipo. Para entender cuando conviene realizar esta condición, analizaremos el significado físico del número de Reynolds. Si un fluido se mueve con velocidad v sabemos por las leyes fundamentales de la mecánica de los fluidos que actúan en él dos tipos principales de fuerzas: de inercia y de fricción o viscosas; las fuerzas de inercia por unidad de volumen resulta esencialmente expresados por

$$F_i = \text{grad} \left(\frac{v^2}{2} \right)$$

y las de fricción por unidad de volumen por

$$F_f = \text{ROT } \vec{v}$$

Las primeras tienen las dimensiones de $v^2 L^{-1}$, las segundas de L^{-2} ; por tanto la relación F_i/F_f tiene las dimensiones de $\frac{\rho}{\mu} VL$ que es un número de Reynolds.

Podemos considerar por tanto el número de Reynolds como una expresión de la relación existente entre fuerzas de inercia y fuerzas viscosas en cada punta de la masa fluida. Un número de Reynolds muy elevado indica una preponderancia absoluta de las primeras fuerzas sobre las segundas; éste es el caso de flujos altamente turbulentos, en que la agitación general destruye los efectos de la fricción entre partículas. Un número de Reynolds muy bajo señala una preponderancia de las fuerzas viscosas y corresponde a escurrimientos laminares, que son aquellos movimientos lentos, en que la presencia de paredes se revela hasta grandes distancias, por el efecto de frenado al cual se someten las partículas, tanto más marcado cuánto más éstas se hallan cerca.

Entre los dos regímenes de flujo, el laminar y el turbulento, existe un régimen crítico, que se determina también él en función del número de Reynold. El régimen crítico posee en cada caso un extremo inferior, que constituye su frontera con el régimen laminar, y un extremo superior frontera con el turbulento. En el caso de que por algún motivo no sea factible reproducir en el modelo el mismo valor del número de Reynolds del prototipo, es siempre necesario - sin embargo asegurarse de que los números relativos son tales que garantizan que el régimen del prototipo, ya sea laminar, crítico o turbulento, se reproduce en el modelo.

Como se mencionó más arriba, la condición de Reynolds consiste en imponer la igualdad de números de Reynolds en prototipo y modelo. Supongamos que se quiere construir un modelo geoméricamente semejante al prototipo, transformándose las longitudes según cierta escala L_e , y supongamos también conocer los fluidos con que trabajan prototipo y modelo, y por tanto la escala de viscosidades ν_e precisamente, si indicamos con el índice "P" las características del prototipo y con el índice "m" aquellas del modelo, será

$$L_e = L_p / L_m, \quad \nu_e = \nu_p / \nu_m$$

Y la condición de Reynolds se escribirá

$$V_m L_m / \nu_m = V_p L_p / \nu_p$$

de aquí se deducen otras escalas: por ejemplo la de velocidades - es

$$V_e = \frac{V_p}{V_m} = \frac{L_m}{L_p} \frac{\nu_p}{\nu_m} = L_e^{-1} \nu_e$$

la de tiempo es

$$t_e = \left(\frac{L}{V} \right)_e = \frac{L_p V_m}{L_m V_p} = L_e^2 \nu_e^{-1}$$

La de gasto es

$$Q_e = (VL^2)_e = \frac{V_p L^2_p}{V_m L^2_m} = \sqrt{R} L_e$$

I.3 NUMERO DE FROUDE

El numero de Froude V^2/gl , cuya magnitud característica es la aceleración de gravedad, interviene como parametro principal en el análisis de todos los fenómenos en los cuales hay caída de agua, entendiéndose este término en sentido amplio, para incluir cualquier movimiento de bajada libre de las partículas líquidas, desde las ondas hasta la socavación la condición de Froude es por tanto la de empleo más frecuente en los modelos hidráulicos y vale la pena estudiarla con cierto detalle por lo que se refiere a su geometría, un modelo puede ser semejante al prototipo o bien distorsionado según si existe una sola escala de longitudes o bien más de una, por ejemplo en el sentido de que se usen escalas distintas para las dimensiones horizontales y para las verticales.

Las condiciones de semejanza resultantes de la ley de Froude son radicalmente distintas en los dos casos.

En el caso de detenerse una sola escala de longitudes L_e , la condición de Froude

$$V_m^2 / g_m L_m = V_p^2 / g_p L_p,$$

Si se admite que la aceleración de gravedad "g" sea prácticamente la misma en los sitios del modelo y del prototipo, implica la proporcionalidad

$$V_p^2 : V_m^2 = L_p : L_m$$

es decir

$$V_e = L_e$$

la escala de tiempo es

$$T_e = \frac{L_e}{V_e} = L_e$$

y la de gasto

$$Q_e = (V L^2)_e = L_e^{5/2}$$

Así una escala de longitudes 1:100 da escalas de velocidades y de tiempo 1:10 y escalas de gastos 1:100000. Ya que la velocidad y tiempo se transforman según la misma escala de aceleración (vale 1), hecho que podíamos esperar, por haber impuesto el mismo valor de g en modelo y prototipo por tal motivo resultan también iguales las escalas de fuerza y de Masa: $F_e = M_e$ además si el modelo se opera con el fluido del prototipo, por ejemplo hay agua en ambos, resulta $Pe = 1$ y por tanto la escala de masas es igual a la de volúmenes $M_e = L_e^3$. Comparando con la igualdad anterior, queda

$$F_e = L_e^3 = V_e^2 L_e^2$$

De donde concluimos que el número de Euler $\rho V^2 L^2 / F$ queda igual en modelo y prototipo. En este caso, de semejanza geométrica y fluido igual en modelo y prototipo, la condición de Froude implica aquélla de Euler.

Se acude a la distorsión vertical en el modelo, por ejemplo al querer reproducir un río ancho y poco profundo, como es el caso de un estuario, que por magnitud exige una escala de reducción muy grande, y luego los tirantes resulten tan pequeños, que el régimen de escurrimiento en el modelo sea laminar, cuando en el prototipo es turbulento. Para juzgar si estamos en este caso, un criterio que puede utilizarse es el siguiente: calcúlese el producto " vr " de la velocidad media por el radio hidráulico en el modelo normalmente podemos confiar en que su régimen es turbulento, cuando este producto es superior a $0.007 \text{ m}^2/\text{s}$ de no ser así, la distorsión es absolutamente necesaria. Se tendrán entonces dos escalas de longitudes, una L_e para la horizontal y otra H_e para las verticales. Esta última será la escala de los desniveles, y luego también, de las -

cargas hidráulicas, que a su vez en régimen turbulento son proporcionales al cuadrado de las velocidades. Resultará así

$$V_e = \sqrt{H_e}$$

como las secciones verticales se reducen con la escala $(LH)_e = Ae$ el gasto tiene la escala

$$Q_e = (VLH)_e = LeH_e^{3/2}$$

y siendo $(L^2H)_e$ la escala de volúmenes V , la de tiempos es

$$T_e = (V/Q)_e = L_e H_e^{-1/2}$$

En los modelos distorsionados, la escala de perímetros mojados y - por consiguiente la de radios hidráulicos r_e varía según la sección que se considere; la de pendientes es

$S_e = H_e/Le$; llamada n_e a la escala de los coeficientes de rugosidad "n" de Jutter y recordando la fórmula de Manning $n = r^{2/3} s^{1/2}$ resulta luego

$$N_e = r_e^{2/3} (H_e^{1/2} L_e^{-1/2}) H_e^{-1/2} = r_e^{2/3} L_e^{-1/2}$$

en el caso de un modelo no distorsionado en que se puede aceptar - que sea $r_e = L_e$ la fórmula anterior se hace

$$N_e = L_e^{1/6}$$

es decir que en un modelo sin distorsión las rugosidades se reducen proporcionalmente a la raíz sexta de la escala.

I.4 NUMERO DE EULER

Como el parámetro característico del número de Euler es la fuerza, la condición de Euler rige todos esos estudios en que fuerza o presiones son factores esenciales, como por ejemplo empujes sobre obstáculos, erosiones, movimientos de turbinas, etc., ya comprobamos que la condición de Euler se asocia automáticamente a la de Froude cuando no hay distorsión, y el fluido del modelo es el mismo que el del prototipo. Como la gran mayoría de los modelos se realizan en estas condiciones no es muy frecuente tener que imponer deliberadamente la condición de Euler. Sin embargo no es inútil analizar esta condición, para definir las relaciones de escala resultantes

Si escribimos la condición de Euler bajo la forma

$$V_m^2 \rho_m / P_m = V_p^2 \rho_p / P_p$$

obtenemos la escala de presiones como sigue:

$$P_e = \frac{V_p^2 \rho_p}{V_m^2 \rho_m} = V_e^2 \rho_e$$

de donde se deduce la escala de fuerzas

$$F_e = L_e^2 V_e^2 \rho_e$$

si por ejemplo la condición de Euler se asocia con la de Reynolds, para la cual como sabemos

$$V_e = V_e L_e^{-1}$$

se obtiene

$$F_e = V_e^2 \rho_e$$

mientras que si se asocia con la condición de Froude en un modo lo distorcionado para el cual

$$V_e^2 = H_e \quad \text{Queda}$$

$$F_e = L_e^2 H_e \rho_e$$

para terminar con el tema, queremos mencionar como al quererse imponer muchas condiciones, se reducen los intervalos de variación de las escalas, hasta el punto de resultar imposible la realización del modelo. Supongamos tener un modelo sin distorsión, en que reproducimos agua con agua, y que queremos imponerle a un mismo tiempo las condiciones de Reynolds y de Froude. Las dos condiciones indicadas dan respectivamente.

$$V_e = L_e^{-1} \quad \sqrt{V_e} = L_e^{-1/2}, \quad V_e = L_e^{1/2}$$

igualando se obtiene la ecuación

$$L_e^{-1} = L_e^{1/2}$$

cuya única solución es $L_e = 1$ es decir que el modelo quedaría del mismo tamaño, y por tanto idéntico, al prototipo.

I. 5 CONSTRUCCION Y OPERACION DE MODELOS HIDRAULICOS

Los modelos hidráulicos pueden construirse con muchos materiales como metales, madera o mampostería de tabique. En México se ha estado prefiriendo esta última, por las grandes facilidades de construcción, y modificaciones que presenta. La mampostería se cubre con mortero de cemento muy pulido cuando se tiene que reproducir extensas zonas de topografía, se rellenan con arena bien apisonada, se conforma y se recubre con una capa de mortero de aproximadamente 1 cm de grueso. Para pruebas rápidas, se puede remplazar el mortero por yeso.

A veces el modelo es de fondo móvil, es decir que en parte tiene que reproducirse con materiales sueltos, como son arenas, o agregados ligeros clasificados convenientemente. Esto se hace por ejemplo en el caso de quererse estudiar las erosiones producidas por una corriente. En este caso no hay que olvidar después de cada prueba, de reconstruir el fondo móvil, devolviéndole la forma y la compactación original.

Durante todo ensayo, hay que llevar un control exacto del gasto que se suministra al modelo, en el caso de que el fluido sea agua, se suele alimentar los modelos desde un tanque de carga constante, provisto de vertedores diseñados convenientemente, a fin de mantener invariable el nivel del agua en el tanque, y por tanto el gasto. Cuando el modelo se alimenta directamente por medio de una bomba, hay que controlar que ésta no vaya variando su gasto, por fluctuaciones de la energía eléctrica u otros motivos.

El agua tiene que ingresar al modelo con la velocidad más reducida y uniforme que sea posible. Con este objeto se sitúan convenientemente deflectores y amortiguadores en la entrada y, si la alimentación viene de una tubería, se coloca en la terminación de

ésta un cono de expansión. En México, especialmente en el laboratorio hidráulico de la S.A.R.H., se han estado utilizando con éxito sifones portátiles, que permiten comunicar, en el momento del ensayo, el modelo con un canal principal de alimentación, - estos sifones, al reducir a un mínimo la agitación en la entrada del modelo, simplifican grandemente el problema de la tranquilización.

La medición del gasto de agua se realiza normalmente por medio vertedores de pared delgada; rectangulares sin contracción lateral para gastos grandes, triangulares para gastos pequeños. La carga aguas arriba del vertedor se mide por medio de una -- escala de gancho, que se sumerge en un pocito lateral, comunicado inferiormente con el canal a través de una manguera.

La carga media se reemplaza en una fórmula conveniente (la de Rehbock para los vertedores rectangulares, la de Barr para los triangulares), y se calcula el gasto. El vertedor puede colocarse, según los casos, aguas arriba o aguas abajo del modelo. Si el fluido es aire, se requieren otros métodos de medición de gastos.

Las presiones se miden por medio de piezómetros ó eventualmente de manómetros. La medición de velocidades se realiza - por medio de micromolinetes, tubos de Prandtl y tubos de Bentzel. Los micromolinetes son molinetes de dimensiones reducidas, cuyas hélices pueden tener diámetros hasta de 2 cm o menos, a fin de caber en tirantes muy pequeños. Un tubo Prandtl es esencialmente un tubo Pitot combinado con un tubo estático con una boquilla única perfilada de tal forma que el coeficiente de - corrección, para el cálculo de la velocidad con la fórmula de Torricelli, sea igual a 1. Finalmente el tubo de Bentzel, - que sirve solo para los líquidos, es un sifón que obliga el -

fluído a pasar por una sección transparente de sección variable, - que lleva en su interior un índice flotador; ésta se desplaza hacia arriba obligado por la corriente que recorre el tubo, adquiriendo - una posición de reposo diferente según el gasto, y luego según la - velocidad de la corriente misma.

I. 6 MODELOS DISTORSIONADOS

Todo lo anterior no debe hacernos creer que el modelo hidráulico requiere necesariamente una semejanza geométrica ya sea completa o distorsionada, con el prototipo. A veces tal semejanza sería más estorbo que ayuda, y que se puede prescindir en ella. Así un cualquier sistema de elevación de agua puede reemplazarse por una bomba, un conducto abierto por una tubería. Cuando una red hidráulica compleja interesa tan sólo por el gasto que sale de ella, es posible reemplazarla por un depósito de forma especial, calculando de tal manera que su ley de desagüe corresponda precisamente a aquella de la red.

I.7 EXPERIMENTOS EN PROTOTIPOS

Como señalamos al principio, las experiencias en prototipo son siempre más difíciles y costosas que aquellas en modelo. Sin embargo a veces es conveniente y hasta necesario realizarlas podemos subdividir éstas experiencias en tres tipos.

- A) Aquellas que se realizan directamente, sin ninguna relación con modelos.
- B) Aquellas que se realizan para obtener datos previos a la construcción y operación de un modelo.
- C) Aquellas que se efectúan para comprobar datos obtenidos por medio de un modelo.

Las experiencias del tipo "A" pueden tener como objeto la comprobación de un sistema de conducción, una máquina o una estructura, o bien producir una obra determinadas condiciones de funcionamiento que permitan deducir criterios útiles para el diseño de otra obra análoga. En este último caso la obra existente se utiliza en cierta forma como modelo para aquella que se está proyectando

Por lo general las experiencias de tipo B se realizan sobre una obra ya construida, cuando ella manifiesta algún defecto de funcionamiento que hay que corregir, pero también pueden necesitarse pruebas en prototipo de resistencia a la erosión hidráulica de cierto material. o bien, de los efectos de determinadas modificaciones a cauces naturales, etc.

Las experiencias del tipo C constituyen la conclusión de todo estudio sobre modelo. En efecto, como señalamos más arriba ningún modelo es una reproducción completa del prototipo, y existe siempre el riesgo de que éste no funcione tan bien como el modelo lo habría -

hecho esperar. Una vez realizada la obra es por tanto necesario observar su comportamiento, y compararlo cualitativamente con aquel - del modelo. La determinación de las eventuales discordancias puede ser de gran valor, no solo para el caso específico sino para apre - ciar el grado de confianza de modelos análogos, que se tengan que - construir en el futuro. Un caso en que la observación del prototi - po es indispensable, es aquel de los modelos de fondo móvil, ya que es normalmente imposible reproducir el comportamiento de un mateiral de acarreo natural, bastante variado en su composición, con un material de laboratorio.

I. 8 MODELOS HIDRAULICOS

Los modelos hidráulicos permiten estudiar el comportamiento y condiciones hidráulicos de un prototipo, dada la semejanza hidrodinámica que es resultado entre otros factores de la similitud geométrica.

De acuerdo con el material de construcción, los modelos hidráulicos se dividen en modelos de fondo fijo y de fondo móvil.

Los de fondo fijo son utilizados cuando se requiere conocer las características de un sistema hidráulico durante un período y se tenga la certeza de que el efecto causado por los fenómenos externos - en el fondo no sea de consideración. Por ejemplo se pueden emplear para obtener los niveles de la superficie del agua en un tramo de un río durante una avenida, conocer las líneas de corriente o la distribución de velocidades al construirse una obra.

Los modelos de fondo móvil permiten estudiar por ejemplo problemas en los que la corriente altera las condiciones del fondo y las orillas de un cauce natural, en otras palabras, donde los fenómenos de erosión, arrastre y depósitos sean de importancia. También se pueden utilizar para observar el desarrollo de los meandros de un río, estudiar la mejor manera de rectificar el cauce y proteger sus orillas, así como resolver problemas de erosión y encontrar formas de evitarla o reducirla.

Como no solo la técnica de construcción y operación sino la teoría en que se basan los dos tipos de modelos es muy diferente, se hará mención solo de modelos de fondo fijo ya que el trabajo que se presenta está dirigido a este tipo de modelos.

I. 9 MODELOS HIDRAULICOS DE FONDO FIJO

Los modelos de fondo fijo son aquellos en los que todas las superficies en contacto con el líquido están formadas por un material que no es alterado por el paso del fluido.

La determinación de las escalas de un modelo de fondo fijo - en el que la gravedad sea la variable más importante se basa en - cumplir la condición de Froude entre él y su prototipo; además debe prestarse especial atención a que la rugosidad requerida en el modelo esté bien representada.

Cuando los modelos hidráulicos se emplean para representar - tramos de varios kilómetros de ríos, los tirantes de la corriente - no llegan a tener sino algunos metros. Si en el modelo se repre - sentaran los tirantes con la escala utilizada para las distancias horizontales se obtendrían valores muy pequeños para reproducirlos en forma conveniente, sin introducir efectos capilares que alteren los resultados, se escogen dos escalas diferentes, una para las - longitudes horizontales y otra para las verticales.

Por lo anterior los modelos hidráulicos en ocasiones son distorsionados. La principal excepción se tiene cuando se estudian - erosiones locales, ya que las distancias horizontales afectadas - por el fenómeno son pequeñas.

Otra razón por la que los modelos hidráulicos pueden ser distorsionados es por representar la rugosidad a escala, esto se verá más - claramente al obtener la escala de rugosidades sin embargo hacer - notar que rara vez se necesita distorsionar un modelo por tal motivo.

VALORES DE ESCALAS

A continuación se indicarán las relaciones entre las diferentes escalas a partir de la condición de Froude y la manera de obtener - el valor teórico de la rugosidad del modelo por ser de mayor facilidad, se define como escala a la relación entre una magnitud del prototipo y su correspondiente en el modelo. De esta manera, siempre se utilizan números enteros en lugar de fraccionarios.

Todo el estudio se presenta suponiendo que se trabaja con modelos distorsionados en estos casos se tienen dos grados de libertad. Generalmente se escogen en forma independiente la escala de líneas horizontales L_e , y la de líneas verticales H_e .

La escala de líneas horizontales se escoge tomando en cuenta el espacio disponible en el laboratorio, procurando que el modelo sea de mayor tamaño posible. Para modelos hidráulicos el valor de esa escala está comprendida entre 100 y 200.

La escala de líneas verticales se escoge procurando que la distorsión no sea mayor de 10 en modelos de fondo fijo, que el gasto en el modelo pueda ser dado por el equipo de bombas de laboratorio, y - que la rugosidad pueda ser reproducida sin dificultad. Casi siempre conviene hacer el estudio para tres o cuatro combinaciones de escalas y escoger la que cumpla más favorablemente con las relaciones anteriores.

La condición de Froude establece que se cumpla la relación

$$\frac{v_e}{\sqrt{g_e H_e}} = 1 \dots\dots\dots (1)$$

pero como $g_e = 1$ se llega a

$$v_e = H_e^{1/2} \dots\dots\dots (2)$$

Al igual que la escala de velocidades, las restantes escalas estarán en función de la escala de líneas.

Los valores de las escalas de mayor interés son:

Escala de áreas

$$A_e = H_e L_e \dots\dots\dots(3)$$

Escala de Gastos

$$Q_e = H_e^{3/2} L_e \dots\dots\dots(4)$$

Escala de tiempos para recorridos horizontales de una partícula

$$t_e = L_e H_e^{1/2} \dots\dots\dots(6)$$

Escala de volúmenes

$$V_e = L_e^2 H_e \dots\dots\dots(6)$$

Escala de pendientes

$$S_e = \frac{H_e}{L_e} \dots\dots\dots(7)$$

La distorsión es igual

$$\Delta = \frac{L_e}{H_e} = S_e^{-1} \dots\dots\dots(8)$$

Escala de rugosidades

Esta escala se puede obtener a partir, de algunas de las fórmulas de fricción para canales como la fórmula de Chezy, de Manning o la de Keulegan se indicará el procedimiento utilizando la fórmula de Manning; aunque para cualquier otra, es enteramente similar.

El coeficiente de rugosidad dado para la expresión de Manning es

$$n_e = \frac{r_h^{2/3} s_1^{1/2}}{v_e} \dots\dots\dots (9)$$

Y por lo tanto, la escala de coeficiente de rugosidad

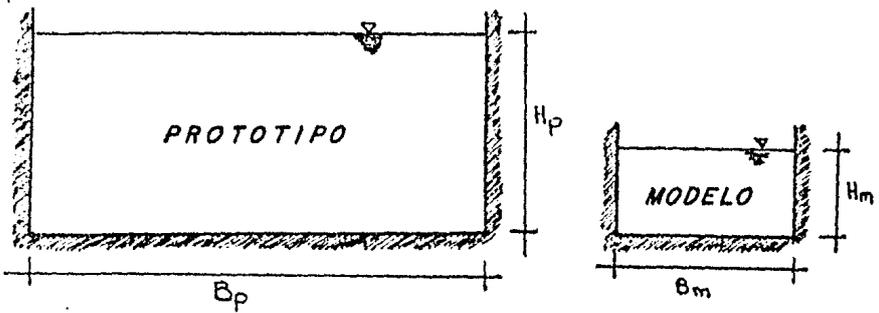
$$N_e = \frac{r_e^{2/3} s_e^{1/2}}{v_e} \dots\dots\dots (10)$$

En la expresión anterior

- n = coeficiente de rugosidad
- r = radio hidráulico
- s = pendiente de la línea de energía
- v = velocidad media

se desconoce el valor de la escala de radios hidráulicos; éste depende de la geometría de la sección. Como ilustración del procedimiento de cálculo, se indican los pasos a seguir si la sección del cauce es rectangular si no lo fuera, el procedimiento es semejante.

Sean la sección del prototipo y su correspondiente en el modelo.



La escala de radios hidráulicos se escribe como

$$r_e = \frac{r_p}{r_m} \dots\dots\dots (11)$$

$$r_e = \frac{A_p / P_p}{A_m / P_m} = \frac{A_p P_m}{A_m P_p}$$

r_e = radio hidráulico escala

r_p = radio hidráulico prototipo

r_m = radio hidráulico modelo

$$r_e = \frac{B_p H_p (B_m + 2 H_m)}{B_m H_m (B_p + 2 H_p)} = \frac{H_e L_e}{B_p + 2 H_p} \frac{B_m + H_m}{B_p + 2 H_p}$$

Introduciendo Le en el paréntesis, y sustituyendo Hm por Hp/He

$$re = \frac{He(1 + 2 \Delta HP/Bp)}{(1 + 2 Hp/Bp)} = K He \quad \text{-----}(12)$$

donde

$$K = \frac{(1 + 2 \Delta Hp/Bp)}{(1 + 2 Hp/Bp)} \quad \text{-----}(13)$$

sustituyendo los valores conocidos en la EC 10 se tiene

$$Ne = \frac{K^{2/3} He^{2/3} He^{1/2}}{He^{1/2} Le^{1/2}}$$

por lo que

$$Ne = \frac{K^{2/3} He^{2/3}}{Le^{1/2}} \quad \text{-----}(14)$$

para ver la forma en que varía el valor de la escala de rugosidades, se analiza la EC. 14

Si $Le = He$ se tiene la condición para un modelo no distorsionado $K = 1$ y por lo tanto

$$Ne = Le^{1/6} \quad \text{-----}(15)$$

La ecuación 15 indica que Ne^* tiene un valor mayor que uno, por lo que la rugosidad en el modelo siempre será menor que en el prototipo. En ocasiones cuando Le^* es grande puede necesitarse una rugosidad tan pequeña en el modelo que no alcance a ser reproducida. Cuando eso ocurre conviene cambiar el valor de Le , o bien distorsionar el modelo.

Escalas seleccionadas.- La escala de longitudes (Le) quedó limitada por el espacio disponible en el laboratorio, el tramo que se quiere representar y el gasto que puede proporcionar el equipo de bombeo del laboratorio.

De las diferentes combinaciones se optó por escoger la $Le = 200$; -

escala que permite visualizar los fenómenos hidráulicos que se producen en el modelo.

Escala de velocidades .- utilizando la ecuación.

$$\frac{V_e}{\sqrt{L_e}} = 1 \Rightarrow V_e = L_e^{1/2}$$

$$V_e = (200)^{1/2} = 14.14$$

Escala de gastos con la ecuación

$$Q_e = L_e^{5/2} \quad (\text{Modelo no distorsionado})$$

$$Q_e = (200)^{5/2} = 565685.42$$

en donde de acuerdo con el gasto de diseño para la obra de excedencia de la Presa El Caracol y de acuerdo a un período de retorno seleccionado se obtiene

$$Q_m = \frac{Q_p}{Q_e} = \frac{17,000}{565685} \text{ m}^3/\text{seg} = 0.03 \text{ m}^3/\text{seg} = 30 \text{ Lts}/\text{seg}$$

Gasto que puede ser suministrado por el equipo de bombeo del laboratorio

Resumen de escalas

Escala de longitudes	$L_e = 200$
Escala de velocidades	$V_e = 14.14$
Escala de gastos	$Q_e = 565681.42$

II MODELO DEL VERTEDEDOR DE LA PRESA "EL CARACOL"

II-1 GENERALIDADES

La Comisión Federal de Electricidad con el objeto de aprovechar - en generación eléctrica las aguas del Río Balsas, decidió integrar un plan que alcanzara a cubrir las necesidades futuras del país. De esta manera es como surge el sistema hidroeléctrico del Río Balsas el cual se encuentra constituido por nueve presas y sus correspondientes plantas hidroeléctricas. Ver Figura II.1 y II.2

El sistema hidroeléctrico del Río Balsas cuenta con abundantes recursos hidráulicos, algunos de los cuales han sido desarrollados a la fecha; el primer aprovechamiento construido en esta cuenca - fué el sistema hidroeléctrico Miguel Alemán con una capacidad instalada de 386,000 kw en los afluentes del Río Cutzamala; posteriormente se construyó la primera etapa de la P.H. El Infiernillo con cuatro unidades y una capacidad instalada de 624 000 kw; a continuación se construyó la P.H. La Villita con una capacidad de 300,000 - kw, para finalmente ampliar la P.H. El Infiernillo con otras unidades cuya capacidad es de 346,000 kw actualmente se tiene en esta - cuenca una capacidad instalada de 1,656 Mw.

Con la construcción de la P.H. "El Caracol" motivo de este trabajo se logrará ampliar la capacidad instalada en la cuenca con 750,000 kw adicionales.

II-2 ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO HIDROELECTRICO "CARACOL"

II.2.1 LOCALIZACION

El sitio del aprovechamiento hidráulico "Caracol", se localiza en-

un meandro del Río Balsas en el Estado de Guerrero, a 68 km., aguas abajo del Puente Mezcala carretera México-Acapulco.

Las coordenadas geográficas son $17^{\circ} 57' 30''$ de latitud norte y $99^{\circ} 59' 08''$ de longitud oeste.

El acceso al sitio es por la carretera México-Iguala Cuota y Federal hasta el kilómetro 173, se continúa por carretera pavimentada de Iguala hacia Teloloapan hasta el kilómetro 56.5 donde se inicia un camino de terracería de 68 km, pasando por los poblados de Chapa, Las Cruces, Aplaxtla y Cacalotepec, que permiten llegar al sitio de la obra. Ver Figuras II.3 A y B)

II.2.2 DATOS HIDROLOGICOS

Los estudios hidrológicos realizados fueron para determinar.

- + Aportaciones
- + Avenida de Desvío
- + Avenida Máxima probable.

Los datos resultantes de estos estudios se presentan en las tablas II.1, II.2 y II.3. Además en las tablas II.2 a II.7

Se presentan los datos más importantes de cada una de las obras que componen el proyecto, y en la figura II.4 la localización de cada una de ellas.

II-3 CALCULO DE LA GEOMETRIA DEL VERTEADOR

II.3.1 INTRODUCCION

La obra de excedencia de la P. H. "El Caracol", está localizada en la margen derecha del Río Balsas, con una elevación en la cresta de 498.00 m sobre el nivel del mar, alojada sobre el "espinazo" del meandro adyacente a la cortina con orientación N-W, los puntos de coordenadas -

$L(1110,748,1106,923)$, $K(1227,877,1383,113)$, corresponden a la cresta del cimacio y el labio de la cubeta respectivamente, y definen - la longitud del vertedor en 300.00 m . Ver Figura II.3.1

Por las condiciones naturales de espacio disponible, los vertedores descargarán a través de un canal a cielo abierto recto, dividido por un muro intermedio, controlado por compuertas radiales.

La transición entre la zona de control y el canal de descarga principia a la elevación 490.463 de su plantilla hasta el inicio del canal de descarga, y que corresponde en toda su longitud a la transición de sección rectangular a un trapecial con taludes, 0.25 a 1.0. El punto de tangencia del cimacio con la rápida alojada en un plano inclinado de 24° con la horizontal, a la elevación 495.828 se prolonga hasta la Elev. 482.426 donde se inicia una curva vertical con un radio $R = 139.146$ m y un ángulo de desarrollo de 13.796° llegando al punto de elevación 472.597, donde comienza el canal de descarga - de sección trapecial y pendiente $S = 0.18$ constante hasta el punto de tangencia con la cubeta deflectora a la elevación 437.178 que tiene un radio $R = 48.199$ m, con un ángulo de desarrollo de 40.205° terminando en el labio superior con la cota 442.873 m Figura II.3.2. para conseguir un buen diseño de la obra de excedencias, consideraron los siguientes requisitos:

- 1) Las secciones de la transición deberán ser de secciones constructivas, tales que den origen a superficies regladas y sean fáciles de verificarse por medio de los aparatos de medición disponibles en el campo.
- 2) El comportamiento hidráulico deberá ser de máxima eficiencia y balanceado; de tal manera que en el supuesto caso de que la presa reciba una avenida máxima extraordinaria, la obra de excedencias sea capaz de evacuar el volumen de aguas que no puede ser almacenada dentro de la capacidad útil del vaso.

Habiendo realizado el tránsito de avenida de diseño y estudiado varias combinaciones de capacidad del vertedor - altura de cortina, se seleccionó

cionó la que satisfaga en mejor forma las restricciones del proyecto.

Los datos que arrojó dicha selección fueron:

N.A.M.E.	521.00 m
COTA CORONA DE LA CORTINA	526.00 m
COTA CRESTA DEL CIMACIO	498.00 m
COTA DEL PISO DEL CANAL DE LLAMADA	492.00 m
GASTO MAXIMO DE DISEÑO	17000.00 m ³ /seg.
CARGA DE DISEÑO (Hd)	23.00 m

II.4 CANAL DE LLAMADA

La geometría del canal de diseño en base a curvas compuestas, a los muros de encauce y a las pilas se les dió una forma hidrodinámica, - con el fin de no provocar zonas de turbulencias cercanas a las estructuras de control; la plantilla del canal se encuentra a la elevación - 492.00 m.

La margen izquierda está formada por un muro vertical de encauce, mismo que sirve de apoyo a la cortina, cuyo desplante se encuentra a - igual elevación de la plantilla del canal (Elev. 492.00 m) su longitud de 54.50 m con una curva compuesta de 4 arcos de círculo cuyos - elementos principales son:

Curva uno : Se inicia después de un tramo recto de 25.00 m medidos - hacia aguas arriba a partir de la cresta.

Curva dos :

Radio -----	50.00 m
Deflexión -----	12.00 °
Subtangente -----	5.255 m

Curva tres:

Radio -----	15.00 m
Deflexión -----	45.00°
Subtangente -----	6.213 m

Curva cuatro

Radio -----	5.00 m
Deflexión -----	57.293°
Subtangente	2.731 m

La pila central se diseñó geométricamente (en forma hidrodinámica) - orientada hacia la entrada del flujo y con la longitud necesaria para evitar que las zonas de turbulencia formadas cuando opere únicamente una unidad vertedora, tengan influencia en la zona de pilas y compuertas, para gastos hasta de 6000 m³/seg. y operándolos simultáneamente, hasta el gasto máximo = 17000 m³/seg. La margen derecha del canal se encuentra definida por la excavación del acceso, con un talud que varía de vertical a 0.21 : 1

En la Figura II.4 se presenta la geometría general de la entrada, y la forma detallada del muro central.

II.5 LONGITUD EFECTIVA DE LA CRESTA

Aplicando la fórmula para vertedores con descarga libre y pilas intermedias, ver Manual de Comisión Federal de Electricidad "Hidrotécnica, A.2.10, Obras de Excedencia, se tiene:

$$Q = C [L_e - 2 (K_e + N K_p)] H_d^{3/2} \quad \text{II.1}$$

donde:

Q = Gasto de descarga en $m^3/\text{seg.}$

C = Coeficiente de descarga

L_e = Longitud efectiva de la cresta en m.

K_e = Coeficiente de contracción por estribos

N = Número de pilas intermedias

H_d = Carga de diseño sobre la cresta en m.

K_p = Coeficiente de contracción por pilas.

En el coeficiente de descarga, influyen varios factores tales como:

Efectos de profundidad de llegada, la relación de forma real de la cresta a la lámina ideal, pendiente del paramento de aguas arriba, etc.

Los coeficientes correspondientes tomados de la referencia 1, se estimaron como sigue:

$C = 2.065$

$K_e = 0.00$ (No se tienen estribos)

$K_p = 0.010$ (Para tajamar redondo)

$N = 6$ (Se tiene pilas intermedias)

$Q = 17000$ $m^3/\text{seg.}$

$H_d = 23.00$ M (diferencia entre la elevación del N.A.M.E. y la cresta del vertedor.)

Se decidió, dividir el gasto de diseño en 2 canales, cada uno de ellos con 3 pilas intermedias de 4.50 m entonces:

$N = 3$

$Q = 8500$ $m^3/\text{seg.}$

sustituyendo las literales en la ecuación (II.1) y despejando el valor de "Le" tenemos:

$$Le = \left[\frac{8500}{2.065 (23)^{3/2} + 1.30} \right] = 38.6970$$

$$Le = 38.6970 \text{ m}$$

La longitud efectiva de la cresta se divide entre cuatro para obtener el ancho de los vanos que debe existir entre las pilas.

$$\text{Ancho del vano} = Lv = \frac{Le}{4} = 9.6743 \quad 9.70$$

$$Lv = 9.70 \text{ m}$$

II.6 PERFIL DE CIMACIO

El perfil de cimacio debe ser de máxima eficiencia, es decir, que tenga la forma de la vena líquida, de tal manera que ésta se pegue al perfil sin dejar cavidades, para evitar que se provoquen fenómenos de succión y de cavitación, que traería como consecuencia la destrucción de la estructura.

La forma del cimacio de la cresta hacia aguas abajo está definida por la ecuación.

$$\frac{y}{Hd} = -K \left(\frac{x}{Hd} \right)^N \quad \text{II.2}$$

donde:

Hd Carga de diseño en m

K,N Coeficiente que dependen de la inclinación del paramento de aguas arriba y de la velocidad de llegada.

X, Y Coordenadas de los puntos del perfil.

Para obtener los coeficientes K y N de la referencia } Pag.304, se debe determinar primero la carga de velocidad a la entrada, resolviendo por iteración la expresión :

$$h_a = \frac{V_a^2}{2g}$$

considerando un solo canal tenemos

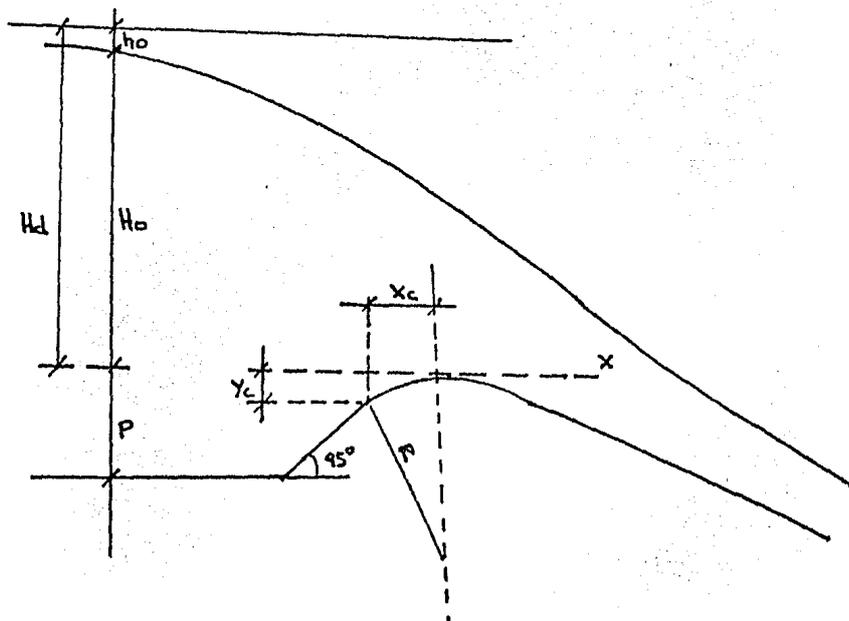
$$Q = 8500 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$g = 9.81 \text{ m}/\text{seg}^2$$

$$P = 6.00 \text{ m}$$

$$H_d = 23.00 \text{ m}$$

$$B = 52.30 \text{ m}$$



$$H_a = \frac{V^2}{2g} = \frac{(8500 / (2g - H_a) \cdot 52.30)^2}{19.62} = \frac{1346.2802}{(2g - h_a)^2}$$

$$H_a = 1.8227$$

con relación $\frac{h_a}{H_d} = 0.0792$ se obtiene:

$$N = 1.750 \text{ y } K = 0.535$$

Estos valores sustituidos en la ecuación (II.2) permiten obtener la ecuación que describe la forma del cimacio, aguas abajo de la cresta tenemos:

$$Y = 0.0509387 x^{1.75} \quad (\text{II.3})$$

Los valores de los parámetros que nos permiten definir la forma del cimacio de la cresta hacia aguas arriba, se obtienen con la misma relación.

$$h_a / H_d = 0.0792$$

Y de la referencia 1 pagina 305 los valores son:

$$X_c / H_d = 0.195 \quad X_c = 4.485 \text{ m}$$

$$Y_c / H_d = 0.042 \quad Y_c = 0.966 \text{ m}$$

$$R / H_d = 0.465 \quad R = 10.695 \text{ m}$$

Para obtener las coordenadas del punto de tangencia se deriva la ecuación (II.2), y se iguala a la tangente del ángulo del plano inclinado.

$$Y = KH = \left(\frac{V}{H} \right)^n$$

$$\frac{dY}{dX} = Kn \left(\frac{V}{H} \right)^{n-1}$$

$$\text{Tan } \theta = K_n \left(\frac{X}{H} \right)^{n-1}$$

$$\left(\frac{\text{TAN } \theta}{K_n} \right)^{\frac{1}{n-1}} = \frac{X}{H}$$

donde

$$X = \frac{H^{n-1} \text{TAN } \theta}{K_n} \frac{1}{n-1}$$

sabiendo que:

$$n = 1.75$$

$$K = 0.535$$

$$\theta = 24^\circ$$

$$Hd = 23.00 \text{ m}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación (II.4) tenemos:

$$X = \frac{(23)^{1.75} \text{TAN } 24^\circ}{(0.535) (1.75)} \frac{1}{1.75-1} = 8.5372$$

$$X = 8.5372 \text{ m}$$

Sustituyendo X en la ecuación (II.3)

$$Y = 0.05093987 (8.5372)^{1.75} = 2.1720$$

$$Y = - 2.1720 \text{ m}$$

$$\text{Elec. P.T. } 498.00 - 2.1720 = 495.828$$

Coordenadas del P.T. (8.5372, 495.828)

En la figura II.5 se muestra el perfil del cimacio así como la orientación de los ejes coordenadas utilizados

II.7 FORMA DE LAS PILAS

El ancho de las pilas es de 4.50 m, su longitud total de 43.886 m y la altura máxima a partir del piso de llegada es de 34.00 m

La longitud de la nariz es de 5.842 m, con desplome hacia adelante de 6: 1

La forma de la nariz se diseñó mediante arcos de círculo empleando la expresión

$$R = \frac{(b - r^2)}{(a - 2r)} + \frac{a + 2r}{4} \quad (\text{II.5})$$

donde

- A Ancho de la pila en m
- b Largo de la nariz en m
- r Radio menor de la nariz en m, elegido arbitrariamente.

Datos

$$a = 4.50 \text{ m}$$

$$b = 5.842 \text{ m}$$

$$r = 0.30 \text{ m}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (11.5) tenemos:

$$R = \frac{(5.842 - 0.30)^2}{4.5 - (2)(0.30)} + \frac{4.50 + (2)(0.30)}{4} = 9.150$$

$$R = 9.150 \text{ m}$$

En el tajamar aguas abajo, se le dió una geometría especial para disminuir las perturbaciones que se producen en esta zona. Esta consiste

en un desvanecimiento con un ángulo central de 21° que forma un espesor variable de 4.50 a 1.50 m en una longitud de 8.09 Figura II.6.

II.8 UNIÓN DEL CIMACIO CON EL CANAL DE DESCARGA

La rápida del vertedor se alojará sobre un plano inclinado a 24° tangente al perfil del cimacio, y estará unida al canal de descarga por medio de una curva vertical concava formada por un arco de círculo. Los elementos principales de esta curva vertical se determinaron a -partir de un valor dado de la subtangente formada por el punto de inflexión y el punto donde termina la transición de las paredes del canal de vertical a 0.25 : 1

Sus valores son:

Coordenadas del punto donde se inicia	$P_c = (34.6413, 482.426)$
Longitud de la Subtangente	$St = 16.8336 \text{ m}$
Coordenadas del punto de inflexión	$P_j = (54.0196, 475.5794)$
Coordenadas del punto donde termina	$P_t = (70, 578.472.5972)$
Radio del arco de círculo que define la curva	$R = 139.146 \text{ m}$
Deflexión de la curva	$\Delta = 13.796$
Coordenadas de centro de la curva	$C_c = (93.6428, 609.5424)$

II.9 CANAL DE DESCARGA

Tomando en cuenta los requerimientos hidráulicos y haciendo intervenir el valor económico además de las características topográficas y geológicas, se adoptó para la plantilla de dicho canal una pendiente ---

$S = 0.18$ constante, que comienza en el cadenamiento 70.587 y elevación 472.597 m prolongándose hasta el punto de tangencia de su plantilla con la curva vertical de la cubeta deflectora al cadenamiento 267.361 m y una elevación de 437.178 m, la sección transversal es trapezoidal excavado a cielo abierto con un recubrimiento de concreto y taludes de 0.25 a 1 dividido por un muro cuya geometría se fijó con un ancho en la base de 8.00 m y taludes de 0.25 a 1 hasta la corona, a una altura de 8.0 m, los paramentos laterales tienen el mismo talud formando dos canales de sección trapezoidal con base de 52.30 que hacen un ancho total de 112.60 m.

II. 10 ESTRUCTURA DEFLECTORA

El perfil de esta estructura está definida por un arco de círculo - las características de la cubeta quedan determinadas a partir del punto de salida del labio de la cubeta, el radio y en ángulo de salida, que son escogidos de antemano.

Los elementos principales de la cubeta son:

Coordenadas del labio	$P_L = (300.00, 442.813)$
Radio	48.199 m
Ángulo de salida	30°
Coordenadas del centro del círculo	$C (275.901, 484.873)$
Deflexión	40.205°
Coordenadas del punto donde se inicia	$P_C (267.361, 431.178)$

La selección del ángulo que forma el labio de la cubeta con la horizontal está influenciada por el radio de curvatura de la cubeta y -

la altura del lado al punto más bajo de la misma, la referencia 2 - recomienda que el radio de la cubeta debe ser lo suficientemente gran de pora que las presiones desarrolladas en la plantilla no alteren la distribución de las líneas de flujo.

Se recomienda que el ángulo de salida en la cubeta deflectora no sea mayor de 30° y que el radio mínimo no sea menor que

$$R = 5 D$$

$$R = 0.043 D Y^2$$

EN LA TABLA SIGUIENTE SE PRESENTA LAS PRESIONES EN LA CUBETA OBTENIDAS
 MEDIANTE UN PROGRAMA DE COMPUTADORA

PTO. Nº	CADENAM. (M)	ELEVACION (M.S.N.M.)	TIRANTE (M)	ANGULO (GRADOS)	C. DE PRE SION (M)
1	267.361	337.178	4.312	10.205	17.845
2	270.191	436.755	4.301	6.803	17.907
3	273.041	436.501	4.294	3.294	17.942
4	275.901	436.416	4.292	0.000	17.954
5	280.101	436.599	4.297	5.000	17.929
6	284.270	437.148	4.311	10.000	17.850
7	288.375	438.058	4.336	15.000	17.719
8	292.386	439.322	4.322	20.000	17.536
9	296.270	440.931	4.416	25.000	17.301
10	300.000	442.873	4.472	30.000	17.013

TABLA II.10

II. 11 CALCULO HIDRAULICO DEL VERTEDOR, RESULTADOS TEORICOS

II. 11.1 CURVA ELEVACIONES - GASTOS

La curva de elevaciones gastos de un vertedor con cresta de cimacio trabajando sin controles, se puede obtener de la fórmula general de vertedores.

$$Q = C L_e H_e^{3/2} \quad \text{II.10.1}$$

donde:

- Q = Descarga que pasa sobre la cresta, en $m^3/\text{seg.}$
- C = Coeficiente de descarga, en $m^{1/2}/\text{seg.}$
- Le = Longitud efectiva sobre la cresta en m.
- He = Carga total sobre la cresta en m, incluyendo la carga de velocidad (para el caso de trabajar con la carga de diseño $H_d = H_e$)

El coeficiente de descarga C es función de los siguientes factores:

- La profundidad de llegada
- Carga de trabajo diferentes a las de diseño
- Inclinación del paramento de aguas arriba
- Nivel del piso del canal de descarga
- Tirante del flujo aguas abajo

La influencia de estos factores se puede determinar por medio de las figuras 190 y 191, Páginas 307 y 308 respectivamente de la Referencia J

La curva se construye haciendo variar la carga sobre la cresta, y - realizando las modificaciones correspondientes del coeficiente y de la longitud efectiva para cada variación, obteniéndose el gasto - por medio de la Fórmula II.10.1 Ver Figura II.10.1

En el caso de una cresta controlada por compuertas, la curva de elevaciones - gastos se puede obtener con la siguiente fórmula de orificios.

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \quad CL \left(H_1^{3/2} - H_2^{3/2} \right) \quad \text{II.10.2}$$

donde :

- g Aceleración producida por la gravedad, en m/seg^2
- c Coeficiente de descarga, es adimensional
- H_1 Carga al fondo del orificio en m., incluyendo la carga de velocidad.
- H_2 Carga al labio inferior de la compuerta en m, incluyendo la carga de velocidad.
- L Ancho efectivo del orificio en m., corresponde a la longitud efectiva de la cresta.

En ésta fórmula de orificios el coeficiente de descarga C depende

- Tipo de compuerta
- Tipo de cresta
- Profundidad del canal de llamada

De las figuras 9.24 Pag. 1403 (Ref. 2) se pueden obtener los valores del coeficiente C para compuertas radiales.

La construcción de la curva se hace fijando una abertura de compuerta y haciendo variar la carga sobre la cresta se encuentran los gastos correspondientes lo mismo se repite para variar aberturas de compuertas Ver. Figura II. 10. 2

II. 11. 2 DETERMINACION DE LOS TIRANTES

Comportamiento hidráulico para el gasto de diseño ($Q = 8500 \text{ m}^3/\text{seg}$) Dado este gasto y la geometría de la obra calculada anteriormente, nos proponemos encontrar los tirantes y las velocidades de la vena líquida a lo largo del canal, y por inspección de resultados, ver que el líquido no rebase los muros en ningún punto, y revisar que la variación de las velocidades de sección a sección sean graduales de tal manera que no se produzcan turbulencias, que traerían como consecuencia una inclusión de aire excesiva, perjudicial al buen funcionamiento de la obra. Para esto aplicaremos repetidamente el teorema de Bernoulli, que en su forma general, para dos secciones sucesivas se expresa como sigue:

$$\frac{v_1^2}{2g} + y_1 \cos \theta + \Delta z_1 = \frac{v_2^2}{2g} + y_2 \cos \theta + hf_{1-2}$$

En que los términos que figuran en la igualdad significan:

$\frac{v^2}{2g}$: Carga de velocidad en m.

$y \cos \theta$: Carga de presión en m.

Δz : Carga de posición en m.

hf_{1-2} : Pérdida de carga por fricción

Al mismo tiempo nos auxiliaremos de la ecuación de continuidad, que nos relaciona las áreas con las velocidades entre esas secciones y - que se expresa:

$$A_1 v_1 = A_2 v_2 = Q$$

En la que las literales significan:

A : Area de la sección.

v : Velocidad en la sección considerada.

Q : Gasto; cantidad que permanece constante, ya que los líquidos los consideramos incompresibles, por lo que:

$$Q_1 = Q_2$$

Para calcular la pérdida de carga por fricción, utilizaremos la fórmula de Manning, como sigue:

$$hf_{1-2} = \left(\frac{Vn}{r^{2/3}} \right)^2 \Delta L$$

Donde :

V : Es la velocidad en la sección 2. en m/seg.

h : Coeficiente de rugosidad

r : Radio hidráulico en m.

ΔL : Intervalo entre las dos secciones consideradas en m.

El procedimiento a seguir es por tanteos, como sigue:

Se eligen las dos secciones entre las que se quiere establecer la igualdad pasando el plano horizontal de comparación en la sección 2; de tal manera que el primer miembro unicamente figure la energía de partida.

Se supone para la sección 2 un tirante " Y_2 " y se calcula el área A_2 y el radio hidráulico R_2 correspondiente con esta área y con el gasto dado Q , valuamos la velocidad V_2 .

Teniendo estos elementos calculamos los términos $\frac{V_2^2}{2g}$, $\gamma \cos \theta_2$, H_f que sumados deberán ser iguales a la energía de partida

Sección de Control.

Sabiendo que en la cresta del vertedor tendremos, un control, ya que el flujo del agua pasará de un régimen lento a un régimen rápido podemos conocer el tirante crítico en ese punto.

El gasto por un canal es de $8500 \text{ m}^3/\text{seg}$. el area en este lugar tiene forma rectangular; por lo que conociendo la longitud neta de la cresta entre las pilas que es de 9.70, la longitud total de la cresta será

$$L = 4 (9.70) = 38.80$$

Esta longitud viene a ser el ancho de la sección, por lo tanto nuestro gasto será:

$$Q = q (b) \quad q = Q/b$$

$$q = \frac{8500}{38.80} = 219.072 \text{ m}^3/\text{seg/m.}$$

De la ecuación de Bernoulli, sabemos que la energía específica es la siguiente:

$$E = Y + \frac{V^2}{2g}$$

Que poniéndola en función del gasto unitario queda como sigue:

$$E = Y + \frac{q^2}{2g A^2}$$

$$A^2 = b^2 Y^2$$

$$q^2 = b^2 q^2$$

Por lo tanto

$$E = Y + \frac{q^2}{2g Y^2}$$

Derivando esta ecuación con respecto al tirante, e igualándola a cero determinamos el tirante crítico.

$$\frac{de}{dy} = 1 - \frac{q^2}{gy^3}$$

Igualando a cero

$$1 - \frac{q^2}{gy^3} = 0 \Rightarrow q^2 = gy^3$$

Por lo que el tirante crítico quedará como sigue:

$$Y_c = \sqrt[3]{q^2/g}$$

Sustituyendo valores el tirante en esa sección será:

$$Y_c = 3 \sqrt{\frac{219.072}{9.8}}$$

$$Y_c = 16.976 \text{ m}$$

Por lo que la energía en ese punto será:

$$E_c = Y_c + \frac{V_c^2}{2g}$$

Sabemos que:

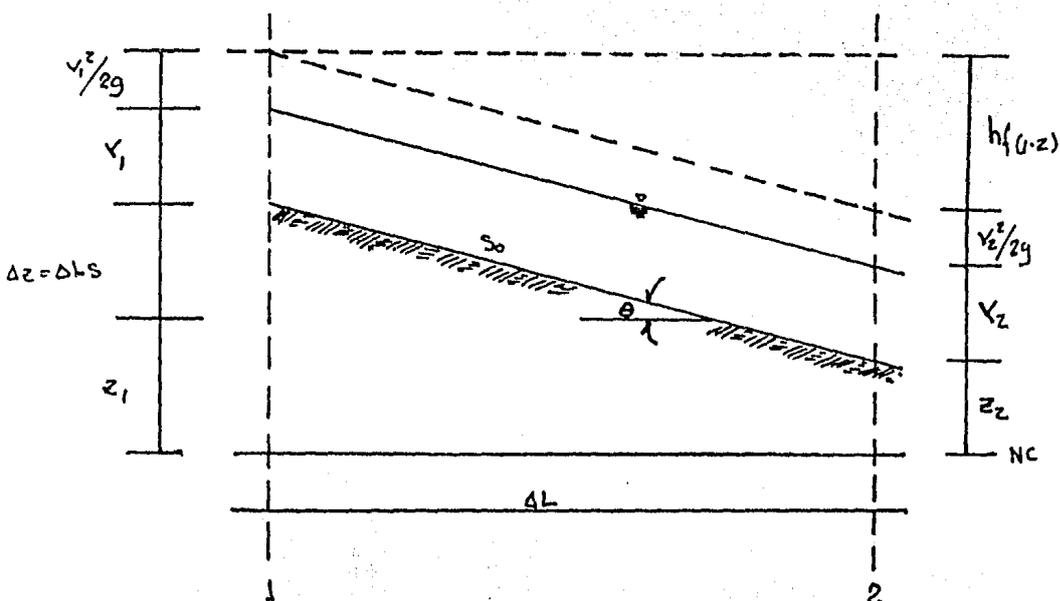
$$V_c = \frac{q}{Y_c} = \frac{219.072}{16.976} = 12.900 \text{ m/seg}$$

$$\frac{V_c^2}{2g} = 8.491 \text{ m}$$

siendo:

$$E_c = 16.982 + 8.491 = 25.473 \text{ m}$$

Para el cálculo de la energía en la siguiente sección y de ahí conocer su tirante utilizaremos el método del paso estándar. Este método sigue el procedimiento antes mencionado. La figura ilustra el porqué de la igualación de la energía entre secciones.

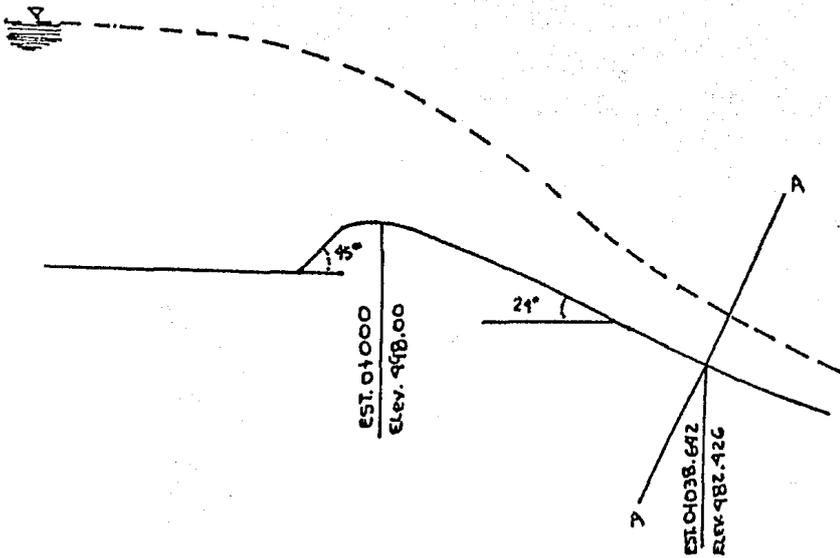


De la misma figura:

$$E_1 = V_1 \cos \theta + \frac{V_1^2}{2g} + z = E_1 : E_2 = V_2 \cos \theta + \frac{V_2^2}{2g} + z_2 + hf_{1-2}$$

Cuando $E_1 = E_2$ después de varios tanteos se encuentra el tirante correcto.

La primera sección (A) se encuentra sobre un plano de 24° aguas abajo de la sección de control donde conocemos la energía.



De la figura tenemos:

$$A = 498.00 - 482.426 = 15.574$$

De donde:

$$\begin{aligned} E.p.c &= Y_c \cos \theta + \frac{V^2}{2g} + AZ \\ &= 16.82 \cos 24^\circ + 8.491 + 15.5740 \\ &= 39.570 \text{ m} \end{aligned}$$

En el cálculo de las pérdidas por fricción en este tramo comprendido entre la sección de control y la sección "A", consideramos un 10% de la energía disponible entre los puntos, ya que debido a la influencia de las pilas y del cimacio el tirante crítico no se presenta exactamente en la cresta; pudiendo variar su posición de acuerdo al gasto.

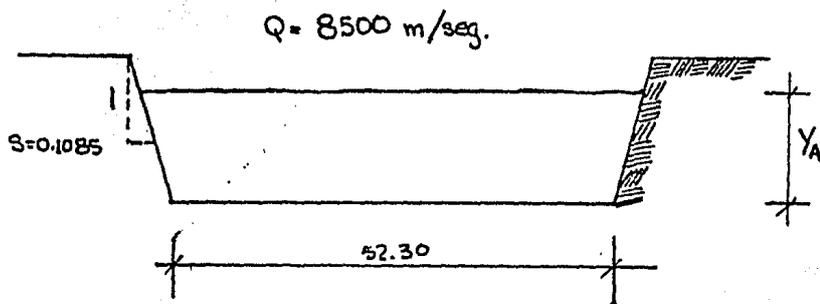
Calculando el talud que se tiene en la sección "A" sabiendo que la sección es normal en la plantilla del canal y que la longitud de desarrollo de la transición es 59.1934 m tenemos:

$$59.1934 : 0.25$$

$$25.6890 : x$$

$$x = \frac{25.689}{59.1934} = 0.25$$

$$x = 0.1085 : 1$$



CALCULO DEL AREA CORRESPONDIENTE A UN TIRANTE SUPUESTO Y_A :

Y	A_A	Y_A	$V_C^2/2g$	$Y_A \cos 24^\circ$	$0.10P.C. + \frac{V_C}{2g} + Y \cos 24^\circ = 39.$
6.665	353.399	24.052	29.516	6.089	

El tirante de la primera sección después de varios tanteos resultó :

$$Y_A = 6.664 \text{ m}$$

Area de la sección :

$$A = (52.30)(6.664 + 0.1085)(6.664)^2 = 353.346 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad} = \frac{Q}{A} = \frac{8500.00}{353.346} = 24.056 \text{ m/seg.}$$

Cálculo de la energía para el tirante supuesto

$$\text{Carga de velocidad} : \frac{V^2 A}{2g} = \frac{(24.056)^2}{19.6} = 29.524$$

$$\text{Carga de presión } Y_A \cos \theta = 6.664 \cos 24^\circ = 6.088$$

$$\text{Pérdida para este caso: } H_f = (0.10)(39.570) = \frac{3.957}{39.569}$$

$$\text{De donde } E_{p.c} = E_A ; 39.570 = 39.569$$

Para encontrar la energía en las siguientes secciones procedemos de la misma manera, sólo que a partir de la sección E_B calcularemos las pérdidas por fricción, ya que se conoce la separación entre secciones en la Tabla II.11.2.1 se presenta el resumen del cálculo.

III CONSTRUCCION DEL MODELO

III.1 GENERALIDADES.

La construcción del modelo está gobernada por diversos principios:

El modelo debe ser una réplica a escala del prototipo, consecuentemente con el propósito y costo; la construcción tiene que ser precisa, evitando deformaciones y asentamientos; debe estar sujeto a fáciles y rápidos cambios en detalles; y estar equipado con los instrumentos adecuados - para asegurar un control y medida del flujo, es conveniente contar con planos topográficos para poder presentar detalles que tengan importancia en el modelo.

El modelo debe ser de materiales comunmente disponibles tales como madera, concreto, cera, parafina, plástico, arena y carbón, según el tipo de estructura por representar. Muy frecuentemente la mayor parte del tiempo empleado en los estudios en modelo, son utilizados en la etapa de construcción del mismo de lo anterior cabe hacer notar que la disponibilidad de materias primas y mano de obra especializada para la elaboración del modelo, son de suprema importancia en la planeación del estudio y de esa forma una parte importante para el desarrollo en el laboratorio - hidráulico.

La base de la construcción de un modelo preciso estriba en el establecimiento de un control absoluto en las direcciones horizontales y verticales. Los detalles del control horizontal dependerán generalmente de la forma y tamaño del modelo, así, si el modelo es largo y angosto, el control horizontal puede estar referenciado en una poligonal cerrada; si el modelo es largo y ancho, el control horizontal puede hacerse desde el -

perímetro del modelo, mediante un sistema de ejes, si el modelo cubre una área considerable se puede tener un control mediante un sistema de barras paralelas que cubran el modelo.

Para cualquier tipo de modelo el recorrido puede ser medido con cinta y tránsito.

El sistema de control vertical está basado en un banco de nivel; si el modelo cubre áreas considerables, se pueden establecer bancos de nivel suplementarios. El control vertical es efectuado por medio de un nivel montado en un tripie. con el se toman las lecturas hasta lograr la precisión requerida.

Los elementos esenciales que constituyen un modelo, independientemente si es de fondo fijo o móvil y deben reunir las siguientes características:

- a) Facilidad para la alimentación de líquido fluido
- b) Un sistema adecuado para controlar el flujo que entra al modelo
- c) Las condiciones de entrada deben ser justas y semejantes a las del prototipo.
- d) Asegurar que la salida al pie del modelo esté de acuerdo a las condiciones naturales.
- e) Técnica para representar la topografía
- f) Debe contar con una estructura en la que se coloquen los aparatos de medición para hacer las lecturas necesarias.
- g) Debe tener dimensiones adecuadas para observar y recordar los efectos producidos por el agua.

III. 2 SUMINISTRO DE GASTO LIQUIDO

Para la alimentación de gasto líquido al modelo, se debe tener un sistema de bombeo, un tanque de almacenamiento y un tanque elevado de carga constante; como éste conjunto de instalaciones y a partir del tanque elevado de carga constante, se hace llegar el agua mediante tubería - hasta otro tanque colocado en la cabecera del modelo, este tanque debe contener en su interior un tranquilizador para poder medir con exactitud el gasto que circulará en el modelo; el tranquilizador puede consistir, en un muro de celosías u otro dispositivo que elimine las turbulencias que se ocasionan al entrar el agua al tanque en el plano se muestran las instalaciones utilizadas para el funcionamiento del modelo en estudio.

III. 3 CONSTRUCCION DE LAS SECCIONES

Para el caso que en especial nos ocupa, la construcción del modelo será de la siguiente manera.

Sobre el terreno en el que se construirá el modelo, se llevarán las secciones con hilos sobre los cuales se marcarán las distancias a las que van las varillas y con plomada se bajarán las referencias correspondientes, las cuales serán niveladas con nivel montado, referenciadas a un banco de nivel previamente determinado.

En toda la construcción se trabajará a la décima de milímetro pues de otra manera los errores serán multiplicados debido a la escala. De no tomarse en cuenta éstas precauciones los resultados que se obtuvieran del modelo serían falsos . Fig. III. 3. 1

Para la formación de la estructura del modelo será necesario, debido a la escala vertical seleccionada, levantar un bordo de 0.80 m en su parte más alta, el cual absorberá un volumen de relleno de aproximadamente 6.60 m^3 para el relleno, la compactación se debe hacer por capas de 10 cm aproximadamente, de arcilla ó material de relleno de consistencia plástica.

Después de compactado el material de relleno se fijan las varillas ya niveladas, con una primera capa de mortero.

Para la reproducción de la topografía del modelo se tomará en cuenta, la precisión en los detalles que se quieran representar y la aspereza de la superficie. El material empleado para moldera la topografía debe ser mortero de cemento, ya que es un material fácilmente trabajable y no es afectado por el cambio de temperatura, la proporción utilizada recomendada, es una parte de cemento por tres partes de arena (el contenido de partículas de material grueso en la arena depende de la finura de la superficie que se desee representar) el mortero se moldea con una llana metálica o cuchara de albañil.

III. 4 APARATOS DE MEDICION

Los aparatos que se emplearán para la medición y sentido del flujo en el modelo del vertedor de la presa El Caracol son los que se describen a continuación:

Limnómetros.- Consta de una regla graduada en milímetros que en su extremo inferior lleva una varilla con una punta para hacer la coincidencia de la superficie libre del agua, formando un menisco. Esta va montada sobre una cremallera para poderla accionar hacia arriba

o hacia abajo según se necesite, deslizando frente a un índice de Vernier con aproximación a la décima de milímetro. Para acoplarlo al modelo y - hacer las mediciones correspondientes se empleó una estructura metálica - apoyada en los extremos del modelo, esta estructura, tiene movimientos - longitudinales y los limnómetros pueden ser movidos a lo ancho sobre el (Fig. III.4.1).

Escala Graduada .- La graduación de esta escala se hará de acuerdo a la - escala vertical, que se ocupará principalmente para nivelar en el proce - so de construcción del modelo las varillas que representan las elevacio - nes referenciadas a un banco de nivel fijo.

TUBO PRANDTL.- Consta de dos tubos de plástico de 6 mm de diámetro inte - rior colocados frente a una escala graduada en centímetros y cuyos extre - mos libres van conectados de la siguiente manera: uno al tubo pitot en - forma de "L" del cual, una de sus rayas es un chiflón muy agudo, para - presentar al flujo una resistencia mínima y no alterar las condiciones - de este. El tubo es simplemente un tubo piezométrico. Fig. III.4.2.

La teoría del Pitot se conoce aplicando el teorema de Bernoulli entre - los puntos A y B que se encuentran en el mismo nivel, uno inmediatamente - antes de la entrada y otro dentro del tubo. Fig. III. 4.2.

$$Z_A + \frac{P_A}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} = Z_B + \frac{P_B}{\gamma} + \frac{V_B^2}{2g} \quad (\text{III.4.J})$$

donde: $Z_A = Z_B$

$$\frac{P_A}{\gamma} = Z \quad ; \quad \frac{P_B}{\gamma} = H + Z$$

$$\frac{V^2}{2g} = ? \quad \frac{V_B^2}{2g} = 0$$

Puesto que dentro del tubo el agua permanece en reposo.

Atendiendo a las simplificaciones anteriores la ecuación (III.4.1) se escribe:

$$Z + \frac{v_A^2}{2g} = h + Z \quad (\text{III.4.2})$$

Despejando de la ecuación (III.4.2) la velocidad en el punto se obtiene:

$$v_A = \sqrt{2gh} \quad (\text{III.4.3})$$

Lo que indica que midiendo el desnivel entre la superficie libre del líquido dentro del tubo de Pitot y el tubo piezométrico puede conocerse la velocidad en el punto considerado el tubo prandtl ilustrado, se puede construir en el laboratorio con el propósito de medir las cargas de velocidad, colocándolo longitudinalmente y en sentido opuesto al flujo, la diferencia de lecturas entre los dos tubos de la carga de velocidad.

Para el empleo del tubo prandtl se procede a su calibración en un mismo canal de pendiente variable y sección rectangular, alimentando con vertedor triangular; en él se conoce el gasto aplicando la fórmula de Barr como sigue:

$$Q = 1.33693 H^{2.48}$$

donde:

Q, es el gasto en $m^3/\text{seg.}$ y H es la carga en el vertedor en m.

Se instala una sección de control el cual se coloca el tubo prandtl; en esa sección se conoce la velocidad aplicando la ecuación de continuidad $V = \frac{Q}{A}$;

donde A es el área de la sección en m^2 ; v , es la velocidad en $m/seg.$ y Q , es el gasto calculado mediante la fórmula de Barr, también se conoce la carga de velocidad registrada en el tubo Prandtl por la diferencia de niveles en los tubos. Esta carga de velocidad se compara con la obtenida con la ecuación de continuidad.

IV. CALIBRACION

Hasta ahora se ha descrito únicamente como obtener el valor teórico de la rugosidad en el modelo. A continuación se mencionará la manera de construir el modelo con una rugosidad deseada.

Si se sigue el procedimiento que se menciona en este escrito, se requerirá el uso de un canal de ancho B y pendiente S constante.

A lo largo del canal se colocarán dos limnómetros separados entre sí una distancia conocida, procurando que se encuentren alejados de los extremos del canal. Así por ejemplo, para un canal de 16 m de longitud, los limnómetros pueden estar separados entre sí 10 m a todo lo largo del canal se da el mismo acabado o rugosidad a las paredes y al final se coloca una compuerta que servirá para controlar los niveles del agua en la segunda sección de control. El procedimiento para conocer N_m es el siguiente: Se hace pasar por el canal un gasto Q cualquiera. Se mide el tirante con el limnómetro y ese mismo valor se trata de colocar en la sección 2, para lo cual se hace uso de la compuerta. Al mover la compuerta para hacer el tirante H_2 igual H_1 inicial, el tirante en la sección 1 cambiará. Se repite el procedimiento durante 2 ó 3 tanteos hasta obtener que H_1 sea igual H_2 .

Al lograr lo anterior se puede conocer la velocidad puesto que

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{BH}$$

De la fórmula de Manning se despeja el valor de N y se sustituyen -

los valores conocidos

donde

$$Nm = \frac{r^{2/3} S^{1/2}}{V}$$

S es conocida

V se ha calculado

$$r = \frac{BH}{B + 2H}$$

Si el valor de Nm es diferente al calculado para el modelo, por ejemplo si es menor, se dará otro acabado a las paredes y fondo del canal de prueba, para hacerlo más rugoso. Esto se puede lograr rayando el cemento uniformemente, antes de fraguar, o pegando arena gruesa o grava a las paredes; en casos extremos, colocando dentro de la corriente con regularidad, láminas o mallas separadas convenientemente.

Cuando se logra en el canal la rugosidad deseada, se reproduce el mismo acabado en el modelo propiamente dicho.

Al introducir los obstáculos anteriores dentro de la corriente, las líneas de flujo son diferentes de las del prototipo, lo cual no resulta de importancia para este tipo de estudios, en los que se desea conocer principalmente las elevaciones del agua en distintos puntos y para diferentes gastos.

CONCLUSIONES

La complejidad que presenta el poder predecir teóricamente el comportamiento de un río, es una magnífica oportunidad para hacer un estudio en modelo como medio de solución al problema, ya que no es poco común que las ecuaciones gobernantes no sean conocidas, no por ignorancia, sino por lo complejo del problema. Una razón más para la construcción del modelo es que con las alternativas ensayadas en él la solución resultante es la más costeable económicamente.

Si se acepta la validez del modelo dentro de una obligada estructura, la posibilidad del mal diseño puede ser grandemente reducida o igualmente eliminada. La ingeniería puede diseñar y pensar cual es la posible solución al problema y entonces ensayar es la solución en un modelo; si los resultados no son satisfactorios, muchas veces es posible determinar por observaciones en modelo la razón de un comportamiento incorrecto y poder hacer los cambios necesarios hasta obtener la óptima solución.

Un mal diseño en el campo es excesivamente costoso; en cambio por otra parte un estudio en modelo puede ser de bajo costo de acuerdo a un porcentaje del costo total y traer como consecuencia una reducción del costo en prototipo.

Lo anterior manifiesta la importancia de la experimentación en modelos reducidos, de toda obra importante, para estar seguros de su correcto funcionamiento; de igual manera es preciso contar con el modelo hidráulico respectivo, con suficiente anticipación a fin de que la información así obtenida sea oportuna en la evolución del proyecto.

- J. A. MAZA A.

MODELOS FLUVIALES

INSTITUTO DE INGENIERIA. SEPTIEMBRE 1968

DIVISION DE INVESTIGACION DE LA F.I.
U.N.A.M. C.U. MEXICO 20 D.F.

- SEMINARIO SOBRE MODELOS HIDRAULICOS

UNIVERSIDAD DE GUANAJUATO

ESC. DE INGENIEROS TOPOGRAFOS E HIDRAULICOS
DEL 6 AL 10 DE MARZO DE 1978

- JOSE ANTONIO MAZA A.

ROLANDO SPRINGALL G.

INSTITUTO DE INGENIERIA SEPTIEMBRE 1968

DIVISION DE INVESTIGACION DE LA F.I.

U.N.A.M. C. U. MEXICO 20 D. F.

- CLAUDIO MATAIX

MECANICA DE FLUIDOS Y MAQUINAS HIDRAULICAS

GTA. REIMPRESION

EDITORIAL HARLA

- FREDERIK S. MERRITT.

MANUAL DE INGENIERO CIVIL (PRIMERA EDICION EN ESPAÑOL 1982)

- RONALD V. GILES

MECANICA DE LOS FLUIDOS E HIDRAULICA

SERIE SCHAUM. MAC. GRAW-HILL

B I B L I O G R A F I A

- 1.- U.S.B.R. "DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS" Ed. CECSA MEXICO (1976)
- 2.- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS" CIVILES" (SECCION E) MEXICO (1969)
- 3.- CHOW V.T. "OPEN CHANEL HIDRAULICS" ED. Mc GRAW HILLTOKIO (1959)
- 4.- SOTELO A.G. "HIDRAULICA GENERAL" ED. LIMUSA MEXICO (1976)
- 5.- EULER CHARGOY DEL VALLE, CARLOS CRUCKSHANK VILLANUEVA "UNFORME FINAL DE LOS ESTUDIOS HIDRAULICOS DEL PROYECTO - CARACOL".
INSTITUTO DE INGENIERIA U.N.A.M. MARZO, 1977

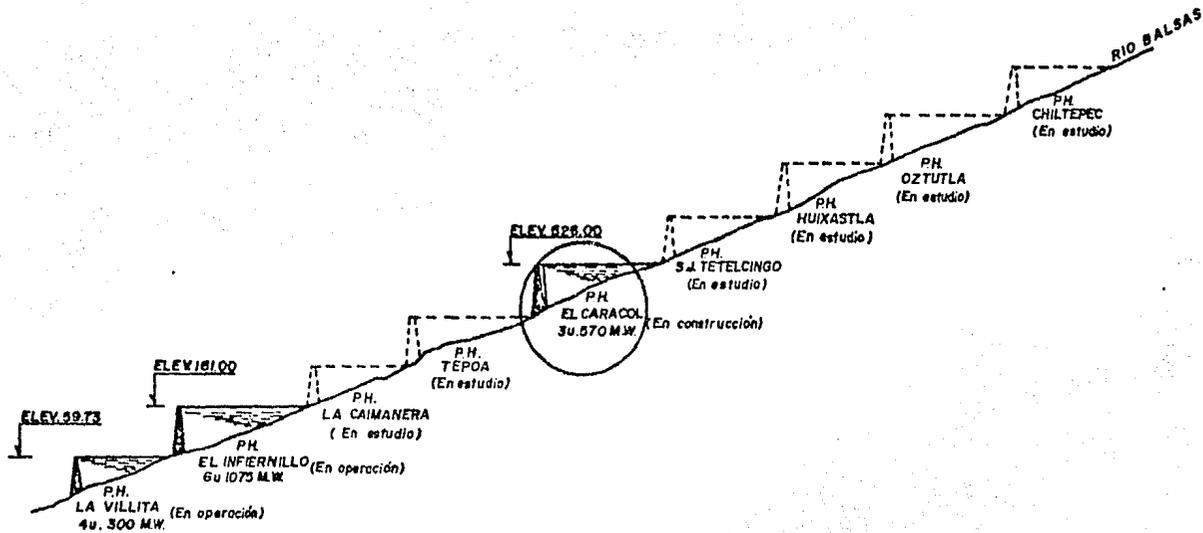


FIG.II. I APROVECHAMIENTO HIDROELECTRICO DEL RIO BALSAS.

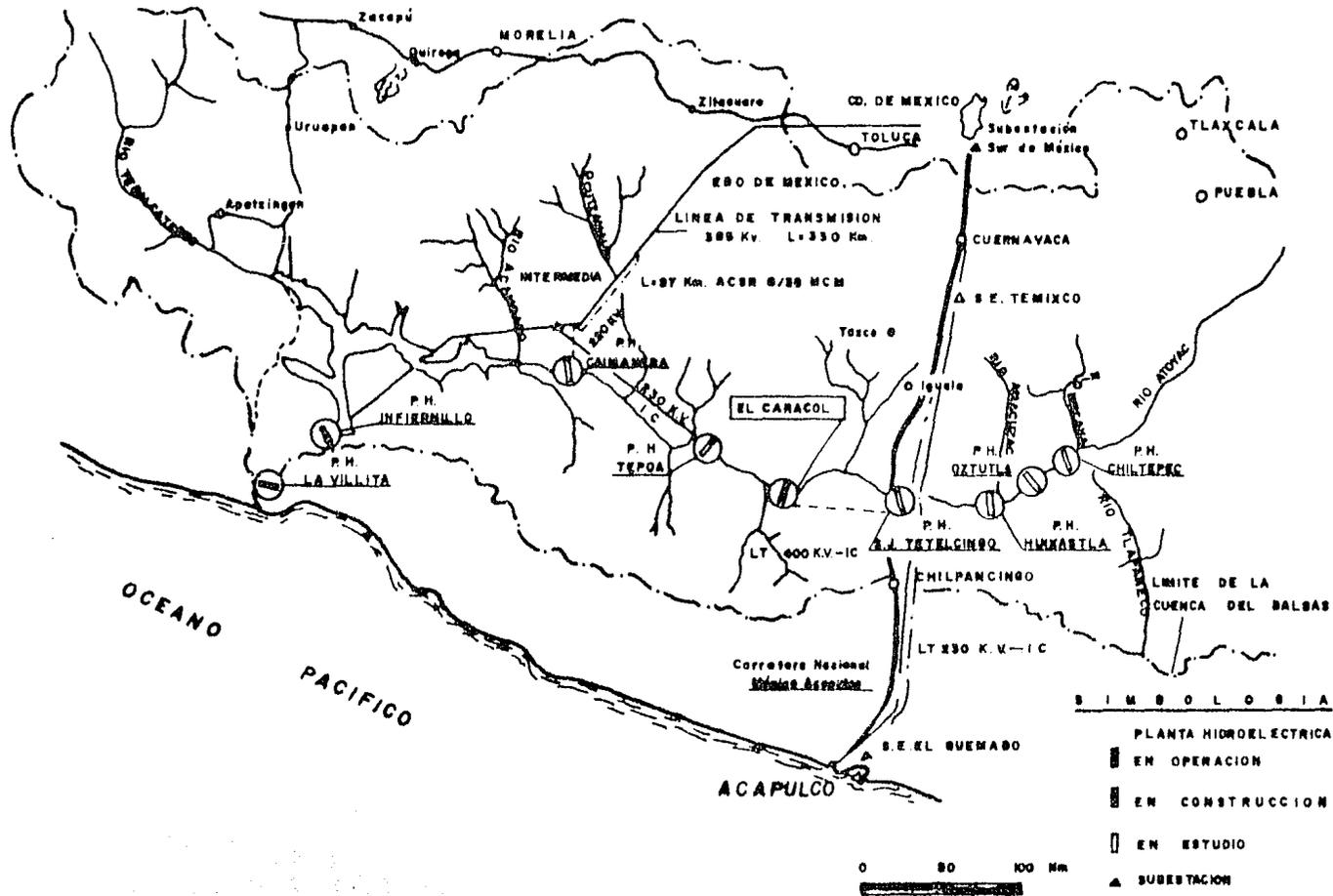


FIG. II.2 PLAN INTEGRAL.

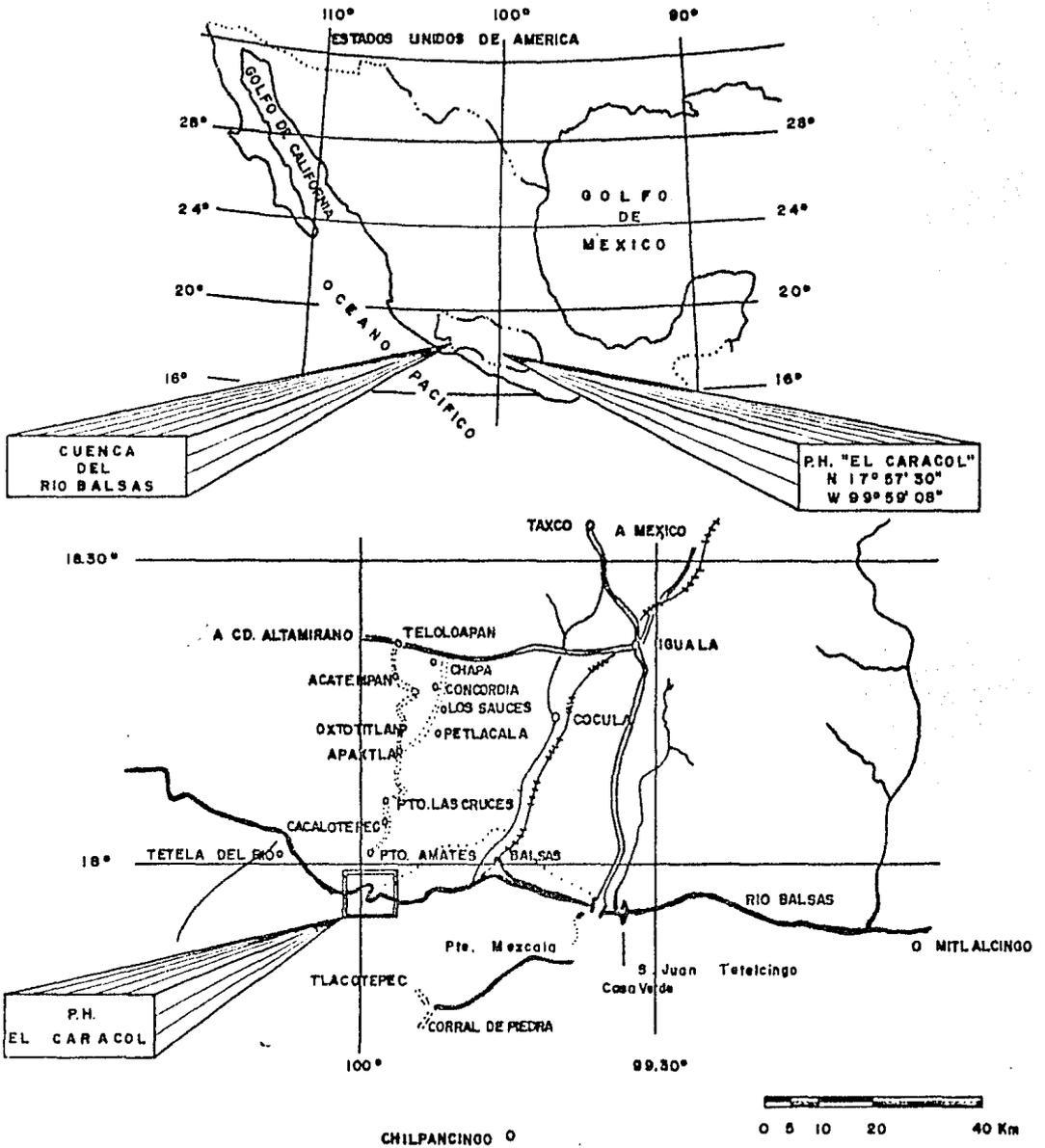
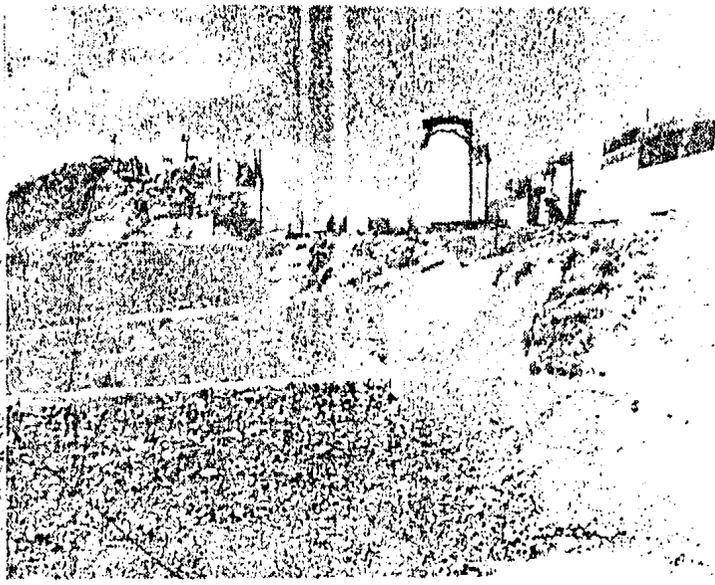
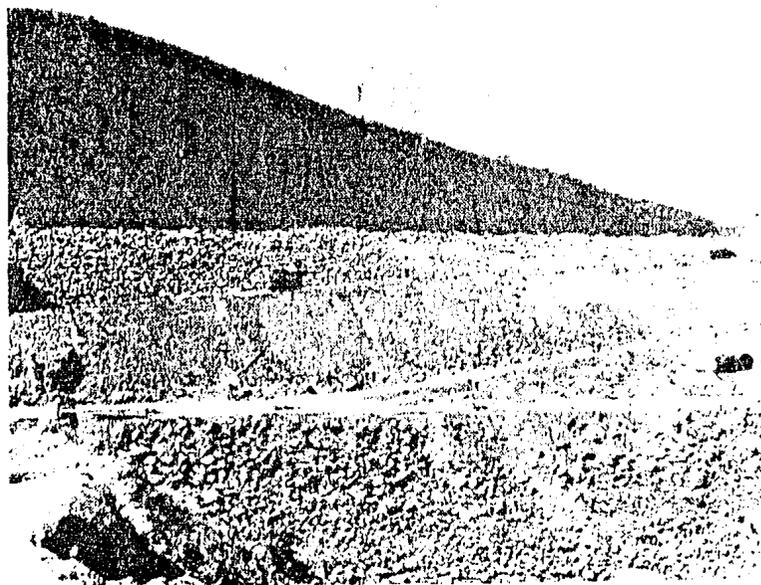
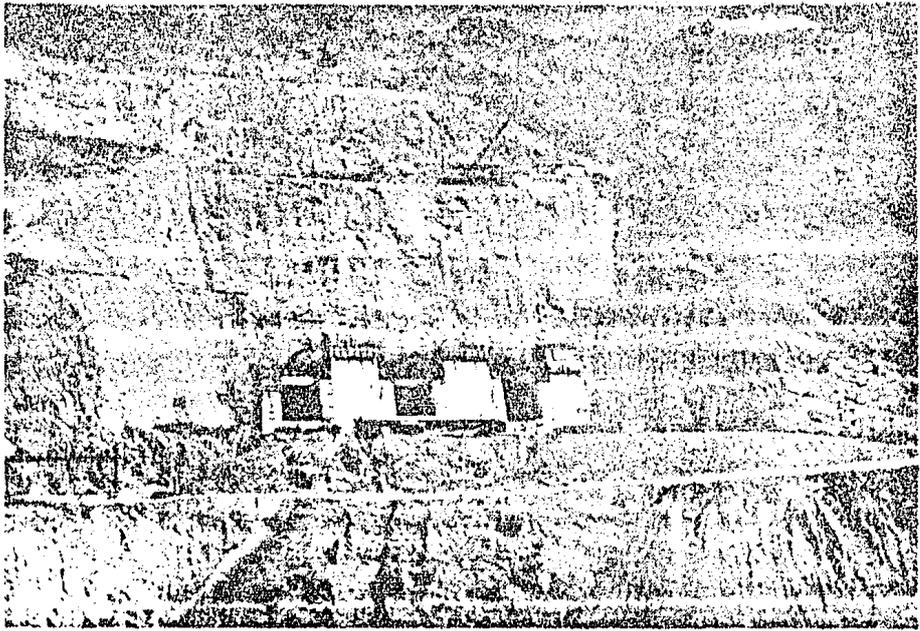
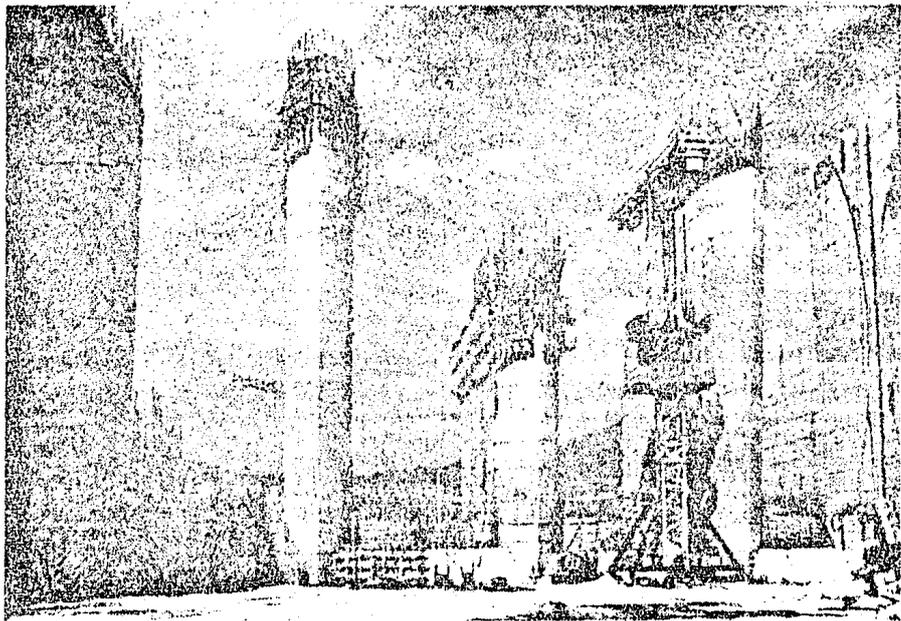


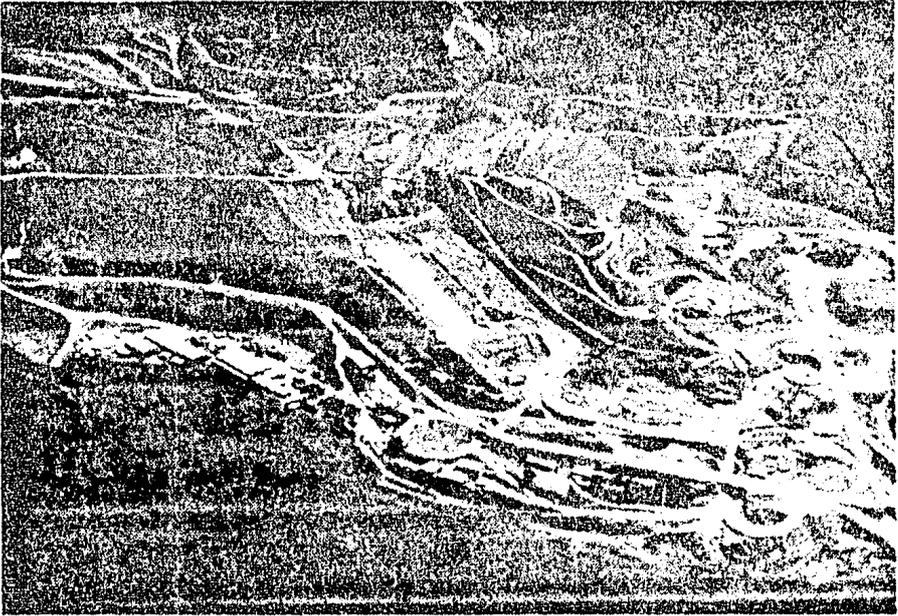
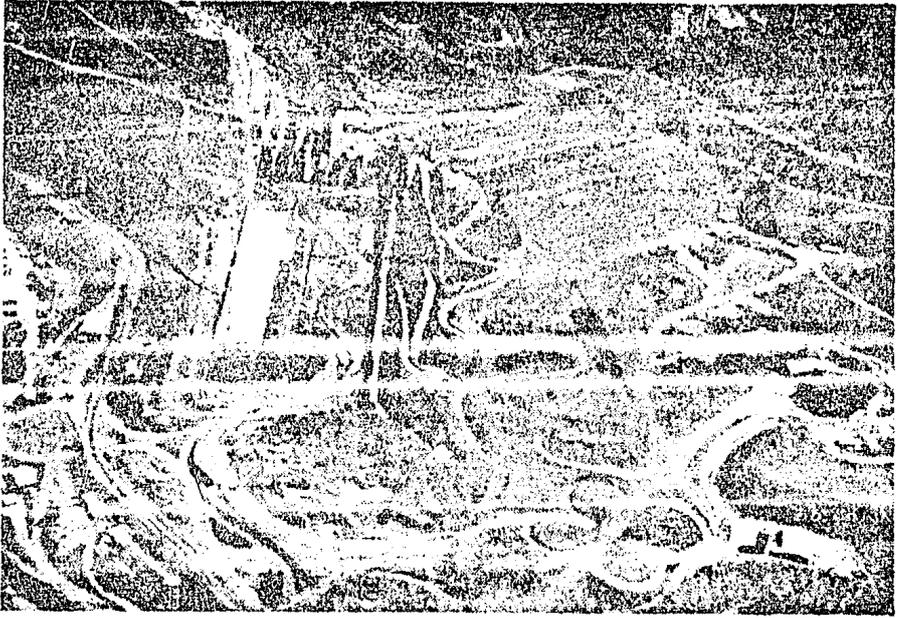
FIG. II 3 LOCALIZACION



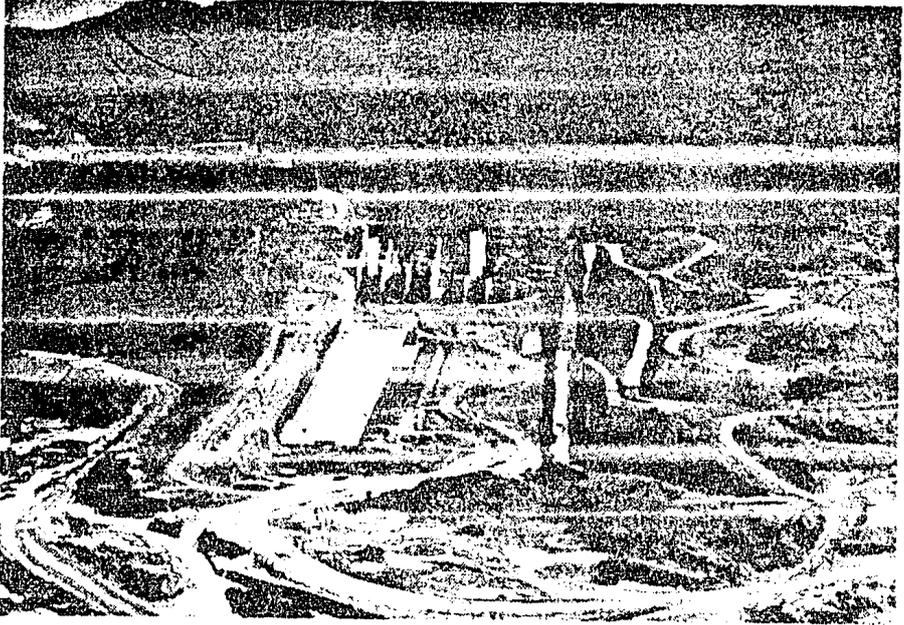












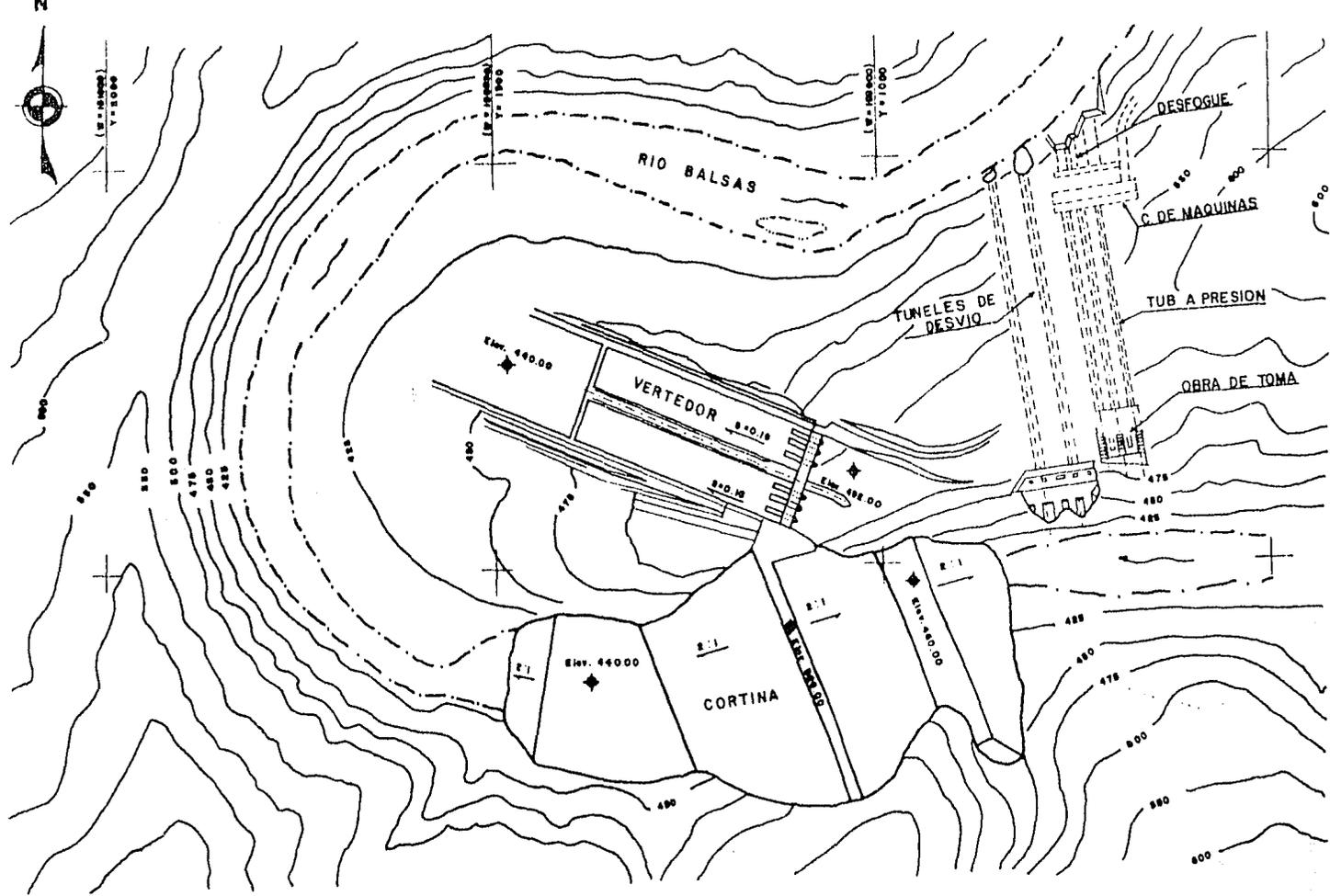


FIG. II.4 LOCALIZACION DE LAS OBRAS DEL PROYECTO.

Area de la Cuenca	48,837	Km ²
Estaciones hidrométricas base	Santo Tomás y San - Juan Tetelcingo (con período registrado - de 1951 - 1974)	
Escurrimiento medio anual (período 1951-1976)	6304 X 10 ⁶	M ³
Caudal medio anual	199.89	M ³ /seg.
Avenida máxima registrada	3881	M ³ /seg.
Avenida máxima probable (para la obra de excedencias)	17760	M ³ /seg.
Avenida máxima de desvío (Tr = 50 años)	4615	M ³ /seg.
Duración de la avenida máxima probable	17	días
Volúmen de la avenida máxima probable	9012 X 10 ⁶	

TABLA II. I DATOS HIDROLOGICOS

Tipo	Túneles
Localización	Margen derecha
Número de Túneles	2
Sección	Portal
Longitud	400 m c/u
Pendiente	0.001
Gasto total de descarga	4350 m ³ /seg.
Elev. corona de la atagúa aguas arriba	460.00 M.S.N.M
Elev. corona de la atagúa aguas abajo	440.00 M.S.N.M.
Taludes atagúa aguas arriba	2:1
Taludes atagúa aguas abajo	2:1

TABLA II. 2 DATOS DE LA OBRA DE DESVIO

Tipo de cortina	Materiales graduados
Volúmen total de la cortina	6'825,000 m ³
Taludes de la cortina	2:1
Longitud de la corona	345.00 m
Ancho de la corona	12.00 m
Elevación de la corona	526.00 m
Altura máxima	134.00 m
Elevación N.A.M.E.	521.00 m
Elevación N.A.M.O.	515.00 m
Elevación N.A.M.I.N.O.	495.00 m
Elevación del desplante cortina	387.00 m
Capacidad total (N. A. M. E.)	1775X10 ⁶ m ³
Capacidad Útil (N. A. M. O.)	1520X10 ⁶ m ³
Area máxima de embalse	46.8 Km ²

TABLA II.3 DATOS DE LA CORTINA Y EL VASO

Localización	Margen derecha
Número de tomas	3 (1 por unidad)
Tipo	Estructuras de rejillas y compuertas de 5.89 X 7.50 m
Sección	Variable
Gasto máximo considerado/toma	243.40 m ³ /seg
Elevación estructura de toma	470.00 M.S.N.M

TABLA II.4 DATOS DE LA OBRA DE TOMA

Sección	Circular
Número de túneles	3
Gasto máximo por Túnel	243.40 m ³ /seg.
Diámetro túneles	7.50/5.67 m
Longitud	296.93 m
Sobre presión máxima	38.61 m

TABLA II.5 DATOS DE LA TUBERIA A PRESION

Tipo	Subterráneo	
<u>TURBINAS</u>		
Tipo	Francis-Eje Vertical	
Número	3	
Velocidad nominal	128.57	RPM
Carga de diseño	91.20	m
Gasto de diseño	237.90	m ³ /seg
Tiempo de cierre del distribuidor	9	seg.
Sobrevelocidad	51.50	%
Factor de planta	0.27	

GENERADORES

Capacidad nominal	211,000	KVA
Frecuencia	60	cps
Factor de potencia	0.95	
Tensión nominal	15	KV
Número de polos	56	
Velocidad de desboque	233	RPM

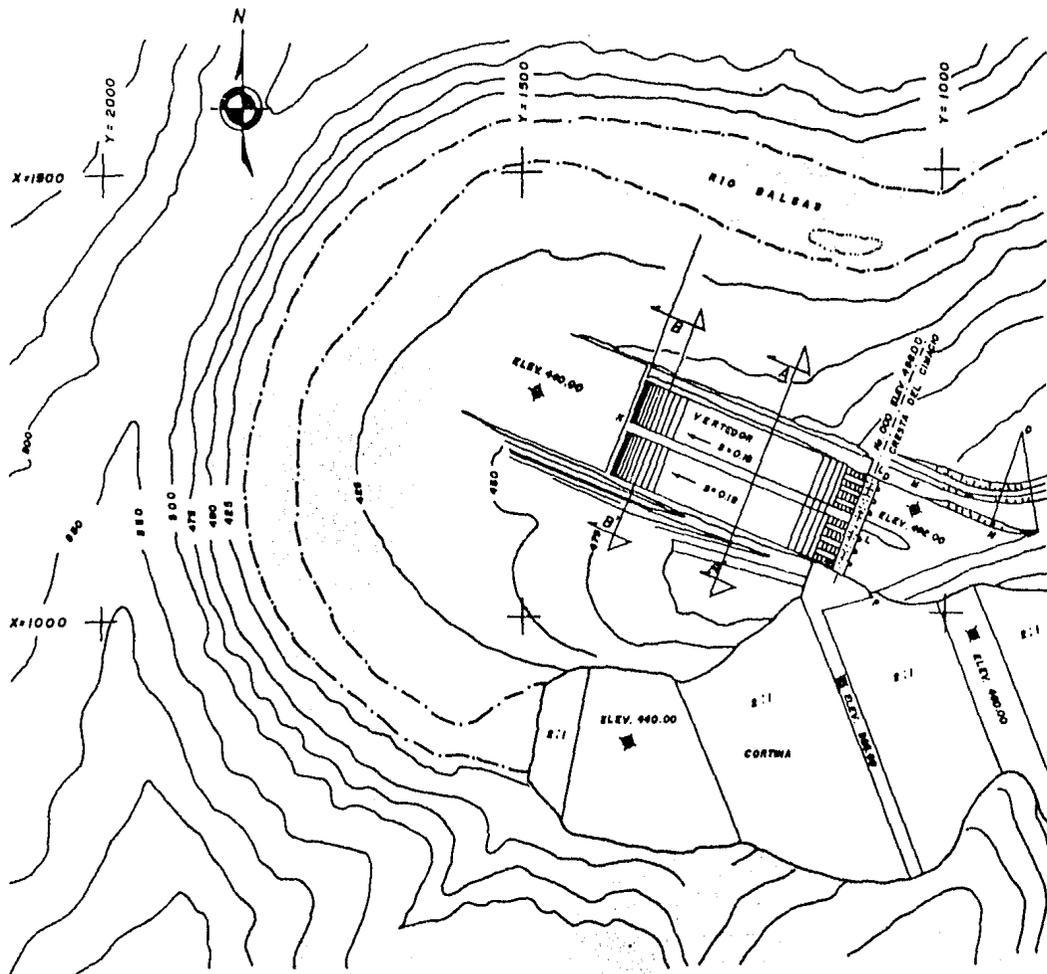
TRANSFORMADORES DE POTENCIA

Tipo de unidad	Trifásica	
Tipo de enfriamiento	FOW	
Capacidad nominal	225	MVA
Tensión Primaria	15	KV
Tensión Secundaria	230	KV

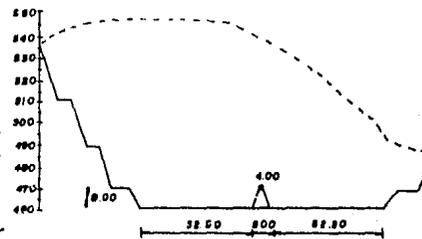
TABLA II.6 DATOS DE LA CASA DE MAQUINAS

TIPO	TUNEL
SECCION	Circular
Diámetro	9.00 m
Longitud	103.60 M

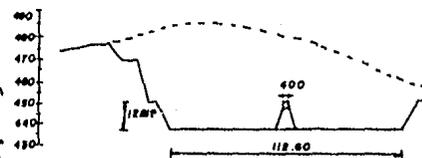
TABLA II.7 DATOS DEL CANAL DE DESFOGUE



COORDENADAS VERTEDOR		
PUNTO	X	Y
K	1227.6770	1288.1120
L	1110.7480	1208.9620
L _D	1162.2118	1024.9418
L _I	1058.5494	1128.3042
M	1142.7201	1028.2101
N	1102.7472	946.6992
O	1200.8818	902.8818
P	1024.7280	1024.7280



CORTE A-A'



CORTE B-B'

FIG. II.3.1. PLANTA GENERAL DEL VERTEDOR

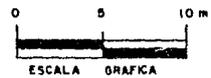
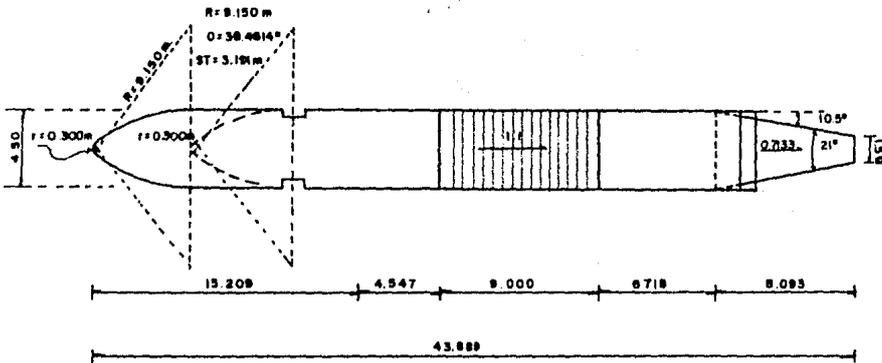
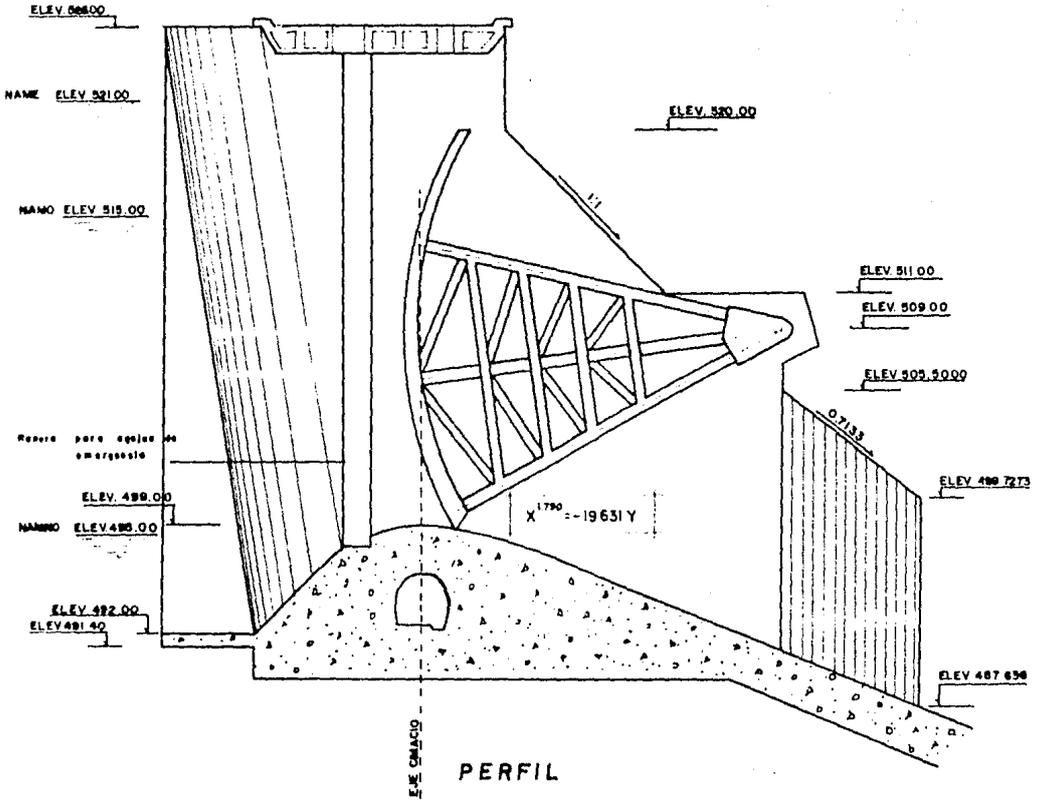


FIG. II.6 GEOMETRIA DE LAS PILAS

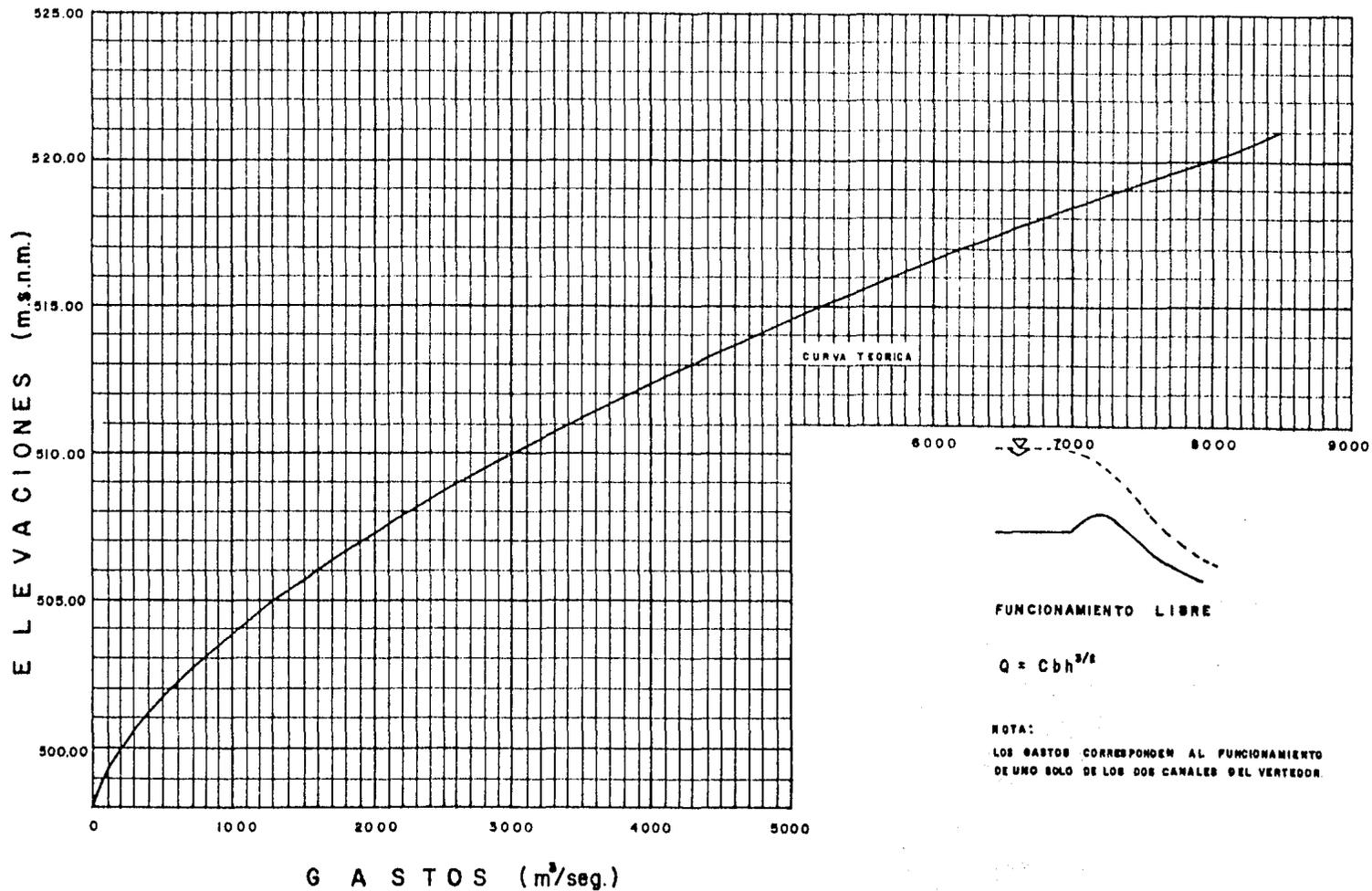


FIG. II 101 CURVA DE GASTOS

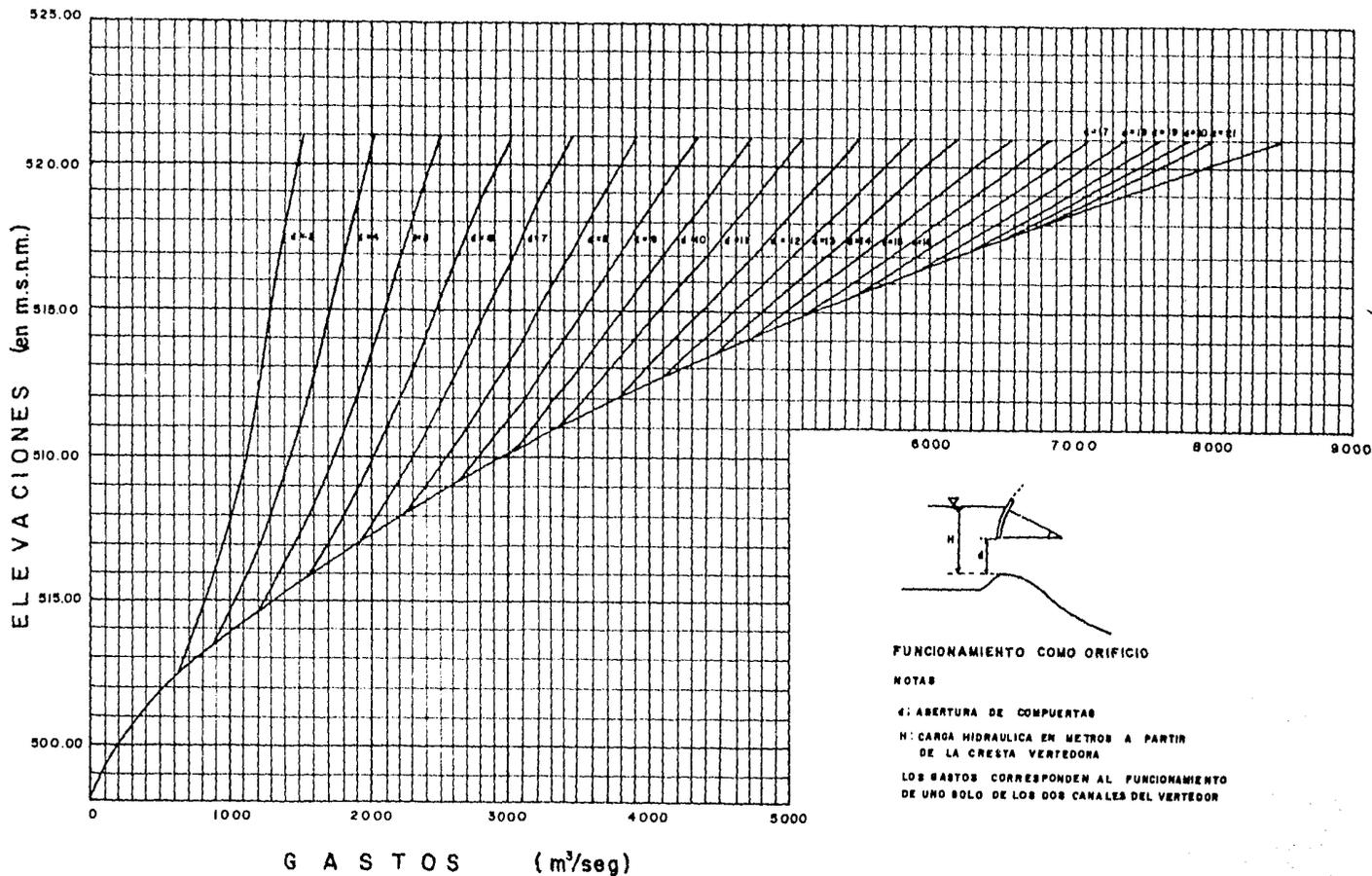
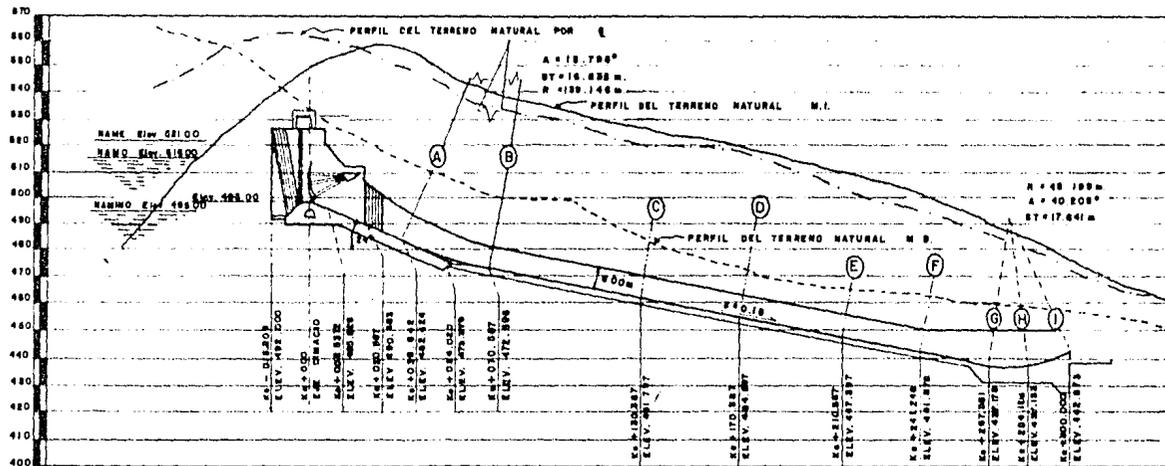


FIG. III.2. CURVA DE GASTOS



PERFIL LONGITUDINAL DEL VERTEDOR

SECCION	Y	YCos θ	A	V	$V^2/2g$	P	r	$r^{2/3}$	Hf	$r \cos \theta + \sqrt{r^2 + H^2}$
A	6.6640	6.0879	383.3470	24.0560	29.5250	—	—	—	3.9570	39.5700
B	5.7380	5.6472	308.3286	27.5680	38.7752	64.1292	4.8079	8.1148	1.0168	45.4393
C	5.3200	5.2359	285.3116	29.7920	45.2838	63.2675	4.5096	7.4505	1.6344	52.1540
D	4.9964	4.9174	267.5527	31.7694	51.4948	62.6004	4.2740	6.9360	1.3304	57.7426
E	4.7360	4.6611	253.3002	33.5570	57.4527	62.0635	4.0813	6.5223	1.5785	63.6923
F	4.5710	4.4987	244.2868	34.7952	61.7706	61.7234	3.9578	6.2604	1.3557	67.6250
G	4.4472	4.3769	237.5330	35.7845	65.3332	61.4682	3.8643	6.0641	1.2616	70.9717
H	4.4850	4.4202	239.5943	35.4766	64.2139	61.5461	3.8929	6.1240	1.1262	69.7602
I	4.6760	4.0495	250.0210	33.9971	58.9697	61.9398	4.0365	6.4270	0.9854	64.0046

TABLA II.11.2.1.

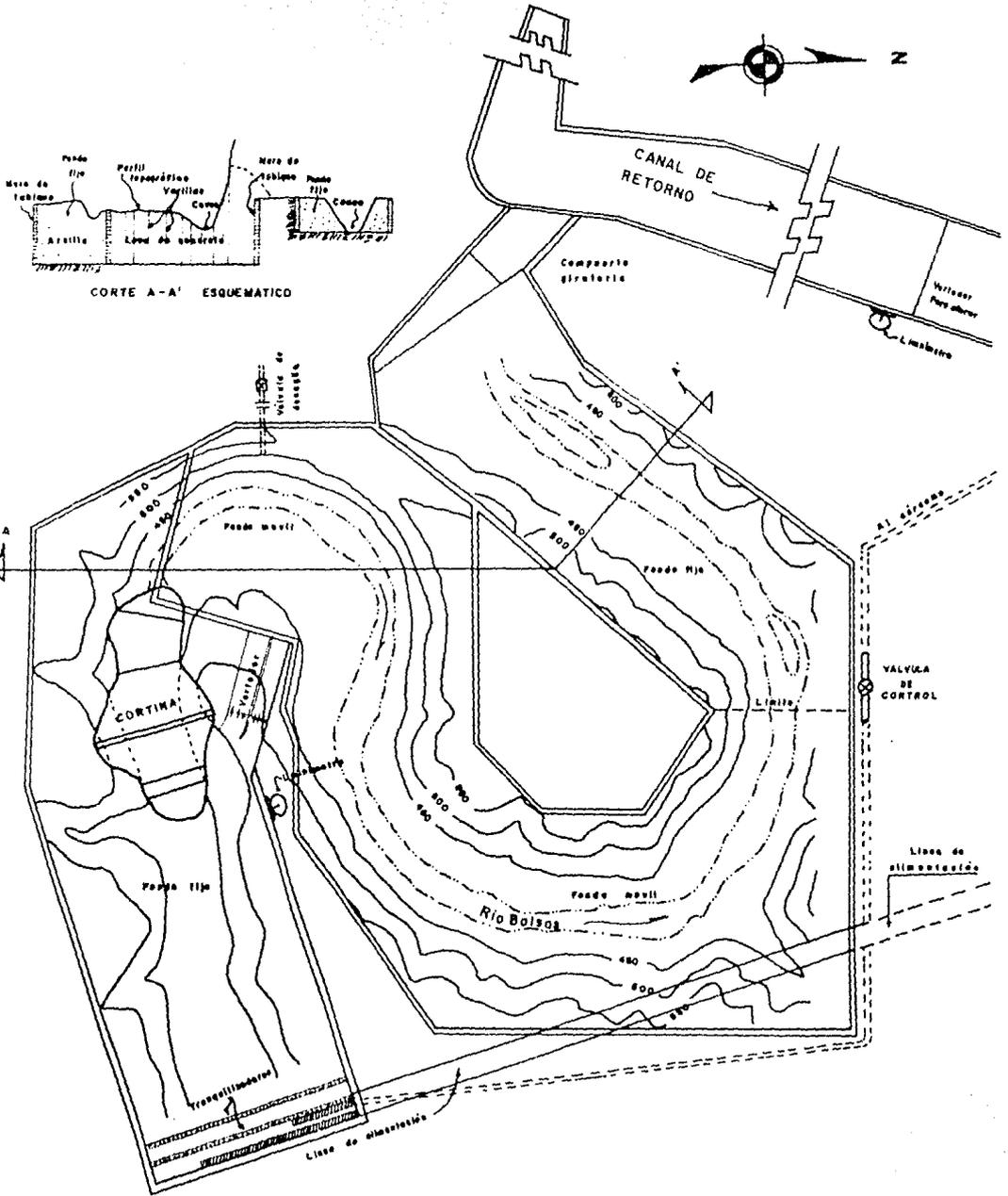


FIG.1 PLANTA DEL MODELO

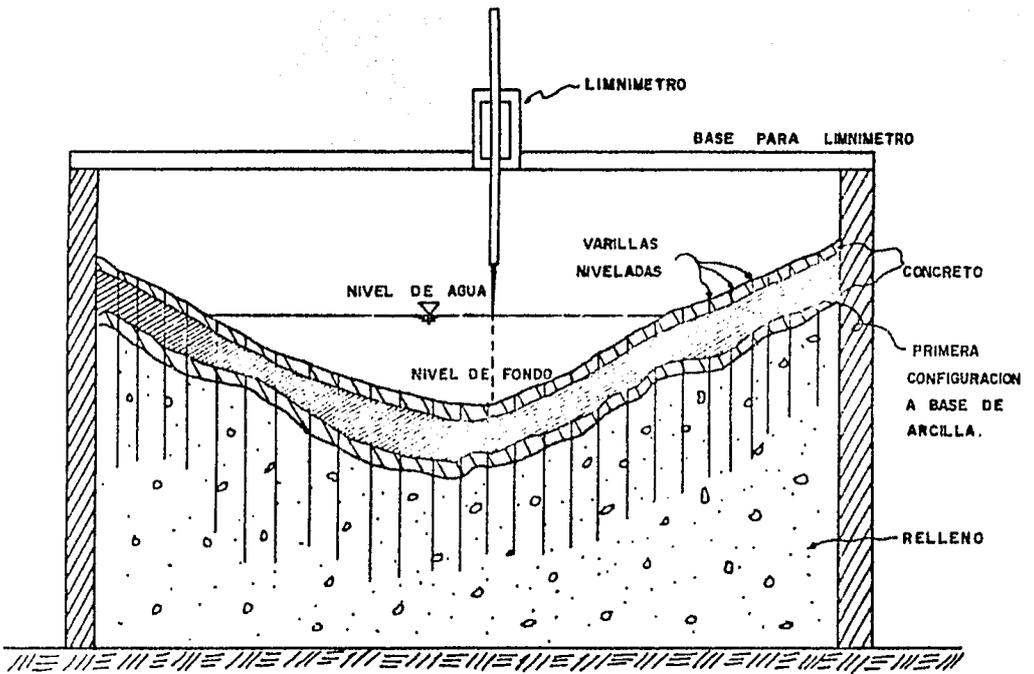


FIG. III 3.1. DETALLE DE CONSTRUCCION DE UNA SECCION TIPO DEL MODELO

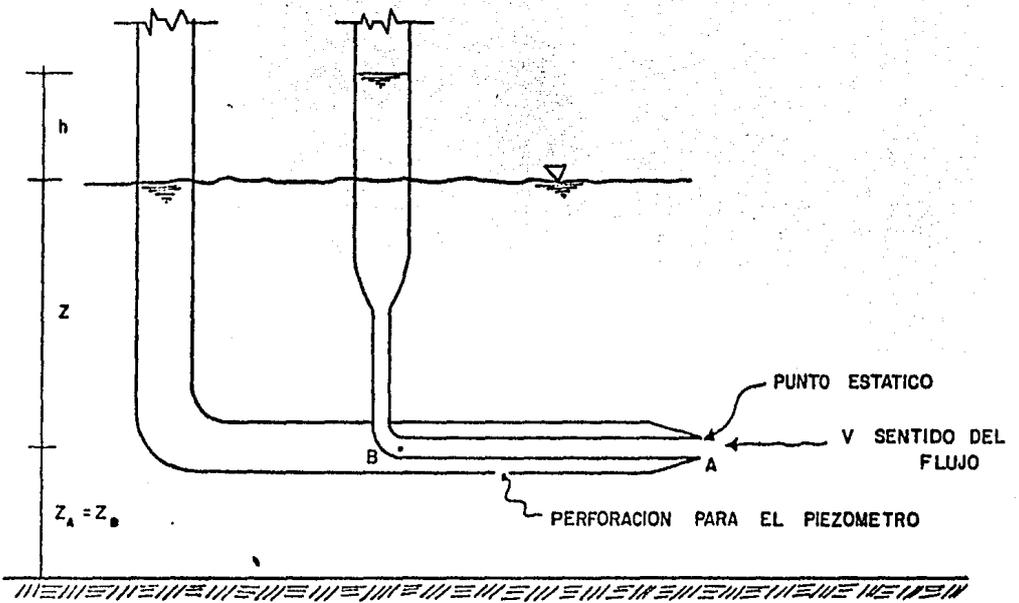


FIG. III.4.2. TUBO PRANDTL

LIMNIMETRO

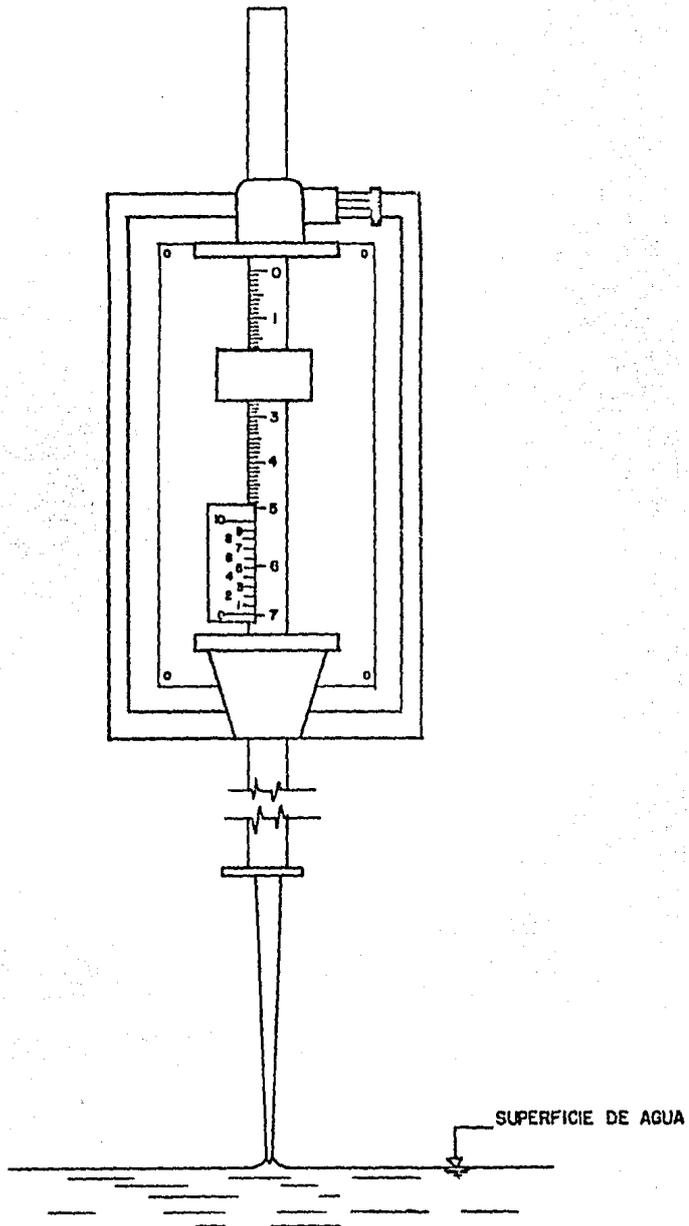


FIG. III. 4.1.



ENEP ACATLAN INGENIERIA
 PLANO 1
 TESIS PROFESIONAL
 EDUARDO ARRIAGA RICO
 VERTEDOR DE LA PRESA "EL CARACOL"