

Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA



---

---

DISEÑO HIDRAULICO DE UN VERTEDOR NUEVO

PARA LA PRESA INFIERNILLO

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
PRESENTA:

Eugenio A. Alarcón García

MEXICO, D. F.

1982



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.



UNIVERSIDAD NACIONAL

ALFAMA

Al Pasante señor EUGENTO AMBROSIO ALARCON GARCIA,  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Emilio Tovar Valdés, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniería CIVIL.

"DISEÑO HIDRAULICO DE UN VERTEDOR NUEVO PARA LA PRESA INFIERNILLO"

- I. Introducción.
- II. Antecedentes.
- III. Selección del tipo de vertedor.
- IV. Criterios para el diseño hidráulico.
- V. Diseño y revisión hidráulica.
- VI. Conclusiones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, 29 de junio de 1981  
EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ASTRIU

JJE/014 H/scr

DISEÑO HIDRAULICO DE UN VERTEDOR NUEVO PARA LA PRESA  
INFIERNILLO.

I N D I C E

- I. INTRODUCCION
- II. ANTECEDENTES
  - 2.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA
  - 2.2 CARACTERISTICAS DE LA PRESA
- III. SELECCION DEL TIPO DE VERTEDOR
  - 3.1 FACTORES DETERMINANTES EN LA SELECCION DE UN VERTEDOR.
  - 3.2 CONSIDERACIONES EN LA SELECCION DEL TIPO DE VERTEDOR.
  - 3.3 SELECCION A NIVEL DE ESQUEMA DEL VERTEDOR.
- IV. CRITERIOS PARA EL DISEÑO HIDRAULICO
  - 4.1 CRITERIOS PARA EL DISEÑO GEOMETRICO
  - 4.2 CRITERIOS PARA LA REVISION HIDRAULICA
    - 4.2.1 Determinación del Perfil Hidráulico.
    - 4.2.2 Revisión de la Seguridad contra la Cavitación.
    - 4.2.3 Revisión de Presiones en la Cubeta y el Codo.
- V. DISEÑO Y REVISION HIDRAULICA
  - 5.1 CARACTERISTICAS FUNDAMENTALES DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA.
  - 5.2 REVISION DEL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO.
  - 5.3 REVISION DE LA CAVITACION LOCAL EN EL PISO Y PAREDES.
  - 5.4 REVISION DE LAS PRESIONES MAXIMAS EN EL CODO Y CUBETA.

I N D I C E (CONT.)

VI. CONCLUSIONES.

VII. REFERENCIAS Y ANEXOS.

ANEXO 1: DETERMINACION DEL PERFIL HIDRAULICO EN  
CURVAS VERTICALES.

ANEXO 2: CALCULO DE PRESIONES EN CURVAS VERTICALES.

ANEXO 3: PROGRAMA PARA LA REVISION HIDRAULICA  
DEL VERTEDOR.

REFERENCIAS.

## I. INTRODUCCION

Es de conocimiento de los Ingenieros Civiles, especialmente de los que trabajan en el campo de la Hidráulica, los problemas susceptibles de presentarse en el funcionamiento hidráulico de un vertedor, siendo el fenómeno de la cavitación uno de los más temidos. En el caso de vertedores cuyo diseño contemple curvas verticales, el diseño y revisión hidráulica de la obra se hace más complejo al involucrar la estimación de presiones en la plantilla y paredes de la conducción en dichas zonas en curva. Si bien este tipo de obras, deben ser siempre sometidas a pruebas de laboratorio sobre modelos hidráulicos, el ingeniero proyectista debe proporcionar los elementos necesarios para la construcción de dicho modelo, es decir, un diseño hidráulico que desde el punto de vista teórico presente un diseño seguro y eficiente.

En el campo del análisis teórico de los problemas mencionados, especialmente en el de las curvas verticales, no existe una teoría acabada e incluso existen criterios antagónicos sobre algunos aspectos. En lo que si pareciera existir cierto consenso, es en la apreciación que no existen métodos de análisis generales aplicables a todos los casos y que cada uno debe abordarse en particular, de acuerdo a sus características propias.

Sin embargo, y sin poner en entredicho lo anterior, es posible plantearse una metodología, que recogiendo los aportes y experiencias

realizadas al respecto, permita al ingeniero proyectista su diseño hidráulico con un grado de aproximación aceptable y con el cual se pueda construir el modelo hidráulico para su ajuste final.

Planteado así el problema, es que, enmarcado en el estudio de una alternativa de un nuevo vertedor para la presa *El Infiernillo*, se intenta en esta tesis desarrollar una metodología para el diseño y revisión hidráulica de un vertedor en túnel, aspirando a que no obstante tener un carácter de sugerencia, pueda ser de utilidad para los ingenieros civiles que se desempeñen o se inician en el apasionante campo de la Hidráulica.

Los criterios de diseño que se proponen para conformar la referida metodología, se exponen en el capítulo 4, en el cual se exponen también los criterios para la revisión del funcionamiento hidráulico del vertedor, de la seguridad contra la cavitación y la estimación de las presiones en las curvas verticales.

La metodología propuesta, se aplicó al caso del diseño y revisión hidráulica del nuevo vertedor que se propone para *El Infiernillo*, presentándose en el capítulo 5 tanto la alternativa de vertedor como los resultados de la revisión hidráulica.

## II. ANTECEDENTES

### 2.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La presa *El Infiernillo* se localiza sobre el río Balsas, a unos 70 km de su desembocadura al Océano Pacífico (ver figura 2.1), y fue construída por la Comisión Federal de Electricidad entre los años 1962 y 1964 con la finalidad de generar energía eléctrica y control de avenidas.

La planta hidroeléctrica fue equipada inicialmente con cuatro unidades de 156 MW cada una, y en una segunda etapa se instalaron dos unidades más de características semejantes. Mientras tuvo 4 unidades, la planta operó con un factor de planta de 0.5, que es relativamente alto; posteriormente al entrar en servicio las 2 unidades adicionales, el factor de planta se redujo a 0.4, el cual sigue siendo alto, indicando con ésto, que las demandas del sistema interconectado obligan a generar en esta planta energía base.

Es de aceptación general el criterio de que una planta hidroeléctrica debe funcionar fundamentalmente para energía pico en los sistemas integrados y por lo tanto formar parte de la reserva de los mismos. En concordancia con lo anterior, la política general debe propiciar la mantención de niveles altos en los vasos.

Las características de la presa *Infiernillo*, así como los estudios hidrológicos realizados por la Comisión Federal de Electricidad, permiten plantearse el estudio de alternativas para elevar el NAMO



FIGURA No. 2.1

de la presa y con una adecuada política de operación, establecer niveles de éstas variables a lo largo del año, estableciendo el NAME actual como NAMO en época de estiaje.

La realización de este proyecto implica modificar la obra de excedencias, a efectos de mantener los niveles de NAMO que se propongan y aumentar la capacidad instalada de la planta de forma de proporcionar adecuadamente la cantidad de energía demandadas en las horas pico.

Tomando en consideración los antecedentes acerca del funcionamiento de los vertedores de la presa *Infiernillo* (ref. 1), una de las alternativas que se plantearon para su estudio a nivel de esquema, consistió en transformar uno de los vertedores actuales en obra de toma para generación y construir un vertedor nuevo que lo sustituyera con ventajas operacionales en el manejo de avenidas ordinarias y que en conjunto con los otros dos vertedores modificados manejara las avenidas extraordinarias. Como parte integrante de esta alternativa, se plantea el problema del diseño y revisión hidráulica de este nuevo vertedor para la presa.

## 2.2 CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA

La presa *de Infiernillo*, es una de las más altas construídas en su tipo en el mundo, con una altura de cortina de 145 m. La cortina es del tipo de enrocamiento con corazón impermeable de arcilla, siendo

el volumen total de material colocado en la cortina de 5.5 millones de m<sup>3</sup>. Algunas de las características más importantes de la presa son las siguientes:

Ancho de la base	574.5 m
Ancho de la corona	10.0 m
Altura de la cortina	145.0 m
Elevación de la corona	180.0 m.s.n.m.
NAMIN	140.0 m.s.n.m.
NAMO	169.0 m.s.n.m.
NAME	176.4 m.s.n.m.
Volumen para azolve	2 250 millones de m <sup>3</sup>
Almacenamiento al NAMO	9 340 millones de m <sup>3</sup>
Almacenamiento al NAME	12 000 millones de m <sup>3</sup>

La obra de excedencias está emplazada en la margen izquierda (ver fig. 2.2) y está constituida por tres unidades de vertedores en el túnel, siendo controlada cada unidad por tres compuertas radiales de 15 m de altura y 7.42 m de ancho, estando la cresta vertedera de cada uno a la elevación 154.0 m.s.n.m.

Los túneles tienen a la entrada una sección rectangular que mediante una transición pasan a sección circular de 13 m de diámetro conectándose por medio de una curva vertical a los conductos que sirvieron como obra de desvío.

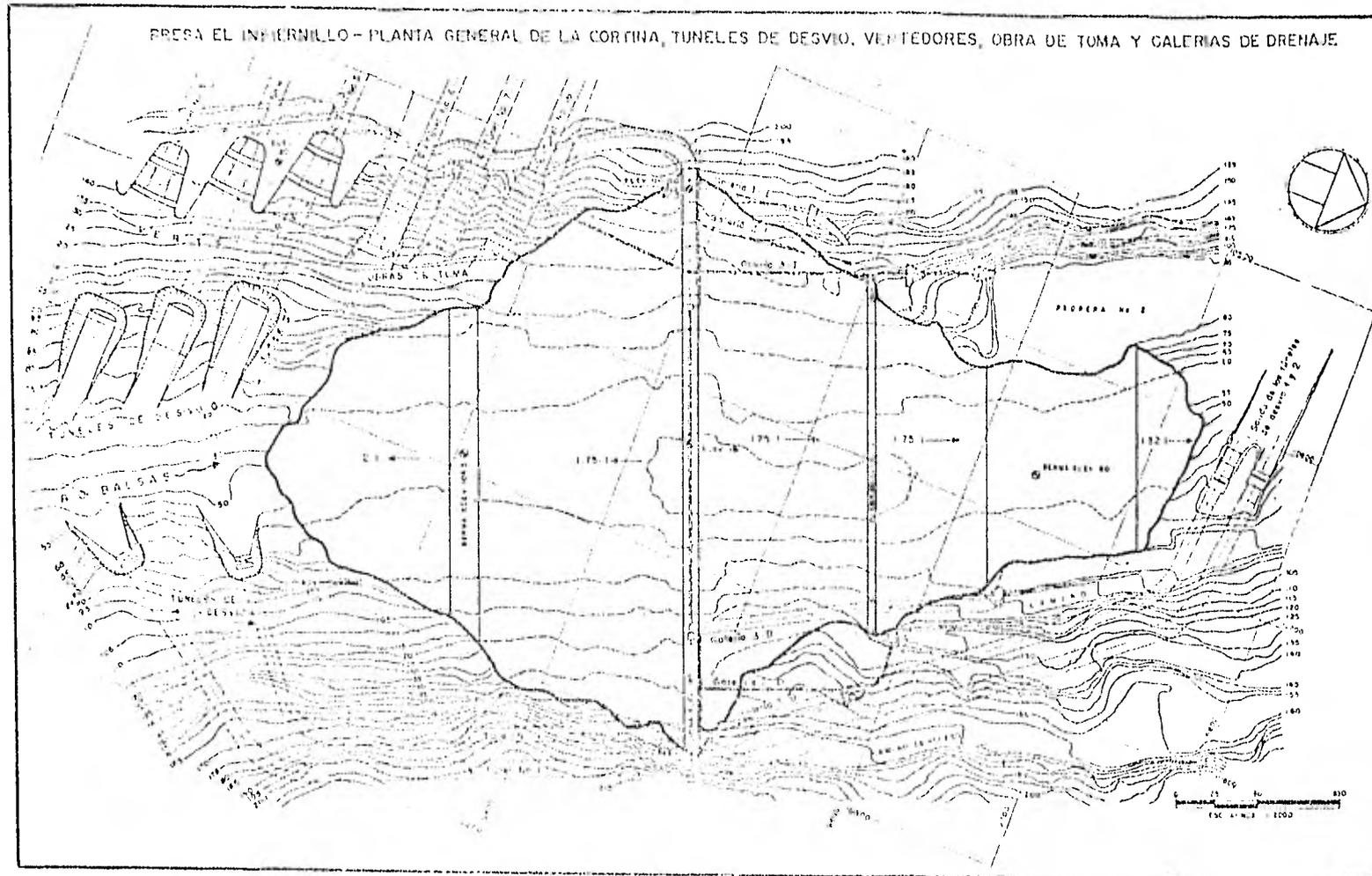


FIGURA No. 2.2.

Para el diseño de la obra de excedencias, se consideró una avenida de diseño de 38 777 m<sup>3</sup>/s, que corresponde a la envolvente mundial. Se utilizó este criterio debido a que se contaba con solo 7 u 8 años de registros hidrológicos al momento de diseñarse la presa.

El perfil del cimacio de los vertedores se proyectó utilizando el criterio del *U.S. Army Corps of Engineers* (ref. 2) con una carga de diseño de 18 m, con lo cual se obtiene un gasto de 3 450 m<sup>3</sup>/s por cada vertedor descargando libremente, es decir una descarga de 10 350 m<sup>3</sup>/s por los tres vertedores.

Posteriormente la Comisión Federal de Electricidad efectuó una revisión de la avenida de diseño, utilizando el criterio de maximización de tormentas para obtener la *Precipitación Máxima Probable*. Esta revisión dió como resultado una avenida máxima probable con un gasto pico de entrada de 45 600 m<sup>3</sup>/s. Al realizar el tránsito de esta avenida se obtiene un gasto máximo de descarga de 13 880 m<sup>3</sup>/s -incluyendo los gastos desfogados por las turbinas- alcanzando el nivel del agua en el vaso la elevación 176.40 m.s.n.m. que constituye el NAME actual.

Durante el tránsito de esta avenida, los vertedores trabajan con una carga de 22.40 m (es decir con una carga mayor en un 25% a la carga de diseño), descargando por cada vertedor un gasto de 4 700 m<sup>3</sup>/s, valor cercano al gasto de ahogamiento de los túneles y con el peligro de que se generen subpresiones en la cresta del cimacio y la consiguiente ocurrencia del fenómeno de la cavitación.

### III. SELECCION DEL TIPO DE VERTEDOR

#### 3.1 FACTORES DETERMINANTES EN LA SELECCION DE UN VERTEDOR.

La determinación del tipo de vertedor más adecuado para cada presa, es un problema específico, sin embargo, hay factores que en general condicionan el problema. Si bien nuestro caso es un problema enmarcado por el hecho de ser una presa ya construída, no por ello dejan de ser válidos los factores que influyen en mayor o menor grado en la selección del tipo de vertedor más adecuado para una presa.

Los factores involucrados que se comentan a continuación, deben analizarse en conjunto y dependiendo del problema específico de que se trate, unos u otros adquirirán mayor importancia, por lo que el orden en que se mencionan no implica necesariamente orden de importancia.

##### a) Interrelación entre la cortina y el vertedor.

La interrelación entre el tipo de cortina y el vertedor de una presa, es un hecho evidente, no solo por condicionantes físicas sino también económicas. Normalmente la localización y características de la cortina y vertedor se deciden en forma conjunta por medio de un análisis técnico-económico, en el cual tiene un peso importante el análisis de las combinaciones, altura de cortina y longitud de vertedor, lo cual se realiza mediante el tránsito de la avenida de diseño de la presa.

Sin embargo, en ocasiones las condiciones específicas del lugar en que debe desarrollarse un proyecto (geológicas, topográficas, hidrológicas, disponibilidad de materiales de construcción y costos asociados a éstos, etc.) pueden imponer un determinado tipo de cortina, en función de la cual se deberá escoger el vertedor más adecuado.

b) Características del escurrimiento.

En forma somera, puede afirmarse que el tipo de escurrimiento de un río está relacionado con las características climáticas de la región y las características fisiográficas, morfológicas y edafológicas de la cuenca. Estas características condicionarán la generación y forma de presentación de las avenidas, las que a su vez serán un factor importante en la selección del tipo y tamaño del vertedor, en correspondencia con el objetivo de la presa, o en concreto con la necesidad de control de avenidas que pueda existir.

c) Características topográficas del vaso.

La topografía del lugar es un factor que influye no solo en cuanto a la existencia de sitios adecuados para localizar el vertedor, sino también es determinante en la capacidad de regulación de las avenidas que se presenten y por lo tanto en las características del vertedor.

d) Objetivo de la presa

El objetivo con el cual se construye una presa, puede condicionar en ocasiones el tipo de vertedor; es evidente que según sea el objetivo de una presa, por ejemplo, derivación, regulación, control de avenidas o ambas últimas a la vez, las características del vertedor serán distintas no solo en lo referente al tamaño, sino también en el tipo de éste.

En otro sentido, un ejemplo en que el objetivo de la presa puede condicionar el tipo de vertedor, es el caso de presas construídas para regular un escurrimiento y alimentar una central hidroeléctrica, en las cuales la magnitud y características de la casa de máquinas, aunado a factores topográficos de escasez de espacio, puede llegar a determinar el tipo de vertedor a utilizar.

e) Disipación de la energía.

Un factor a considerar cuando se proyecta un vertedor es la manera en que se disipará la energía cinética del agua. Esta energía es el producto de la transformación de la energía potencial del agua -en el nivel máximo del embalse- al trasladarla mediante vertido o evacuación, hasta el cauce del río aguas abajo de la presa. En tanto mayor sea la diferencia de elevaciones entre el nivel del embalse y el cauce del río, más grande será la cantidad de energía cinética necesaria de disipar. De aquí que salvo escasas excepciones, sea necesario proyectar un dispositivo que permita disipar la energía

cinética de forma que las aguas se desaceleren lo más rápidamente posible y se reintegren al río de manera que no provoquen socavaciones que puedan poner en peligro la obra de excedencias o la misma presa.

Si bien existen numerosos sistemas para disipar energía, básicamente se reducen a dos métodos:

- 1 Tanque amortiguador,
- 2 Cubeta de lanzamiento.

En el tanque amortiguador, la disipación de energía se produce mediante la creación del salto hidráulico, donde el agua se desacelera en un corto espacio. Se trata pues de lograr una estructura lo más pequeña y barata posible, dentro de la cual tenga ocurrencia el salto hidráulico, para el gasto de diseño dentro de las normas de seguridad.

En la cubeta de lanzamiento, la disipación de energía se logra fundamentalmente por los mecanismos de emulsión del agua en el aire y de fricción interna consiguiente, reduciendo con ello la energía del impacto del chorro contra la roca. Presenta mayores problemas que el tanque amortiguador, desde el punto de vista del análisis y determinación teórica de la solución, pero los avances en la teoría y técnicas de laboratorio, permiten superar esa dificultad.

El tanque amortiguador presenta la desventaja que las dimensiones que requiere la estructura para grandes gastos, elevan considerablemente

sus costos, pudiendo este hecho condicionar la selección del tipo de vertedor.

Por otra parte, en el caso de la cubeta de lanzamiento, dado que el agua impacta directamente contra el suelo, las condiciones geológicas del sitio pueden impedir una solución de este tipo e imponer el tanque amortiguador, lo cual en algunos casos puede implicar un cambio en la elección de la localización y tipo de vertedor.

### 3.2 CONSIDERACIONES EN LA SELECCION DEL TIPO DE VERTEADOR

Analizando el caso del nuevo vertedor de *Infiernillo* y considerando los factores mencionados en el punto 3.1, se puede ir acotando el problema de selección del tipo de vertedor. Al respecto, se pueden hacer las siguientes consideraciones.

- a) Por norma general en presas con cortina de materiales graduados, la obra de excedencias debe ser independiente del cuerpo de la cortina y salvo los casos en que las condiciones del sitio impongan realizar una estructura de concreto inserta en la cortina para verter por coronación -como fue el caso de la presa La Amistad-, se debe recurrir a soluciones con canal lateral o túnel, instalados sobre una de las márgenes del propio cauce del río o aprovechar collados laterales que permitan verter a alguna barranca próxima afluente del cauce principal aguas abajo de la cortina.

Dado que en nuestro caso se trata de un nuevo vertedor para una presa ya construída, la solución debe ser necesariamente independiente del cuerpo de la cortina.

- b) El río Balsas presenta características de escurrimiento de grandes volúmenes y gastos máximos en época de avenidas que se regulan en la presa *Infiernillo*, debiendo tener la obra de excedencias una capacidad de descarga máxima del orden de 13 800 m<sup>3</sup>/s, de los cuales deberán descargarse aproximadamente 4 500 m<sup>3</sup>/s por el nuevo vertedor.

La magnitud del gasto, hace inviable por sí sola la alternativa de utilizar los túneles de desvío en la margen derecha como posibles canales de descarga.

Por otra parte, si se analiza la posibilidad de construir un canal lateral en la margen derecha -dado que en la margen izquierda no hay espacio-, se aprecia que los volúmenes a excavar y distancia a recorrer por las condiciones topográficas son demasiado grandes y resulta una solución cara comparada con una solución en túnel en la misma margen.

- c) Con respecto al problema de disipación de la energía del agua, las características geológicas del lugar no representan problema alguno a una solución del tipo de cubeta de lanzamiento y menos con respecto al tanque amortiguador por lo que ambas soluciones

son factibles técnicamente.

Comparando desde un punto de vista técnico, ambas soluciones, la cubeta de lanzamiento presenta las siguientes ventajas frente al tanque amortiguador:

- Mayor flexibilidad para su localización y adaptación ante las diferentes características topográficas, tipo de presa y gasto, frente a las dificultades de espacio y las grandes dimensiones que requiere un tanque amortiguador y los mayores esfuerzos a que es sometido este último.
- Mayor facilidad para alejar el agua lejos de la cortina y de la misma estructura de lanzamiento, de forma de disminuir considerablemente el peligro de socavación retrógrada que puede afectar la seguridad de la presa.
- Mayor flexibilidad, -en la mayoría de los casos- para limitar la velocidad del agua en la rápida a valores que no provoquen daños por cavitación mediante el procedimiento de lanzarla al aire cuando convenga, en tanto que el tanque amortiguador es necesario llevar el agua hasta el nivel del cauce.
- Presenta gran facilidad para la inspección, incluso cuando está trabajando, frente a las dificultades que presenta el tanque amortiguador que está generalmente inundado.
- Mayor flexibilidad para descargar gastos mayores que los previstos cuando por ejemplo por alguna razón de emergencia es preciso utilizar parte del bordo libre incrementando la carga de diseño

del vertedor. El tanque amortiguador, por el contrario presenta problemas a las variaciones en el gasto, dado que el salto hidráulico es muy sensible a las variaciones del tirante de aguas abajo, aumentando su longitud si éste es menor que el conjugado mayor que demandan las condiciones hidráulicas en cada momento, mientras que cuando es superior, el salto se ahoga disminuyendo la cantidad de energía disipada, trasladando la disipación de energía fuera de los límites del tanque amortiguador y provocando erosión y socavación.

### 3.3 SELECCION A NIVEL DE ESQUEMA DEL VERTEDEDOR

El problema de la selección del tipo de vertedor, se reduce una vez realizadas las consideraciones anteriores, puesto que por las condiciones existentes, se descartan las soluciones de utilizar los túneles de desvío en la margen derecha, así como la de canal lateral en la misma margen. De aquí se desprende que la alternativa a analizar debe ser necesariamente un vertedor en túnel.

Analizando las características topográficas del lugar, se apreció la factibilidad de construir un vertedor en túnel en la margen izquierda aguas arriba de los vertedores actuales, el cual descargaría lateralmente al cauce del río, aguas abajo del sitio de descarga de los vertedores existentes (ver fig. 3.1).

Se decidió analizar a nivel de esquema dos alternativas de vertedor en túnel, ambos en el sitio mencionado. Un elemento que se consideró

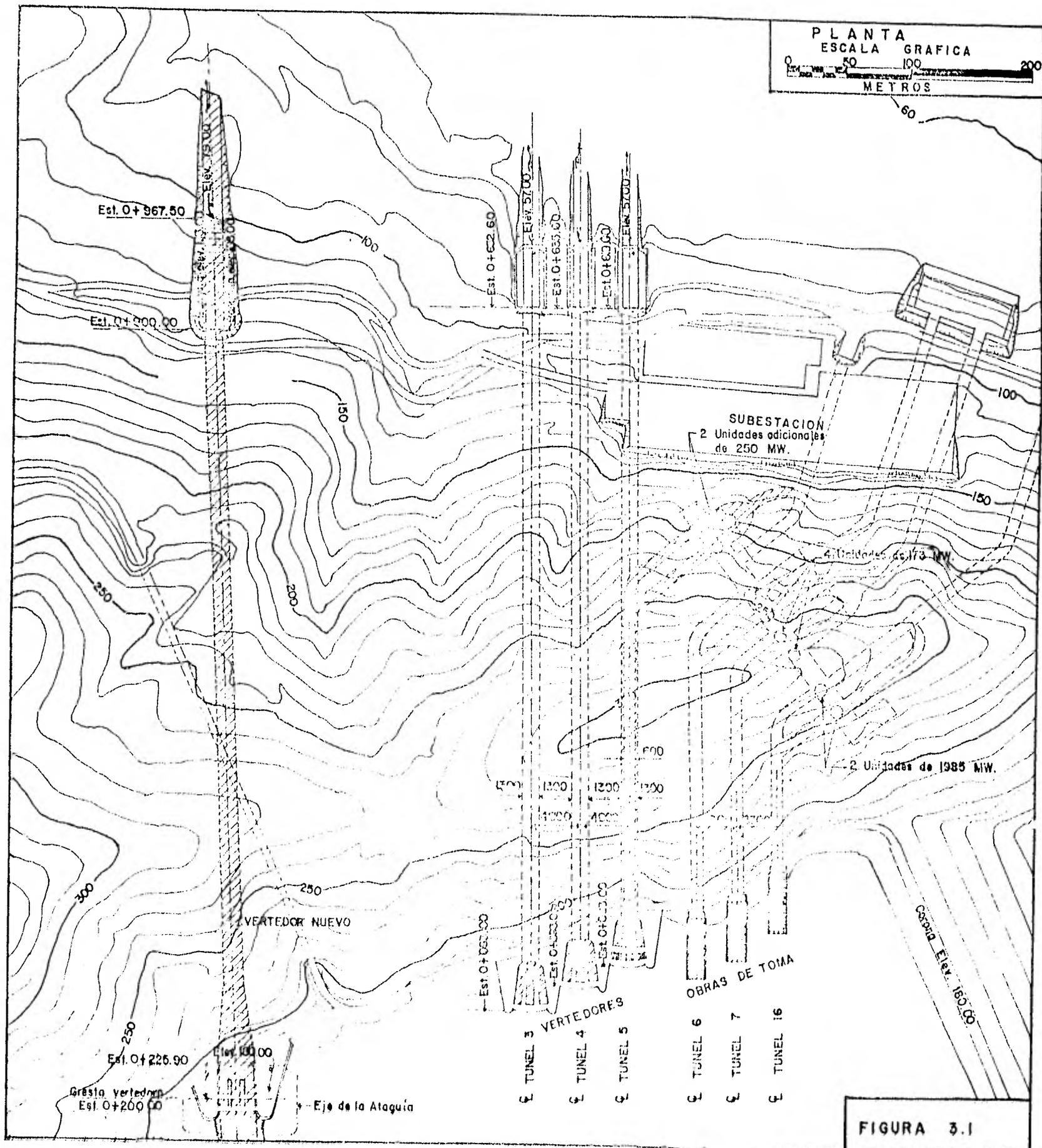


FIGURA 3.1

en el planteamiento de ambas alternativas fue la decisión que se utilizara el diseño de compuertas ya construídas, con el fin de reducir los costos del vertedor en proyecto. Así entonces la localización en elevación de los vertedores, deja de ser un problema de toma de decisión entre varias alternativas -es decir entre diferentes combinaciones de longitud de vertedor y altura de compuertas- pasando a ser un problema determinado por las dimensiones de las compuertas consideradas, el nivel del NAMO de estiaje (elev. 176.40) y el orden del gasto a descargar por el nuevo vertedor.

Las características de las dos alternativas analizadas a nivel de esquema, son básicamente las siguientes:

Alternativa A. Consistió en un vertedor con tres compuertas radiales, cuyo cimacio se unía por medio de una transición a un túnel de 15 m de diámetro y que tenía como estructura terminal una cubeta de salto de sky. Para esta alternativa, se utilizaron las dimensiones de las compuertas del vertedor de Chicoasen.

Alternativa B. Consistió en dos unidades vertedoras independientes, unidas mediante transición a túneles de 13 m de diámetro y que tuvo también como estructura terminal una cubeta de salto de sky. Las características hidráulicas y geométricas del vertedor, son básicamente

las mismas que el de los actuales vertedores de *Infiernillo*, teniendo únicamente como diferencia el hecho que estos tendrían la cresta del cimacio a la elevación 161.4 m, trabajando con una carga de 15.0 m..

Estas alternativas se analizaron y se estimaron sus costos cuantificando cantidades de obra y utilizando precios índice. De esta estimación se obtuvo para la alternativa de dos túneles un costo de 1 223 millones de pesos aproximadamente y para la de un túnel un costo aproximado de 785 millones.

Desde un punto de vista hidráulico, ambas soluciones son aceptables; para la alternativa de dos túneles se obtuvo un gasto máximo de descarga de 2 640 m<sup>3</sup>/s por unidad y considerando que las turbinas descargan 1 200 m<sup>3</sup>/s, los vertedores actuales podrían trabajar con un gasto máximo de 3 700 m<sup>3</sup>/s cada uno, la cual sería conveniente dado los problemas que presentaron durante la fase inicial de su operación. Para la alternativa de un túnel se obtuvo un gasto máximo de 4 450 m<sup>3</sup>/s, lo cual obligaría a los vertedores actuales a trabajar con un gasto máximo de 4 115 m<sup>3</sup>/s -considerando que las turbinas descargan 1 200 m<sup>3</sup>/s- lo cual si bien no es tan conveniente como los 3 700 m<sup>3</sup>/s de la otra alternativa, también es aceptable hidráulicamente.

Analizadas las ventajas y desventajas de ambas alternativas, se seleccionó la de un túnel para llevarla a nivel de anteproyecto.

#### IV. CRITERIOS PARA EL DISEÑO HIDRAULICO,

El diseño hidráulico de un vertedor, aún cuando se trata de un vertedor cuyas características más generales están definidas, sigue siendo un problema particular que el proyectista irá resolviendo en base a su criterio, experiencia y los resultados de la revisión hidráulica. Así por ejemplo los criterios que se utilizaron para proponer la geometría de las partes componentes del vertedor que nos ocupa (cimacio, transición, codo y estructura terminal) no son criterios generales y perfectamente pudieron utilizarse otros para elegir por ejemplo el tipo de cimacio, forma de la transición, etc. Sin embargo, cualquiera que sea el criterio con que se proponga la geometría del vertedor, ésta estará sujeta a los resultados de la revisión hidráulica y del modelo y dependiendo de dichos resultados se harán las rectificaciones pertinentes.

#### 4.1 CRITERIOS PARA EL DISEÑO GEOMETRICO,

##### A. ESTRUCTURA DE CONTROL

Para la determinación geométrica del perfil del cimacio, en el cuadrante de aguas abajo, se utilizó la ecuación que propone el Cuerpo de Ingenieros del Ejército Americano, en la carta de diseño H.D.C. 111-1 del manual respectivo (ref. 2).

$$y = \frac{x^{1.85}}{2 \cdot 114^{0.85}}$$

ec. 1

En el cuadrante de aguas arriba, se utilizó la carta de diseño HDC 111-2/1 (ref. 2), la cual proporciona las dimensiones de los elementos geométricos que componen el cimacio en función de la carga de diseño.

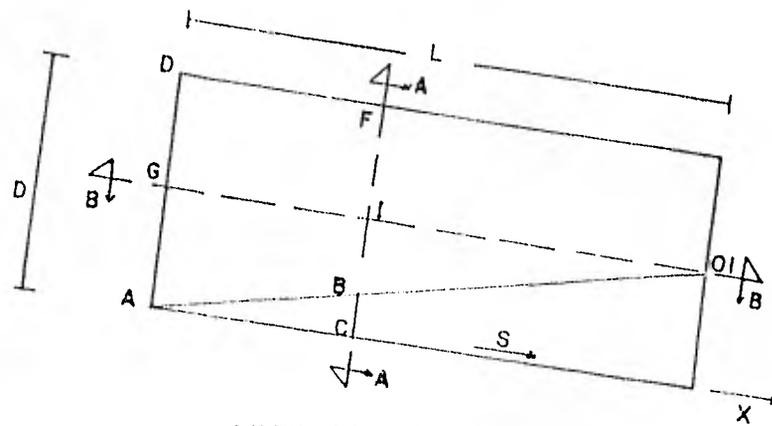
Las pilas se diseñaron con sus ejes paralelos al eje del túnel, de forma que la sección vertedora quedara en un solo plano y se prolongaron las pilas hacia el interior del túnel.

Para el dimensionamiento de la estructura de control se consideraron en nuestro caso varias condicionantes, como fueron:

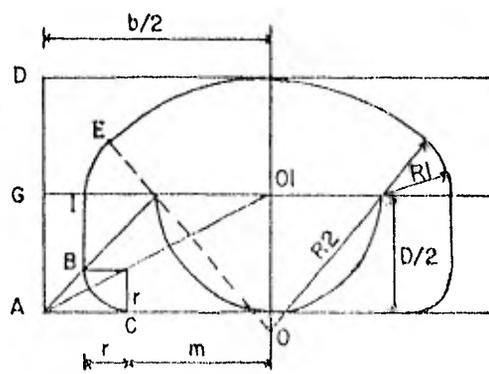
- La proposición de utilizar las dimensiones de las compuertas de Chicoasen.
- La necesidad de colocar obturadores y un puente para el manejo de éstos.
- Elevaciones de la corona y NAME (180.00 y 176.40 m.s.n.m. respectivamente).
- Gasto máximo necesario.

#### B. TRANSICION

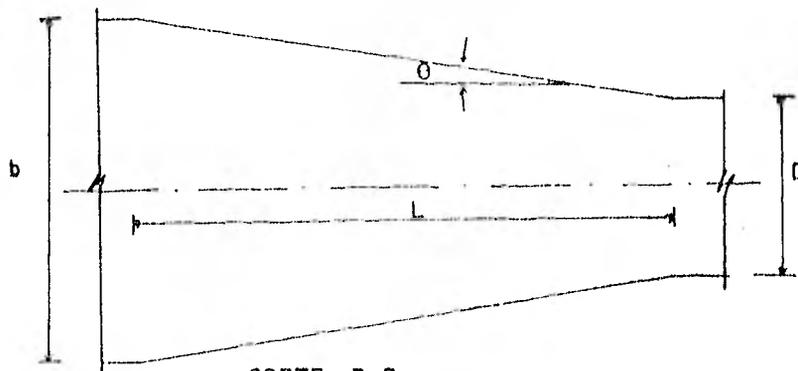
La transición que une la sección vertedora al túnel circular de 15 m de diámetro, puede diseñarse por diferente leyes, teniéndose en nuestro caso una ley que tiene las siguientes características:



CORTE POR EL EJE



CORTE A-A



CORTE B-B

GEOMETRIA DE LA TRANSICION

FIGURA 4.1

- i) En la mitad inferior, la transición pasa de una sección rectangular a una semicircular siguiendo la ley

$$r = \frac{xD}{2L}$$

$$m = \frac{b}{2} \left(1 - \frac{2r}{D}\right) \quad \text{ecs. 2}$$

siendo:

x: Longitud parcial en la transición medida a lo largo del eje de la rápida.

D: Diámetro del túnel

L: Longitud total de la transición.

La representación gráfica de esta ley, así como el significado de las literales se pueden ver en la figura 4.1.

- ii) En la mitad superior la transición pasa de una sección semielíptica a una semicircular; esta transición se realiza a partir de los arcos de tres círculos osculadores de la sección elíptica, de los cuales a dos de ellos -los laterales- se les mantiene el radio constante ( $R_1$ ) y el círculo central va variando su radio ( $R_2$ ) para adaptarse a la sección inferior de la transición (ver figura 4.1).

El radio  $R_2$  se calcula considerando que dicha circunferencia pasa por la clave del túnel (cuya altura es constante) y que se une a las circunferencias de radio  $R_1$  en los puntos con tangente común.

iii) Un elemento a determinar, es el ángulo de convergencia de las paredes verticales ( $\theta$ ), dado que cuando se encauza un régimen supercrítico en una transición convergente, es posible que se desarrollen ondas oblicuas simétricas con respecto al eje del túnel (ref. 3) e incluso puede presentarse el salto hidráulico si la convergencia es demasiado brusca. De aquí que debe determinarse el ángulo  $\theta$  para evitar o minimizar estos problemas. En nuestro caso se utilizó el método propuesto por Ven Te Chow (ref. 3) obteniéndose que  $\theta$  debía ser menor de  $8^\circ$ .

Como criterio para determinar la pendiente de la rápida, se estableció que al entrar el agua al codo, el área hidráulica debía ser del orden del 80% del área total, por lo que dicha pendiente debe obtenerse de la revisión hidráulica mediante tanteos.

#### C. CURVA VERTICAL

Como criterio general se estableció que la curva vertical se desarrollara con sección constante, por lo cual el codo se inicia al término de la transición.

Para evitar presiones altas en las curvas convexas existen recomendaciones generales que proponen que la plantilla sea un arco circular con radio R dado por el valor más grande de

$$R = 0.215 D V^3$$

o

$$R = 10D$$

Siendo:

D: tirante del escurrimiento en m.

V: velocidad del escurrimiento en m/s.

Sin embargo, para las características de nuestro vertedor, la primera expresión no es aplicable, por lo que se tomó como base que el radio tuviera un valor mínimo de 10D, ajustando dicho valor considerando las limitaciones topográficas y la revisión del funcionamiento hidráulico.

#### D. RÁPIDA DE DESCARGA

En la rápida de descarga, que en este caso es de sección circular, el único elemento a determinar es su pendiente; para determinar ésta se debe considerar que sea mayor que la crítica y al mismo tiempo no se alcancen velocidades muy grandes. Dicha pendiente se obtuvo de la revisión hidráulica mediante tanteos y tratando de obtener velocidades máximas del orden de los 35 m/s.

#### E. CUBETA DEFLECTORA.

Existen varios criterios válidos para el diseño de una cubeta deflectora, pero por su facilidad de aplicación, se decidió utilizar el método propuesto por los Ingenieros Villa Medina y Gómez Rosas en el II Congreso Nacional de Hidráulica (ref. 5). Este método se basa en la hipótesis que el flujo en la cubeta

estará a punto de despegar cuando el tirante conjugado mayor sea igual al tirante crítico en la nariz más la profundidad  $J$  (fig. 4.2).

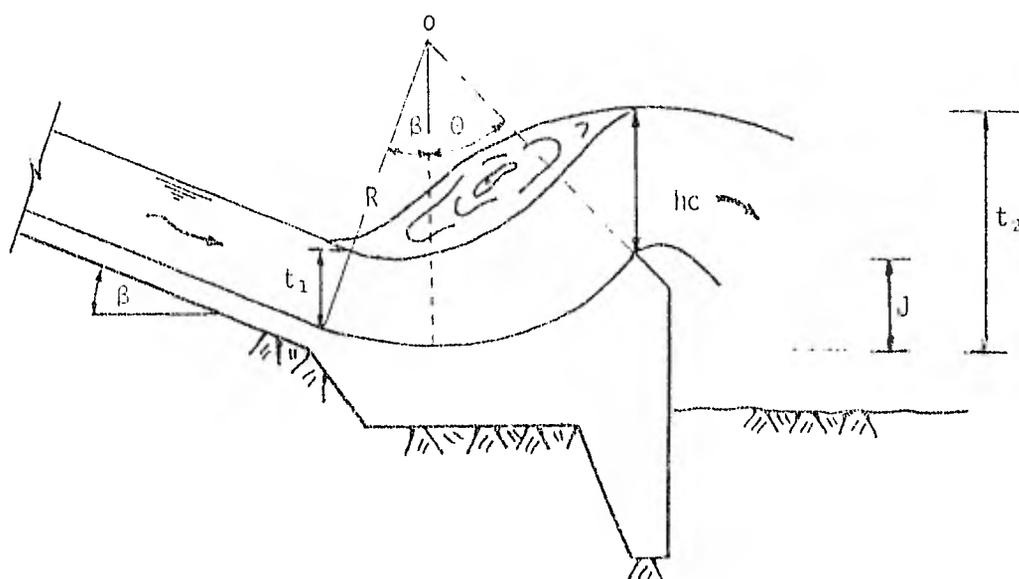


FIGURA 4.2

de esta forma y de acuerdo a la figura:

$$t_2 = J + h_c \quad \text{ec. 3}$$

$$J = R (1 - \cos\theta) \quad \text{ec. 4}$$

$$R = \frac{t_2 - h_c}{1 - \cos\theta} \quad \text{ec. 5}$$

La cubeta generalmente se debe diseñar para un gasto del orden del 25% del gasto máximo de descarga, de forma que para gastos menores se produzca el salto hidráulico y para gastos mayores el flujo despegue de la cubeta. Se recomienda así mismo utilizar un ángulo de diseño  $\Theta = 45^\circ$ .

Para los efectos del diseño, se puede considerar el conjugado menor, " $t_1$ ", como la proyección del tirante normal y de esta manera encontrar el conjugado mayor " $t_2$ " y con las ecuaciones 4 y 5 determinar los valores de J y R.

Al diseñar la cubeta se debe considerar que el canal de descarga tenga una longitud suficiente como para proporcionar un grado de seguridad aceptable de que el salto hidráulico no tenga ocurrencia dentro del túnel con su consiguiente ahogamiento.

#### 4.2 CRITERIOS PARA LA REVISION HIDRAULICA,

En la revisión hidráulica del vertedor, se destacan tres aspectos; la determinación de las presiones sobre la plantilla de la obra en las curvas verticales, la revisión de la seguridad de la estructura en lo referente a la cavitación y la determinación del perfil hidráulico del escurrimiento a lo largo de toda la obra. Los criterios utilizados para cada uno fueron los siguientes.

#### 4.2.1 DETERMINACION DEL PERFIL HIDRAULICO.

Para obtener el perfil del agua en todo el conducto, se aplicó sucesivamente entre secciones la ecuación de Bernoulli; esto es, conocido el tirante y velocidad en una sección 1, se obtuvo por iteraciones el tirante y velocidad en una sección 2.

$$t_1 \cos \alpha + \frac{v_1^2}{2g} + Z_1 = t_2 \cos \alpha + \frac{v_2^2}{2g} + L * S_f + h_L \quad \text{ec. 6}$$

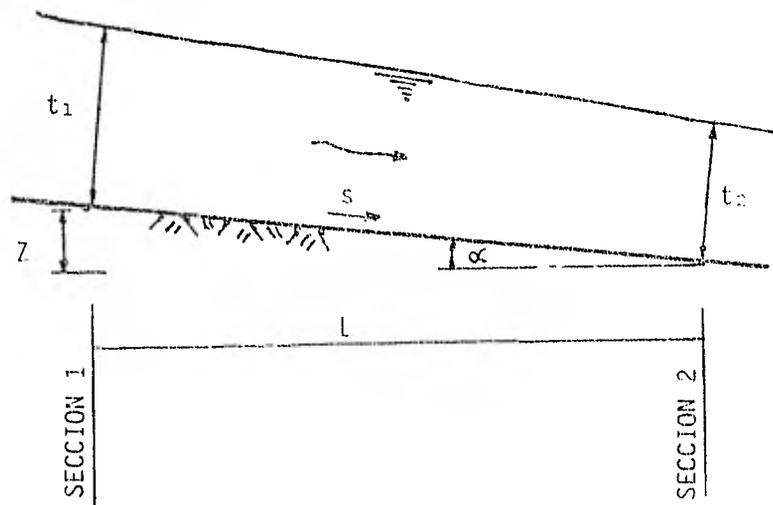


FIGURA 4.3

Siendo

$S_f$  = Pérdida de carga media por fricción por unidad de longitud.

$h_L$  = Pérdidas de carga locales.

En ampliaciones bruscas, como se presenta al término de las pilas, se utilizó la fórmula de Borda

$$h_L = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} \quad \text{ec. 7}$$

En las transiciones se utilizó la ecuación siguiente:

$$h_L = K \frac{|v_1^2 - v_2^2|}{2g} \quad \text{ec. 7a}$$

en que

$K = 0.1$  en reducción gradual de sección

$K = 0.2$  en ampliación gradual de sección

Para iniciar el cálculo del perfil hidráulico, se tomó como punto de partida el tirante en el punto de tangencia del cimacio, para conocer el cual se utilizó la carta de diseño del Cuerpo de Ingenieros del Ejército Americano HDC 111-12, la cual nos proporciona en forma dimensional y en función de la carga de diseño, los tirantes sobre un cimacio diseñado según la ecuación No. 1.

Para los efectos de considerar la inclusión de aire en el agua se utilizó un coeficiente de rugosidad de Manning mayor que el de diseño ( $n=0.013$ ) utilizándose una  $n=0.018$  de acuerdo a las recomendaciones de Bureau of Reclamation (ref. 4).

En curvas verticales se aplicó igualmente la ecuación de Bernoulli, dividiéndose el arco de círculo en  $n$  secciones y calculando en cada una analíticamente el ángulo de proyección del tirante y  $Z_1$ .

$$t_1 \cos \alpha_1 + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = t_2 \cos \alpha_2 + \frac{V_2^2}{2g} + L \cdot S_f \quad \text{ec. 8}$$

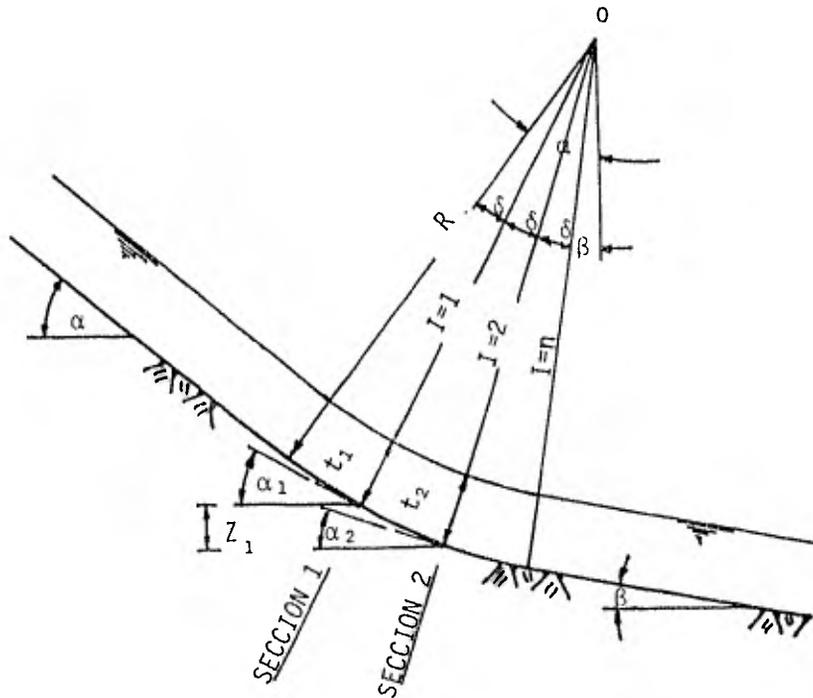


FIGURA 4.4

Basándonos en la figura podemos deducir que:

$$\delta = (\alpha - \beta)/n$$

$$\alpha_1 = \alpha - I \cdot \delta$$

$$\alpha_2 = \alpha - (I+1) \cdot \delta$$

$$Z_1 = R \cdot (\cos(\alpha - (I+1) \cdot \delta) - \cos(\alpha - I \cdot \delta))$$

$$L = R \cdot \delta$$

La ecuación 8 en los términos expuestos se aplicó tanto en el codo como en la cubeta deflectora.

Es pertinente mencionar que existe al menos otro criterio en cuanto a la aplicación de la ecuación de Bernoulli en curvas verticales y que se refiere a la inclusión en la ecuación de la energía de la carga de presión provocada por la fuerza centrífuga. Este tema se desarrolla más en el anexo 1.

#### 4.2.2 REVISION DE LA SEGURIDAD CONTRA LA CAVITACION.

La cavitación es un fenómeno que se puede presentar en obras hidráulicas de alta caída y que puede llegar a representar un problema grave en la operación y mantenimiento de la obra dado que su ocurrencia provoca erosión en las superficies expuestas al flujo a alta velocidad.

El daño causado por la cavitación es progresivo, esto es, debido a la cavitación, las paredes de la obra se empiezan a erosionar y a su vez el proceso erosión provoca el aumento de la intensidad de la cavitación ya que la ocurrencia de ésta está relacionada con la rugosidad y las irregularidades de la superficie expuesta al fenómeno, de tal forma que puede llegar a plantearse una situación que ponga en peligro toda la obra.

En el caso de vertedores, se pueden identificar tres posibles fuentes

de origen de cavitación, que son: la rugosidad, el desalineamiento en colados sucesivos e irregularidades en general, como son, escalones, ranuras y protuberancias.

Tanto la desalineación como las irregularidades, deben entenderse como productos de deficiencias en el proceso de construcción de la obra, deficiencias que no pueden cuantificarse a priori, razón por la cual, en este estudio se revisó únicamente la cavitación generada por la rugosidad de la superficie.

El criterio utilizado para realizar esta revisión, es el propuesto en la publicación No. 415 del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., Titulado *Cavitación en Vertedores*, por el Ing. Gabriel Echávez (ref. 10).

Este método que se ha venido desarrollando en el Instituto desde 1969, presenta la ventaja de haber sido calibrado utilizando los 10 años de observación de los túneles de *El Infiernillo*, en los cuales se han presentado daños serios.

El método define al índice de cavitación local  $\sigma_K$  como:

$$\sigma_K = \frac{h_p - h_v}{\frac{V_K^2}{2g}}$$

ec. 9

donde:

$h_p$  = carga de presión total

$h_v$  = carga de vaporización

$V_K$  = velocidad a la altura de  $K$  de la superficie

$K$  = rugosidad equivalente de Nikuradse de la superficie.

Para tramos donde el conducto sea prismático, la carga de presión  $h_p$  es igual a la hidrostática, esto es la proyección vertical del tirante en el punto de la plantilla considerado. En tramos con curvatura vertical, la carga de presión  $h_p$  se incrementa con la presión originada por la fuerza centrífuga, esto es:

$$h_p = h_{p_1} \pm \frac{t}{g} \frac{v^2}{R} \quad \text{ec. 10}$$

$h_{p_1}$  = carga hidrostática en el punto de interés.

$t$  = tirante en el punto medido perpendicularmente a la superficie de la plantilla.

$v$  = velocidad media del escurrimiento.

$R$  = radio de curvatura de la línea de corriente, el cual es prácticamente igual al del piso de la obra.

El signo de la ecuación 10 se considera (+) para curvatura cóncava y (-) para curvatura convexa.

El índice de cavitación local  $\sigma$ , determinado en distintos puntos de la obra y para diferentes condiciones de operación, debe compararse con el índice de cavitación local incipiente  $\sigma_{ci}$ , el cual se define como el índice que indica la aparición de la

cavitación capaz de dañar la obra. Este índice  $\sigma_{ki}$ , se ha determinado experimentalmente para diferentes tipos de superficies rugosas, y se recomienda tomar los siguientes valores:

Para una rugosidad equivalente de Nikuradse  $0 < k < 5$  mm

Superficie con acabado de concreto  $\sigma_{ki} = 1.3$

Superficie con acabado de cimbra  $\sigma_{ki} = 1.8$

Para una rugosidad equivalente de Nikuradse  $5 < k < 10$  mm

Superficie con acabado de concreto  $\sigma_{ki} = 1.5$

Superficie con acabado de cimbra  $\sigma_{ki} = 2.2$

De los estudios realizados en los túneles de *El Infiernillo* se recomienda tomar para una obra de las características de *El Infiernillo* el valor  $\sigma_{ki} = 1.5$  y que es el que se tomó en este estudio.

En cuanto a la velocidad a una distancia  $K$  de la pared,  $V_K$ , puede estimarse estando del lado de la seguridad con la siguiente ecuación:

$$\frac{V_K}{\sqrt{2gh}} = \frac{1.68}{1.33 + \log \frac{x}{k}} \quad \text{ec. 11}$$

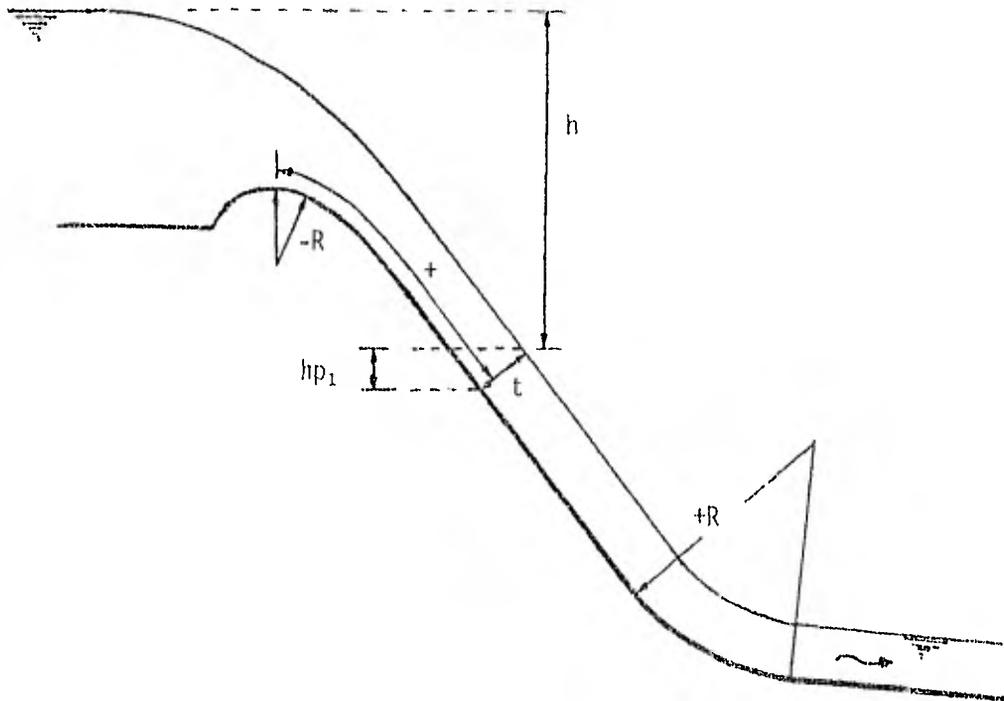
siendo:

$g$  = aceleración de la gravedad

$h$  = caída vertical, medida desde la superficie libre del vaso a la superficie libre del escurrimiento en la sección considerada.

$k$  = rugosidad equivalente de Nikuradse

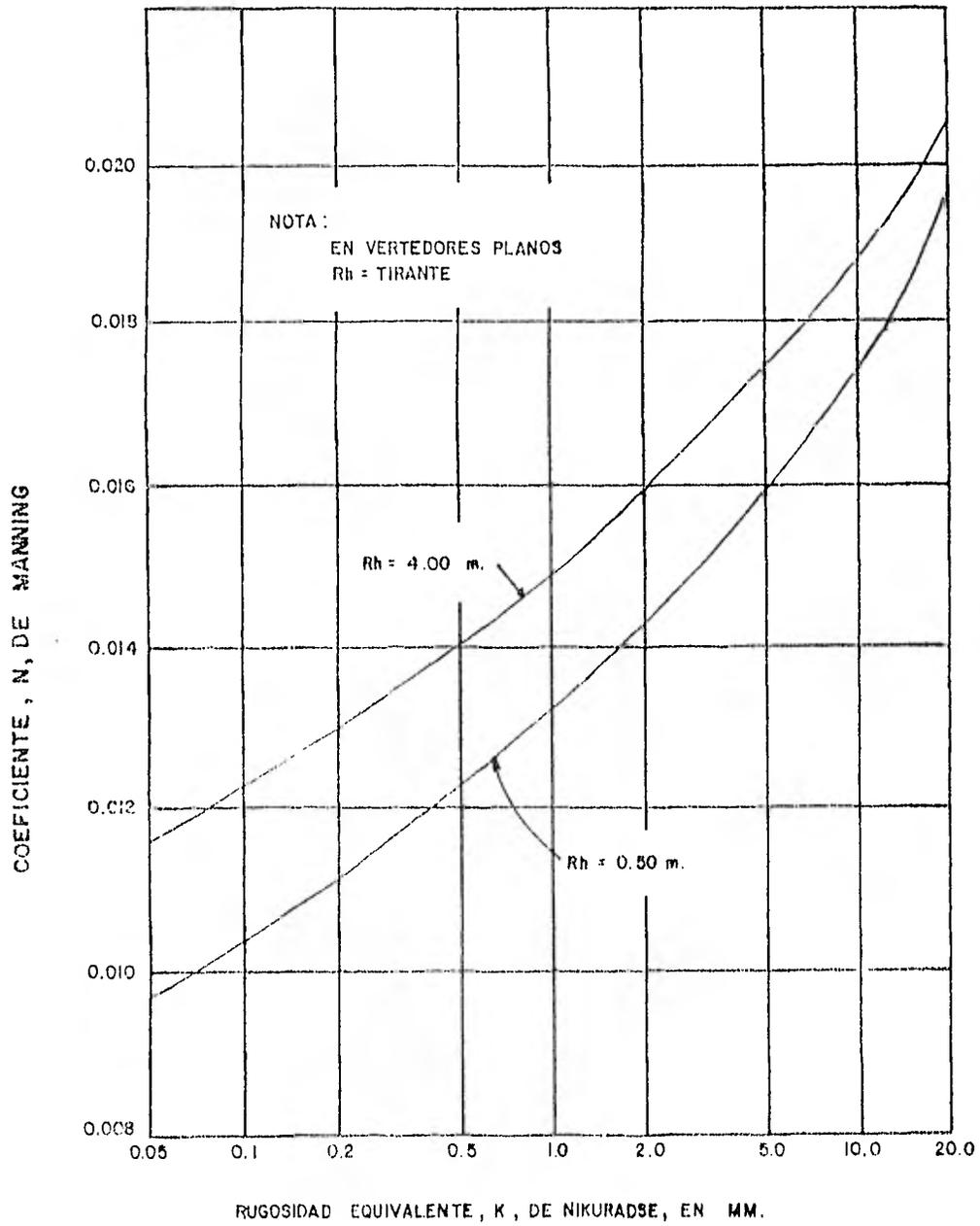
$x$  = distancia desde la cresta del cimacio al punto de interés,  
medida a lo largo de la conducción.



ESQUEMA PARA MOSTRAR LA MEDICION DE  $h$  Y  $x$ .

TABLA 4.5

El coeficiente de rugosidad equivalente de Nikuradse para la superficie considerada puede obtenerse de la tabla 4.1 o de la figura No. 4.6, ambas tomadas de la referencia 10.



RELACION ENTRE N y K PARA RADIOS HIDRAULICOS, Rh, COMPRENDIDOS ENTRE 0.5 Y 4.0 m.

FIGURA 4.6

Al aplicar el método en curvas verticales, se recomienda aplicar un coeficiente de corrección del índice de cavitación local, dado que los efectos de curvatura pueden inducir la presentación de velocidades locales  $V_K$  sustancialmente mayores que las estimadas con la ecuación 11 y por lo mismo índices de cavitación local menores. La corrección mencionada se aplicaría al piso de las curvas cóncavas verticales, definiéndose por piso en conductos circulares, aquella sección cuyo arco corresponde a un ángulo de  $80^\circ$  centrado con la vertical. El Dr. Echávez sugiere tentativamente un factor de corrección igual a 0.76, de forma que el índice de cavitación local para curvas verticales cóncavas es:

$$\sigma_{kp} = 0.76 \sigma_k \quad \text{ec. 12}$$

Este valor del factor de corrección se sugiere para aquellas obras vertedoras semejantes a las de la presa Chicoasén con una caída de 63 m, radio de curvatura de 274 m y velocidades medias de 34 m/s para un tirante de 11.7 m.

Finalmente para obtener el índice de cavitación local en las paredes, se sugiere calcularlo con una carga hidrostática de 25 cm, esto es cercano a la superficie libre del agua y sin aplicarle el factor de corrección por curvatura a la carga de presión ni tampoco el factor de reducción de  $\sigma_k$ .

T A B L A 4.1

VALORES DE  $\kappa$  PARA DIVERSOS MATERIALES.

M A T E R I A L	$\kappa$ (mm)
Vidrio	0.05 a 0.90
Cemento	
Muy bien terminado	0.2 a 1.2
Mortero	0.3 a 2.2
Concreto	
Bien terminado	0.3 a 1.5
Aplanado con llana	0.5 a 2.2
Aplanado con plana	0.9 a 3.2
Sin terminar	1.5 a 12
Cimbra de acero	0.6 a 1.5
Cimbra de madera cepillada	0.6 a 3,2
Cimbra de madera sin cepillar	2.2 a 14
Gunita	3.2 a 15
Muy maltratado	5 a 20

#### 4.2.3 REVISION DE PRESIONES EN LA CUBETA Y EN EL CODO.

La estimación de las presiones en la superficie de las curvas verticales es importante en el diseño estructural de estas áreas, para lo cual el proyectista debe recurrir a análisis matemáticos los cuales se verificarán experimentalmente en un modelo hidráulico si el tamaño de la obra lo amerita.

Varios investigadores han realizado estudios al respecto y correlacionado los resultados teóricos con mediciones en modelos y prototipos. De la literatura existente (ver anexo 2) se procedió a escoger el método propuesto por V. G. Gujar (ref. 6), pero utilizando una variante propuesta por el Ing. Raúl Gómez Rosas (ref. 8) en el VI Congreso Nacional de Hidráulica, dado que se estimó era aplicable a la generalidad de las curvas verticales en vertedores y era congruente con el criterio de determinación de tirantes y velocidades descrito en el inciso 4.2.1.

El método se basa en las siguientes suposiciones para el cálculo del tirante, velocidad del flujo y presión en cada sección de la curva vertical.

- i) La velocidad del flujo en cualquier sección es uniforme en toda ésta.
- ii) La presión total en cualquier sección es la suma de la presión hidrostática en el punto y la presión debida a la

fuerza centrífuga actuando sobre la masa de agua en movimiento.

iii) La fuerza centrífuga está dada por la siguiente expresión:

$$F = \frac{mv^2}{R} \quad \text{ec. 13}$$

En donde:

F = fuerza centrífuga

m = masa de agua

v = velocidad del flujo

R = radio de la curva

iv) Las pérdidas sobre el vertedor deben calcularse por algún método y considerarse en el análisis (Gujar recomienda un método dado por Campbell (ver ref. 6) en tanto que el Ing. Gómez Rosas propone utilizar el método de Manning para calcular dichas pérdidas).

Desarrollando la ecuación 13 para un elemento de la curva vertical, Gujar lleva a encontrar que la carga de presión ( $h_c$ ) debida a la fuerza centrífuga sobre la superficie del canal es:

$$h_c = \frac{v^2 t}{gR} \quad \text{ec. 14}$$

siendo:

t = tirante del agua en la sección

g = aceleración de la gravedad

v, R = lo indicado en la ec. 13.

de forma que la carga total ( $h_t$ ) en cualquier punto sobre la superficie de la curva vertical.

$$h_t = t \cos\theta + \frac{v^2 t}{gR} = t \left( \cos\theta + \frac{v^2}{gR} \right) \quad \text{ec. 15}$$

siendo  $\theta$  = ángulo que forma el tirante en el punto considerado con la vertical.

De esta forma, conociendo los tirantes y velocidades en cada sección de la curva vertical y determinando el ángulo  $\theta$  analíticamente, podemos conocer las cargas de presión teóricas en cada uno de los puntos de la superficie del canal en dichas secciones.

Estas cargas se pueden representar gráficamente y obtener así la distribución teórica de las presiones en la curva vertical. Esta distribución de las presiones teóricas, presentará discontinuidades en los puntos de tangencia de la curva, por lo cual se deberá corregir dicha distribución apoyándose en las mediciones y ensayos experimentales, realizados tanto por Gujar como otros investigadores, los cuales han obtenido las distribuciones reales de las presiones en diferentes tipos de estructuras (ver anexo 2).

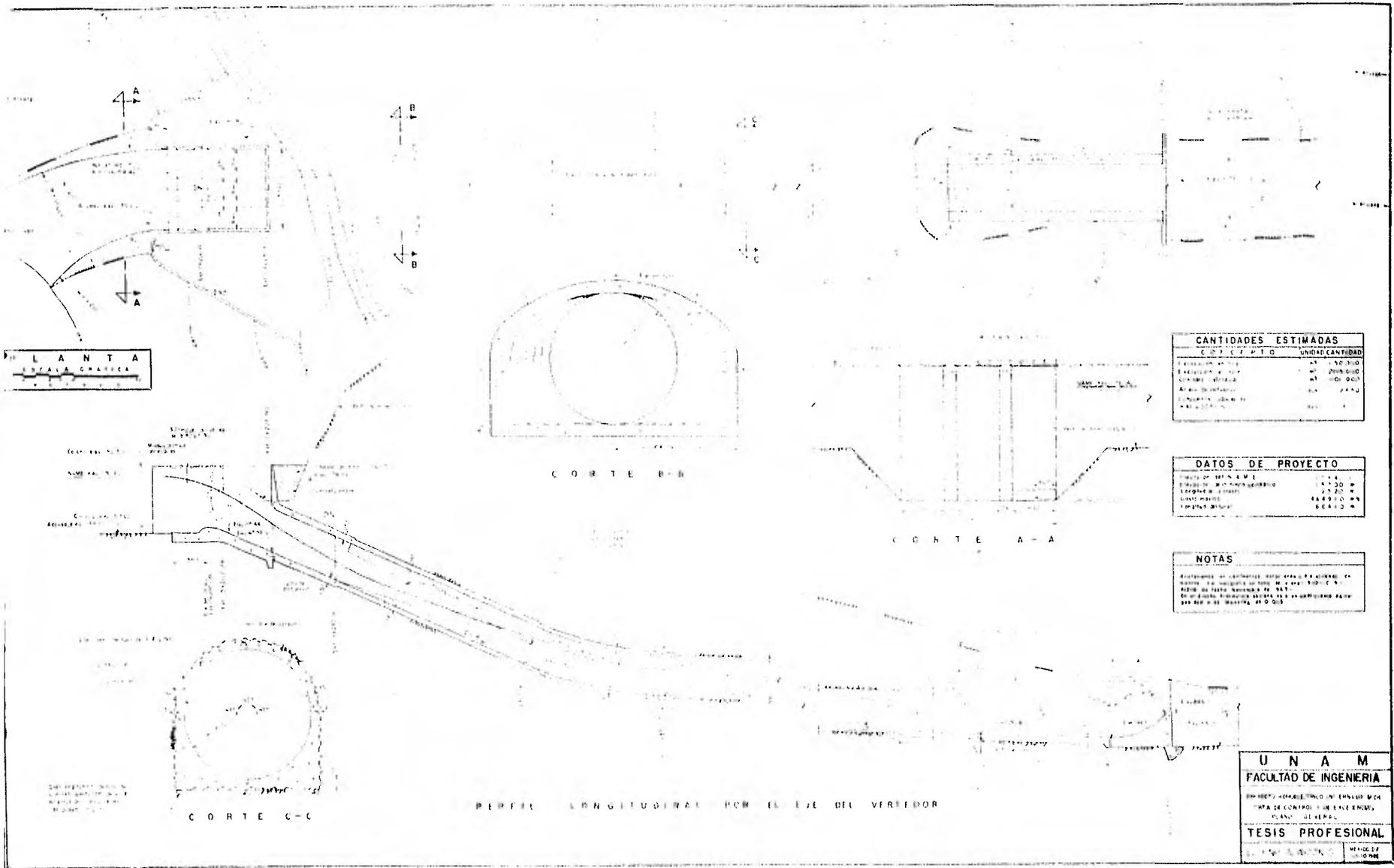
## V. DISEÑO Y REVISION HIDRAULICA.

### 5.1 CARACTERISTICAS FUNDAMENTALES DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA.

La localización de la estructura de control, se determinó analizando varias alternativas, moviendo la estructura a lo largo del eje vertedor. Estas alternativas implicaban distintas cantidades de obra tanto en excavaciones como en la protección de la obra durante su construcción, escogiéndose la de menor costo.

Esta alternativa, presenta las siguientes características fundamentales (ver Plano General de Obra de Control y de Excedencias).

- a) Muros de encauzamiento de forma circular con radio  $r = 7.5$  m y de eje vertical, el acceso está a la elevación 155.0.
- b) El cimacio está diseñado para una carga de diseño  $H_d = 19.40$  m, siguiendo los lineamientos descritos en el inciso 4.1A y terminando el cimacio en el cuadrante de aguas arriba con un talud 1:1 hasta la plantilla del canal de acceso (ver fig. 5.1). La cresta vertedora está a la elevación 157.0 asignándosele la estación 0+200.00.
- c) Las pilas sobre el cimacio son del tipo 2 (Carta de Diseño HDC. 111-5, ref, 2), iniciándose con el cimacio en su cuadrante de aguas abajo, con un ancho de 2.5 m e introduciéndose



**LANTA**  
 ESCALA GRAFICA

CANTIDADES ESTIMADAS	
CANTIDAD	UNIDAD/CANTIDAD
1.00	1.00
2.00	2.00
3.00	3.00
4.00	4.00
5.00	5.00
6.00	6.00
7.00	7.00
8.00	8.00
9.00	9.00
10.00	10.00

DATOS DE PROYECTO	
TIPO DE TUNEL	1.00
TIPO DE TUNEL	2.00
TIPO DE TUNEL	3.00
TIPO DE TUNEL	4.00
TIPO DE TUNEL	5.00
TIPO DE TUNEL	6.00
TIPO DE TUNEL	7.00
TIPO DE TUNEL	8.00
TIPO DE TUNEL	9.00
TIPO DE TUNEL	10.00

**NOTAS**

1. ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DEL TALUD EN EL TUNEL.

2. ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DEL TALUD EN EL TUNEL.

3. ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DEL TALUD EN EL TUNEL.

4. ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DEL TALUD EN EL TUNEL.

5. ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DEL TALUD EN EL TUNEL.

6. ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DEL TALUD EN EL TUNEL.

7. ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DEL TALUD EN EL TUNEL.

8. ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DEL TALUD EN EL TUNEL.

9. ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DEL TALUD EN EL TUNEL.

10. ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DEL TALUD EN EL TUNEL.

**U N A M**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
 DIVISION DE INGENIERIA CIVIL  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL  
**TESIS PROFESIONAL**

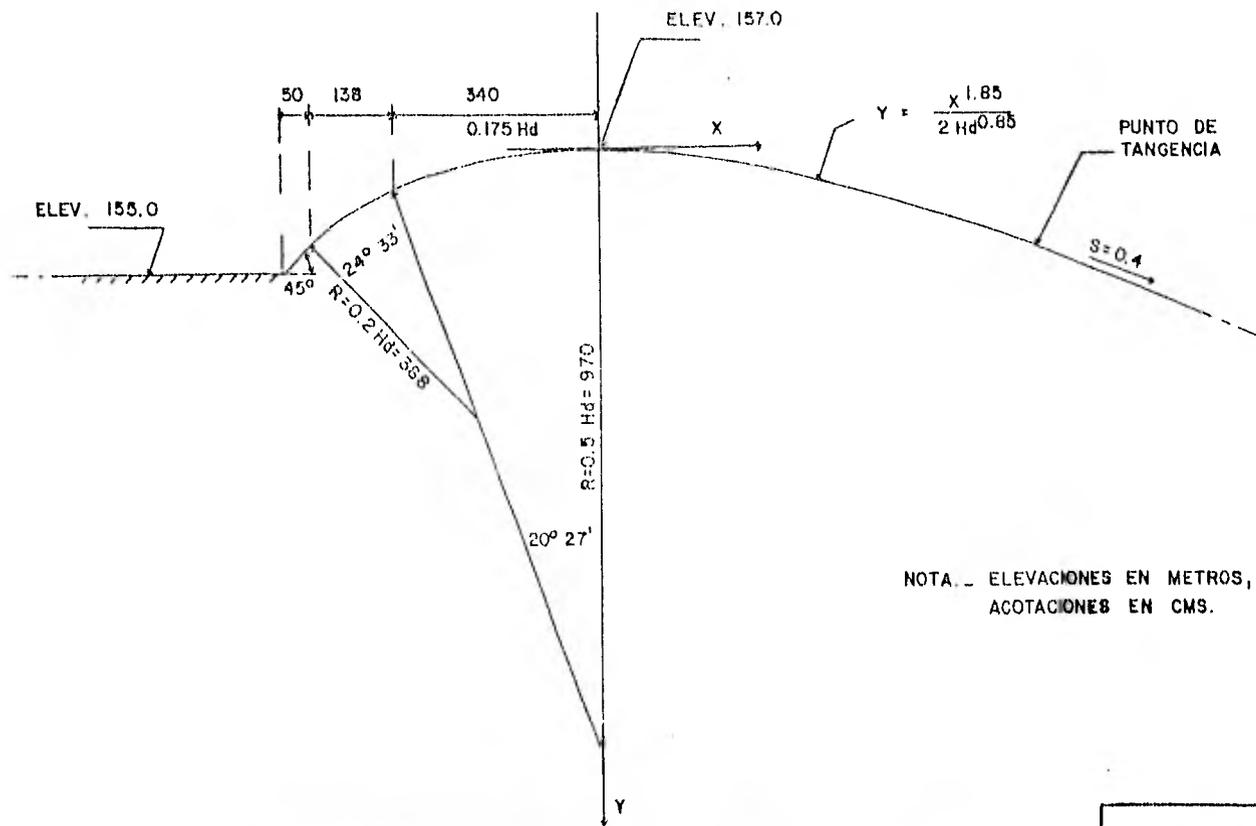
PERFIL LONGITUDINAL POR EL EJE DEL VEREDOR

CORTE C-C

CORTE B-B

CORTE A-A

GEOMETRIA DEL CIMACIO



NOTA. - ELEVACIONES EN METROS,  
ACOTACIONES EN CMS.

FIGURA 5.1

en el túnel hasta el inicio de la transición lo cual ocurre en la estación 0+250.90.

- d) La rápida se inicia en la estación 0+207.24 (P.T. del cimacio) con una pendiente  $S = 0.4$ , manteniéndose hasta la estación 0+325.18, en donde se inicia el codo.
- e) La transición empieza al término de las pilas, en la estación 0+250.90, pasando de la sección mostrada en la figura 4.1 a una circular de diámetro  $\varnothing = 15.0$  m en una longitud de 80.0 m en donde se une al codo.
- f) El codo de sección circular, se diseñó con un radio de 150.0 m (medidos hasta el centro del túnel), iniciándose en la estación 0+325.18 y terminando en la estación 0+377.38. A partir de ese punto se inicia el túnel de descarga, con la misma sección circular y con una pendiente  $S = 0.04$ .
- g) A la salida del túnel se diseñó una transición que se inicia en la estación 0+860.00, pasando de una sección circular a una de portal de 15 X 15m en una longitud de 2 diámetros, terminando en la estación 0+890.00.
- h) Entre el túnel y la cubeta se proyectó un canal rectangular de 50 m de longitud, con el objeto de asegurar que para los gastos menores que el gasto de diseño de la cubeta, el salto hidráulico ocurriera en su totalidad afuera del túnel. Este canal termina en la estación 0+940.00.

- i) La cubeta se diseñó para un gasto de  $1\ 000\ \text{m}^3/\text{s}$ , con un ángulo de despegue  $\phi = 45^\circ$  y un radio  $R = 34.0\ \text{m}$  iniciándose en la estación  $0+940.00$

## 5.2 REVISION DEL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO,

El gasto de diseño del vertedor se obtuvo considerando por una parte las condicionantes expuestas en el inciso 4.1A y por otra parte el gasto máximo de descarga de la presa, necesario para evacuar la avenida de diseño.

Los valores de gastos máximos respectivos son:

Gasto máximo de descarga de las turbinas	$1\ 200\ \text{m}^3/\text{s}$
Gasto máximo de descarga de los vertedores modificados	$2 \times 4\ 100\ \text{m}^3/\text{s}$
TOTAL	$9\ 400\ \text{m}^3/\text{s}$
Gasto máximo de descarga	$13\ 880\ \text{m}^3/\text{s}$

∴ La diferencia a cubrir con el vertedor nuevo es un gasto aproximado de  $4\ 480\ \text{m}^3/\text{s}$ .

El gasto máximo por el vertedor para la carga de diseño, está dado por la ecuación:

$$Q_{\text{max}} = C(L - n H_d K) H_d^{3/2} \quad \text{ec. 16}$$

en que:

L = longitud de la cresta vertedora	=	25.20 m
n = número de contracciones	=	6
K = coeficiente de contracción	=	0.015 (HDC.111-6)
C = coeficiente de descarga	=	2.22 (HDC.111-3)

A efectos de analizar diferentes casos, haciendo variar la carga de diseño y pendiente de la rápida, así como las características geométricas del vertedor; se implementó un programa en lenguaje FORTRAN en una computadora digital PDP 11/23, mediante el cual se analizaron varias alternativas hasta llegar a seleccionar lo descrito anteriormente.

En la tabla No. 5.1 se presentan los resultados de la revisión del funcionamiento hidráulico de la alternativa a lo largo de todo el conducto. Puede observarse que para la carga de diseño  $H_d=19.40$  m se obtiene un gasto de acuerdo a la ec. 16  $Q_{max}=4\ 449.10$  m<sup>3</sup>/s que es del orden del gasto requerido.

Esta revisión hidráulica se realizó con un coeficiente de rugosidad de Manning,  $n=0.018$ , con el objeto de considerar el aumento del tirante por la inclusión de aire. Con este valor se obtiene una relación de áreas a la entrada al codo  $A_h/A_t=0.79$ , esto es menor que el valor límite de 0,8 establecido en el inciso 4.1B. Por otra parte las velocidades máximas alcanzadas en el codo son del orden de 35 m/s (que es valor considerado como aceptable), disminuyendo posteriormente.

TABLA 5.1

REVISION HIDRAULICA DEL VERTEDOR  
PRESA INFIERNILLO

## DATOS GENERALES

ELEV. DEL NAVE = 176.40 M	COEF. DE DESCARGA = 2.220
CARGA DE DISEÑO = 19.40 M	COEF. DE CONTRACC. = 0.015
ELEV. CRESTA VERT.= 157.00 M	COEF. DE MANNING = 0.018
ANCHO DE COMP.= 8.40 M	NUMERO DE CONTRAC. = 6
ANCHO DE PILAS= 2.50 M	EST. CRESTA VERTED. = 200.000 M
NUMERO DE PILAS = 2 M	EST. TERMINO PILAS = 250.900 M
LONG. TRANSICION= 80.00 M	EST. INICIO TRANS. = 250.900 M
RADIO DEL CODO = 150.00 M	PEND. DE LA RAPIDA = 0.400
PEND. DE LA DESC= 0.04	DIAMETRO DEL TUNEL = 15.000 M
LONG. TRANS. DESC. = 30.00 M	EST. INIC. TRANS. DESC= 860.000 M
LONG. CANAL DESC. = 50.00 M	RUG. K DE NIKURADSE= 1.500 MM
RADIO CIE. BOVEDA= 4.50 M	RADIO DE LA CUBETA = 34.000 M

COORDENADAS DEL PUNTO DE TANGENCIA (XT, YT)= 7.236 M 1.564 M  
GASTO MAXIMO POR EL VERTEDOR = 4449.10 M<sup>3</sup>/S

TABLA 5.1

## INICIA CALCULOS ENTRE EL PT Y LA TRANSICION

ESTACION	ELEVACION	LONGITUD	TIRANTE	VELOC.	BERNOU	RAD.HIDR	H.PISO	SIG.PISO	SIG.PARED
207,2355	155,4356	7,4449	12,8441	13,7457	21,5596	3,1650			
215,9604	151,9424	16,8505	10,1353	17,4195	24,0825	2,9695	9,4104	8,6573	4,5183
224,7013	148,4492	26,2562	8,9585	19,7076	28,1215	2,8594	8,3178	6,8191	3,7742
233,4342	144,9561	35,6618	8,1924	21,5507	31,2875	2,7765	7,6064	5,7135	3,2919
242,1671	141,4629	45,0674	7,6303	23,1384	34,3833	2,7089	7,0845	4,9500	2,9404
250,9000	137,9697	54,4730	7,1913	24,5508	37,4102	2,6514	6,6769	4,3831	2,6682
250,9000	137,9697	54,4730	5,8869	25,0253	37,3987	4,2356	5,4658	3,9108	2,5702

## INICIA CALCULOS EN LA TRANSICION

ESTACION	ELEVACION	LONGITUD	TIRANTE	VELOC.	BERNOU	RAD.HIDR	H.PISO	SIG.PISO	SIG.PARED
260,1848	134,2558	64,4730	6,0210	26,1686	40,5076	4,3002	5,5903	3,6629	2,3877
269,4695	130,5419	74,4730	6,2461	27,2301	43,6069	4,3824	5,7994	3,4740	2,2342
278,7543	126,8280	84,4730	6,5744	28,2163	46,6996	4,4751	6,1042	3,3357	2,1040
288,0391	123,1141	94,4730	7,0251	29,1301	49,7901	4,5685	6,5227	3,2437	1,9933
297,3239	119,4002	104,4730	7,6271	29,9705	52,8817	4,6492	7,0815	3,1968	1,8993
306,6086	115,6863	114,4730	8,4263	30,7311	55,9779	4,6948	7,8236	3,1987	1,8202
315,8933	111,9724	124,4730	9,5157	31,3922	59,0833	4,6596	8,8351	3,2635	1,7560
325,1781	108,2585	134,4730	11,8519	31,7581	62,2451	4,3576	10,0185	3,5477	1,7248

LA RELACION DE TIRANTES ES = 0,777

LA RELACION DE AREAS ES = 0,793

## INICIA CALCULOS EN EL CORDO

ESTACION	ELEVACION	LONGITUD	TIRANTE	VELOC.	BERNOU	RAD.HIDR	H.PISO	SIG.PISO	SIG.PARED
333,8674	105,1759	143,4119	10,7223	32,7531	64,9121	4,4780	17,6951	4,4748	1,6377
342,1100	102,5742	152,3507	10,5789	33,3993	67,0831	4,4541	17,8450	4,3768	1,5861
350,8024	100,4617	161,2896	10,4407	33,8824	68,7472	4,4353	17,9716	4,2956	1,5496
359,5926	98,8452	170,2284	10,3498	34,2100	69,9021	4,4223	18,0708	4,2455	1,5260
368,4604	97,7299	179,1673	10,3015	34,3873	70,5474	4,4151	18,1407	4,2230	1,5141
377,3272	97,1154	188,1062	10,2924	34,4174	70,8948	4,4139	18,1800	4,2263	1,5132

LA RELACION DE TIRANTES ES = 0,686

LA RELACION DE AREAS ES = 0,732

TABLA 5.1

INICIA CALCULOS EN TUNEL DE SALIDA

ESTACION	ELEVACION	LONGITUD	TIRANTE	VELOC.	BERNOU	PAD.HIDR	H.PISO	SIG.PISO	SIG.PARED
387,2267	96,7254	197,9635	10,3041	34,3780	70,5573	4,4155	10,2938	3,0412	1,5171
397,0761	96,3315	207,8208	10,3146	34,3390	70,4312	4,4171	10,3064	3,0496	1,5205
406,9256	95,9375	217,6781	10,3251	34,3004	70,3065	4,4186	10,3169	3,0569	1,5233
416,7750	95,5435	227,5354	10,3356	34,2621	70,1832	4,4202	10,3273	3,0632	1,5257
426,6245	95,1495	237,3927	10,3459	34,2243	70,0613	4,4217	10,3376	3,0686	1,5276
436,4739	94,7556	247,2500	10,3562	34,1868	69,9408	4,4232	10,3479	3,0732	1,5291
446,3234	94,3616	257,1074	10,3664	34,1497	69,8216	4,4247	10,3581	3,0770	1,5302
456,1729	93,9676	266,9647	10,3765	34,1129	69,7039	4,4262	10,3682	3,0802	1,5310
466,0223	93,5736	276,8220	10,3866	34,0765	69,5873	4,4276	10,3783	3,0827	1,5315
475,8718	93,1797	286,6794	10,3966	34,0404	69,4721	4,4291	10,3883	3,0847	1,5317
485,7212	92,7857	296,5367	10,4065	34,0047	69,3581	4,4305	10,3982	3,0861	1,5317
495,5707	92,3917	306,3940	10,4163	33,9694	69,2455	4,4319	10,4080	3,0870	1,5314
505,4201	91,9977	316,2513	10,4261	33,9344	69,1341	4,4333	10,4178	3,0875	1,5309
515,2696	91,6038	326,1087	10,4358	33,8998	69,0239	4,4346	10,4275	3,0875	1,5302
525,1190	91,2098	335,9660	10,4455	33,8654	68,9150	4,4360	10,4371	3,0871	1,5293
534,9684	90,8158	345,8233	10,4550	33,8315	68,8073	4,4373	10,4467	3,0864	1,5282
544,8179	90,4219	355,6807	10,4645	33,7978	68,7008	4,4386	10,4562	3,0853	1,5269
554,6673	90,0279	365,5380	10,4739	33,7645	68,5954	4,4399	10,4656	3,0839	1,5255
564,5167	89,6339	375,3953	10,4833	33,7315	68,4912	4,4412	10,4749	3,0822	1,5240
574,3661	89,2399	385,2527	10,4926	33,6989	68,3882	4,4425	10,4842	3,0802	1,5223
584,2156	88,8460	395,1100	10,5018	33,6665	68,2824	4,4438			
594,0650	88,4520	404,9673	10,5110	33,6345	68,1806	4,4450			
603,9144	88,0580	414,8246	10,5201	33,6028	68,0798	4,4462			
613,7639	87,6640	424,6820	10,5291	33,5714	68,0802	4,4474			
623,6133	87,2701	434,5393	10,5380	33,5403	68,0816	4,4486			
632,4627	86,8761	444,3966	10,5469	33,5095	68,0842	4,4496			
642,3121	86,4821	454,2540	10,5557	33,4790	68,0878	4,4510			
652,1616	86,0881	464,1113	10,5645	33,4489	68,0926	4,4522			
662,0110	85,6942	473,9686	10,5732	33,4190	67,9983	4,4533			
671,8604	85,3002	483,8260	10,5818	33,3894	67,9051	4,4544			
681,7098	84,9062	493,6833	10,5904	33,3601	67,8129	4,4555			
691,5593	84,5122	503,5406	10,5989	33,3311	67,7218	4,4566			
701,4087	84,1183	513,3979	10,6073	33,3024	67,6316	4,4577			
711,2581	83,7243	523,2552	10,6157	33,2740	67,5425	4,4588			
721,1075	83,3303	533,1125	10,6240	33,2458	67,4543	4,4599			
731,9570	82,9363	542,9698	10,6322	33,2179	67,3671	4,4609			
741,8064	82,5424	552,8271	10,6404	33,1903	67,2809	4,4619			
751,6558	82,1484	562,6844	10,6485	33,1630	67,1956	4,4630			
761,5052	81,7544	572,5417	10,6565	33,1360	67,1113	4,4640			
771,3547	81,3604	582,3990	10,6645	33,1092	67,0278	4,4650			
781,2041	80,9665	592,2563	10,6724	33,0826	66,9453	4,4660			
791,0535	80,5725	602,1136	10,6803	33,0564	66,8637	4,4669			
800,9030	80,1785	611,9709	10,6881	33,0304	66,7830	4,4679			
810,7524	79,7845	621,8282	10,6958	33,0046	66,7032	4,4688			
820,6018	79,3906	631,6855	10,7035	32,9791	66,6242	4,4698			
830,4512	78,9966	641,5428	10,7111	32,9539	66,5461	4,4707			
840,3007	78,6026	651,4001	10,7187	32,9289	66,4689	4,4716			
850,1501	78,2086	661,2574	10,7262	32,9042	66,3925	4,4725			
859,9995	77,8147	671,1147	10,7337	32,8797	66,3169	4,4734			

TABLA 5.1

## INICIA CALCULOS EN TRANSICION DE SALIDA

ESTACION	ELEVACION	LONGITUD	TIRANTE	VELOC.	BERNOU.	RAD.HIDR.
870.0000	77.4147	681.1227	9.7045	33.1146	66.2489	4.4513
880.0000	77.0147	691.1307	9.1159	33.2351	66.0102	4.3028
890.0000	76.6147	701.1387	8.9296	33.2486	65.8302	4.0701

## INICIA CALCULOS EN CANAL DE SALIDA

ESTACION	ELEVACION	LONGITUD	TIRANTE	VELOC.	BERNOU.	RAD.HIDR.
900.0000	76.2147	711.1467	8.9331	33.2032	65.6895	4.0770
910.0000	75.8147	721.1547	8.9458	33.1559	65.5396	4.0797
920.0000	75.4147	731.1627	8.9585	33.1091	65.3921	4.0823
930.0000	75.0147	741.1707	8.9710	33.0629	65.2467	4.0849
940.0000	74.6147	751.1787	8.9834	33.0172	65.1032	4.0875

## INICIA CALCULOS EN LA CURETA

ESTACION	ELEVACION	LONGITUD	TIRANTE	VELOC.	BERNOU.	RAD.HIDR.
941.3589	74.5875	752.5380	8.9881	32.9999	64.9886	4.0884
950.1544	75.7449	793.7505	9.2640	32.0173	63.3581	4.1446
958.3511	79.1381	834.9630	9.7211	30.5117	57.8247	4.2337
965.3909	84.5363	876.1755	10.4014	28.5162	50.4910	4.3578

## DATOS DE LA TRANSICION

DESARROLLO	COORD. PTO. TANGENCIA		COORD. CIRCULO CENTRAL		RADIO
	XL	Y	X0	Y0	R2
	M	M	M	M	M
10.000	12.201	3.207	0.000	-14.020	21.520
20.000	11.474	3.544	0.000	-11.115	18.615
30.000	10.780	3.827	0.000	-8.510	16.010
40.000	10.124	3.054	0.000	-6.207	13.707
50.000	9.504	2.626	0.000	-4.204	11.704
60.000	8.928	2.046	0.000	-2.502	10.002
70.000	8.205	1.200	0.000	-1.100	8.600
80.000	7.200	0.200	0.000	0.000	7.500

STOP --

### 5.3 REVISION DE LA CAVITACION LOCAL EN EL PISO Y PAREDES.

Siguiendo el criterio descrito en el inciso 4.2.2, se revisó el índice de cavitación local  $\sigma_k$ , desde el inicio de la rápida hasta 200 m aguas abajo del término del codo, dado que la experiencia muestra que después no existen problemas mayores de cavitación.

Para la revisión se consideró un coeficiente de rugosidad de Manning  $n=0.013$ , que se estimó, será el valor real de la obra, ya que para los efectos de esta revisión (ver ec. 9), el  $h_p$  es la presión hidrostática en cada punto y ésta es función del tirante real, es decir, sin considerar el aumento debido a la inclusión de aire.

La revisión arrojó un resultado favorable, dado que en toda la zona considerada, el índice de cavitación local determinado  $\sigma_k$  resultó mayor que el índice de cavitación local incipiente  $\sigma_{ki}$ , el cual se tomó igual a 1.5, que es el valor recomendado por el Instituto de Ingeniería para los vertedores de las características de los vertedores actuales de *El Injiernillo* (ref. 10).

Los resultados pueden verse en la tabla No. 5.2, correspondiendo las dos últimas columnas al índice de cavitación local  $\sigma_k$  del piso y de la pared respectivamente, pudiendo observarse que los valores más

TABLA 5.2

REVISION HIDRAULICA DEL VERTEDEDOR  
PRESA INFIERNILLO

DATOS GENERALES

ELEV. DEL NAVE = 176.40 M	COEF. DE DESCARGA = 2.220
CARGA DE DISEÑO = 19.40 M	COEF. DE CONTRACC. = 0.015
ELEV. CRESTA VERT = 157.00 M	COEF. DE MANNING = 0.013
ANCHO DE CONF. = 8.40 M	NUMERO DE CONTRAC. = 6
ANCHO DE PILAS = 2.50 M	EST. CRESTA VERTEDED. = 200.000 M
NUMERO DE PILAS = 2 M	EST. TERMINO PILAS = 250.900 M
LONG. TRANSICION = 90.00 M	EST. INICIO TRANS. = 250.900 M
RADIO DEL CODO = 150.00 M	PEND. DE LA RAPIDA = 0.400
PEND. DE LA DESC. = 0.04	DIAMETRO DEL TUNEL = 15.000 M
LONG. TRANS. DESC. = 30.00 M	EST. INIC. TRANS. DESC. = 860.000 M
LONG. CANAL DESC. = 50.00 M	RUG. N DE MANNING = 1.500 MM
RADIO CIE. BOVEDA = 4.50 M	RADIO DE LA CUBETA = 34.000 M

COORDENADAS DEL PUNTO DE TANGENCIA (X,Y) = 7.236 M      1.564 M  
GASTO MAXIMO POR EL VERTEDEDOR = 4449.10 M<sup>3</sup>/S

TABLA 5.2

## INICIA CALCULOS ENTRE EL PT Y LA TRANSICION

ESTACION	ELEVACION	LONGITUD	TIRANTE	VELOC.	BERNOU	RAD.HIDR	H.PISO	SIG.PISO	SIG.PARED
207,2355	135,4356	7,4449	12,8441	13,7457	21,5596	3,1650			
215,9684	131,9424	16,8505	10,0975	17,4847	24,9635	2,9662	9,3753	8,6213	4,5078
224,7013	148,4492	26,2562	8,9017	19,8334	28,3224	2,8536	8,2651	6,7810	3,7641
233,4342	144,9561	35,6618	8,1205	21,7414	31,6416	2,7682	7,5397	5,6757	3,2827
242,1671	141,4629	45,0674	7,5454	23,3987	34,9223	2,6981	7,0057	4,9129	2,9321
250,9000	137,9697	54,4730	7,0945	24,8857	38,1646	2,6382	6,5871	4,3468	2,6607
250,9060	137,9697	54,4730	5,8123	25,3463	38,1538	4,1969	5,3966	3,8849	2,5648

## INICIA CALCULOS EN LA TRANSICION

ESTACION	ELEVACION	LONGITUD	TIRANTE	VELOC.	BERNOU	RAD.HIDR	H.PISO	SIG.PISO	SIG.PARED
260,1848	134,2550	64,4730	5,9403	26,5248	41,3898	4,2598	5,5154	3,6375	2,3829
269,4695	120,5419	74,4730	6,1581	27,6230	44,6239	4,3406	5,7177	3,4487	2,2296
278,7543	126,8280	84,4730	6,4777	28,6467	47,8577	4,4322	6,0144	3,3100	2,0997
288,0391	123,1141	94,4730	6,9181	29,5989	51,0947	4,5252	6,4233	3,2170	1,9991
297,3238	119,4002	104,4730	7,5075	30,4797	54,3271	4,6061	6,9705	3,1687	1,8951
306,6086	115,6863	114,4730	8,2898	31,2909	57,5895	4,6843	7,6968	3,1681	1,8158
315,8933	111,9724	124,4730	9,3516	31,9882	60,8872	4,7661	8,6827	3,2279	1,7512
325,1781	108,2585	134,4730	11,4265	32,4173	64,1928	4,8413	10,6092	3,4988	1,7185

LA RELACION DE TIRANTES ES = 0,762

LA RELACION DE AREAS ES = 0,777

## INICIA CALCULOS EN EL CORDO

ESTACION	ELEVACION	LONGITUD	TIRANTE	VELOC.	BERNOU	RAD.HIDR	H.PISO	SIG.PISO	SIG.PARED
333,5674	105,1759	143,8119	10,5660	33,4139	67,0480	4,4524	17,6489	4,4761	1,8275
342,1180	102,5742	152,2367	10,3706	34,1344	69,4135	4,4253	17,8269	4,3602	1,8811
350,9024	100,4617	161,2896	10,2268	34,8266	71,2791	4,4037	17,9583	4,2801	1,8446
359,5926	98,8452	170,2284	10,1272	35,0478	72,6407	4,3879	18,0626	4,2304	1,8210
368,3634	97,7299	178,1497	10,0671	35,1129	73,4956	4,3781	18,1444	4,2077	1,8090
377,3372	97,1194	186,0642	10,0432	35,1768	73,8426	4,3742	18,1738	4,2102	1,8077

LA RELACION DE TIRANTES ES = 0,670

LA RELACION DE AREAS ES = 0,712

TABLA 5.2

INICIA CALCULOS EN TUNEL DE SALIDA

ESTACION	ELEVACION	LONGITUD	TIRANTE	VELOC.	BERNOU	RAD.HIDR	H.PISO	SIG.PISO	SIG.PARED
387,2267	96,7254	197,9635	10,0361	35,4053	73,9450	4,3729	10,0281	2,9891	1,5113
397,0761	96,3315	207,8208	10,0285	35,4356	74,0469	4,3718	10,0205	2,9939	1,5143
406,9256	95,9375	217,6781	10,0210	35,4657	74,1481	4,3704	10,0130	2,9976	1,5168
416,7750	95,5435	227,5354	10,0135	35,4956	74,2487	4,3691	10,0055	3,0004	1,5188
426,6245	95,1495	237,3927	10,0061	35,5252	74,3486	4,3679	9,9981	3,0023	1,5203
436,4739	94,7556	247,2500	9,9989	35,5547	74,4480	4,3666	9,9908	3,0035	1,5215
446,3234	94,3616	257,1074	9,9915	35,5839	74,5468	4,3654	9,9835	3,0040	1,5223
456,1729	93,9676	266,9647	9,9843	35,6127	74,6450	4,3641	9,9763	3,0039	1,5228
466,0223	93,5736	276,8220	9,9772	35,6418	74,7425	4,3629	9,9692	3,0031	1,5229
475,8718	93,1797	286,6794	9,9701	35,6704	74,8395	4,3617	9,9622	3,0018	1,5228
485,7212	92,7857	296,5367	9,9631	35,6988	74,9359	4,3605	9,9551	3,0001	1,5225
495,5707	92,3917	306,3940	9,9562	35,7270	75,0318	4,3593	9,9482	2,9979	1,5219
505,4201	91,9977	316,2513	9,9493	35,7550	75,1270	4,3581	9,9413	2,9952	1,5211
515,2696	91,6038	326,1087	9,9425	35,7828	75,2216	4,3569	9,9345	2,9922	1,5201
525,1190	91,2098	335,9660	9,9357	35,8105	75,3157	4,3557	9,9278	2,9889	1,5189
534,9684	90,8158	345,8233	9,9290	35,8379	75,4097	4,3546	9,9211	2,9852	1,5176
544,8179	90,4219	355,6807	9,9224	35,8651	75,5022	4,3534	9,9144	2,9812	1,5160
554,6673	90,0279	365,5380	9,9158	35,8922	75,5945	4,3522	9,9078	2,9769	1,5144
564,5167	89,6339	375,3953	9,9092	35,9190	75,6864	4,3511	9,9013	2,9724	1,5126
574,3661	89,2399	385,2527	9,9026	35,9457	75,7776	4,3500	9,8948	2,9677	1,5107
584,2156	88,8460	395,1100	9,8960	35,9722	75,8681	4,3488			
594,0650	88,4520	404,9673	9,8894	35,9985	75,9575	4,3477			
603,9144	88,0580	414,8246	9,8827	36,0246	76,0462	4,3466			
613,7639	87,6640	424,6820	9,8761	36,0505	76,1342	4,3455			
623,6133	87,2701	434,5393	9,8695	36,0763	76,2217	4,3444			
633,4627	86,8761	444,3966	9,8629	36,1018	76,3087	4,3433			
643,3121	86,4821	454,2540	9,8563	36,1272	76,3951	4,3422			
653,1616	86,0881	464,1113	9,8497	36,1524	76,4810	4,3411			
663,0110	85,6942	473,9686	9,8431	36,1775	76,5663	4,3400			
672,8604	85,3002	483,8260	9,8365	36,2023	76,6514	4,3389			
682,7098	84,9062	493,6833	9,8299	36,2270	76,7362	4,3379			
692,5593	84,5122	503,5406	9,8233	36,2515	76,8205	4,3368			
702,4087	84,1183	513,3979	9,8167	36,2759	76,9043	4,3358			
712,2581	83,7243	523,2552	9,8101	36,3001	76,9876	4,3347			
722,1075	83,3303	533,1125	9,8035	36,3241	77,0703	4,3337			
731,9570	82,9363	542,9698	9,7969	36,3479	77,1526	4,3327			
741,8064	82,5424	552,8271	9,7903	36,3716	77,2343	4,3316			
751,6558	82,1484	562,6844	9,7837	36,3951	77,3156	4,3306			
761,5052	81,7544	572,5417	9,7771	36,4185	77,3963	4,3296			
771,3547	81,3604	582,3990	9,7705	36,4417	77,4765	4,3286			
781,2041	80,9665	592,2563	9,7639	36,4647	77,5562	4,3276			
791,0535	80,5725	602,1136	9,7573	36,4876	77,6354	4,3266			
800,9030	80,1785	611,9709	9,7507	36,5103	77,7141	4,3257			
810,7524	79,7845	621,8282	9,7441	36,5328	77,7923	4,3247			
820,6018	79,3906	631,6855	9,7375	36,5552	77,8701	4,3237			
830,4512	78,9966	641,5428	9,7309	36,5775	77,9474	4,3227			
840,3007	78,6026	651,4001	9,7243	36,5996	78,0242	4,3218			
850,1501	78,2086	661,2574	9,7177	36,6215	78,1005	4,3208			
859,9995	77,8147	671,1147	9,7111	36,6432	78,1763	4,3199			

TABLA 5.2

## INICIA CALCULOS EN TRANSICION DE SALIDA

ESTACION	ELEVACION	LONGITUD	TIRANTE	VELOC.	BERNOU.	RAD.HIDR.
870.0000	77.4147	681.1227	8.7648	36.8757	78.5954	4.2769
880.0000	77.0147	691.1307	8.1930	37.0149	78.4939	4.1104
890.0000	76.6147	701.1387	8.0029	37.0643	78.4478	3.8714

## INICIA CALCULOS EN CANAL DE SALIDA

ESTACION	ELEVACION	LONGITUD	TIRANTE	VELOC.	BERNOU.	RAD.HIDR.
900.0000	76.2147	711.1467	8.0014	37.0694	78.4435	3.8713
910.0000	75.8147	721.1547	8.0003	37.0743	78.4612	3.8710
920.0000	75.4147	731.1627	7.9993	37.0792	78.4789	3.8708
930.0000	75.0147	741.1707	7.9982	37.0841	78.4963	3.8706
940.0000	74.6147	751.1787	7.9972	37.0889	78.5136	3.8703

## INICIA CALCULOS EN LA CUBETA

ESTACION	ELEVACION	LONGITUD	TIRANTE	VELOC.	BERNOU.	RAD.HIDR.
941.3589	74.5875	752.5380	7.9991	37.0901	78.5179	3.8702
950.1044	75.7449	793.7505	8.1402	36.3941	76.9487	3.9057
958.3511	79.1381	834.9630	8.4190	35.2306	72.0181	3.9665
965.3909	84.5363	876.1755	8.8215	33.6231	65.1816	4.0536

## DATOS DE LA TRANSICION

DESARROLLO	COORD. PTO. TANGENCIA			COORD. CIRCULO CENTRAL		RADIO
XL	Y	Z	X0	Y0	R2	
H	M	K	K	C	H	
10.000	13.201	1.777	0.000	-14.610	21.520	
20.000	11.474	1.544	0.000	-13.175	18.015	
30.000	10.720	1.327	0.000	-8.510	15.010	
40.000	10.111	1.074	0.000	-6.197	13.797	
50.000	9.704	0.825	0.000	-4.204	13.104	
60.000	9.507	0.693	0.000	-2.872	12.000	
70.000	9.418	0.570	0.000	-1.700	10.800	
80.000	9.346	0.458	0.000	-0.700	9.700	

1.700 -

pequeños obtenidos corresponden a la pared y que alcanzan hasta 1.51, lo cual es aceptable dado que el valor  $\sigma_{ki}=1.5$  lleva implícito un factor de seguridad.

#### 5.1 REVISION DE LAS PRESIONES MAXIMAS EN EL CODO Y LA CUBETA.

Una vez realizada la revisión del funcionamiento hidráulico y del índice de cavitación local, se procedió a estimar las presiones en el codo y la cubeta considerando los efectos de curvatura vertical. Para esto se siguió el criterio expuesto en el inciso 4.2.3, aplicándose la ec. 15.

$$h_{max} = t \cos \theta + \frac{v^2 t}{Rg} \quad \text{ec. 15}$$

Utilizando los tirantes y velocidades obtenidos en la revisión del índice de cavitación (tabla No. 5.2), se aplicó la ec. 15 en los puntos interiores del codo y la cubeta, obteniéndose las presiones teóricas en dichos puntos, las cuales se pueden ver tabuladas en las tablas 5.3 y 5.4 respectivamente. Estos valores se pueden ver representados gráficamente en las figuras 5.2 y 5.3.

Se puede observar en ambas figuras que existe discontinuidad en la distribución de presiones teóricas -en los puntos de tangencia de ambas curvas verticales-, que no existe en la realidad, procediéndose por lo tanto a realizar en forma estimativa un ajuste en la distribuciones de presiones teóricas. Para realizar

el ajuste se tomó en consideración la forma de los vulvos de presión determinados experimentalmente en cubetas deflectoras (ref. 7).

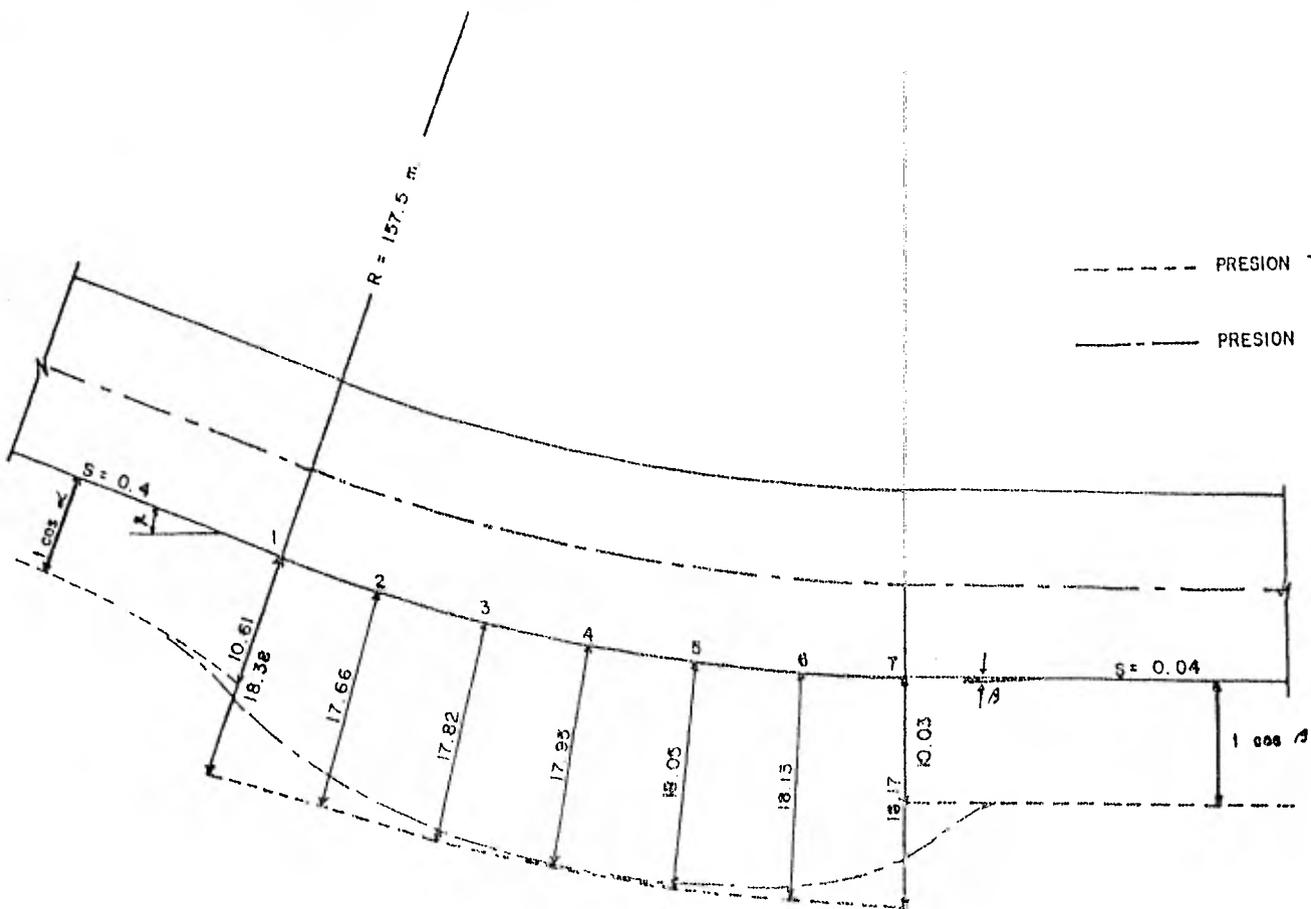
Las presiones resultantes son las que regirán el diseño estructural de dichas obras.

T A B L A 5.3  
PRESIONES EN EL CODO

SECCION	t	$\alpha$	$T\cos\alpha$	v	$v^2t/Rg$	$t\cos\alpha + vt/Rg$
1	11.4265	21.8024	10.6092	32.4173	7.7749	28.3841
2	10.5660	18.6449	10.0115	33.4439	7.6519	17.6634
3	10.3706	15.4884	9.9940	34.1344	7.8238	17.8178
4	10.2268	12.3319	9.9908	34.6666	7.9577	17.9486
5	10.1272	9.1754	9.9976	35.0478	8.0545	18.0521
6	10.0671	6.0189	10.0116	35.2829	8.1145	18.1261
7	10.0438	2.8624	10.0313	35.3748	8.1379	18.1692

T A B L A 5.4  
PRESIONES EN LA CUBETA

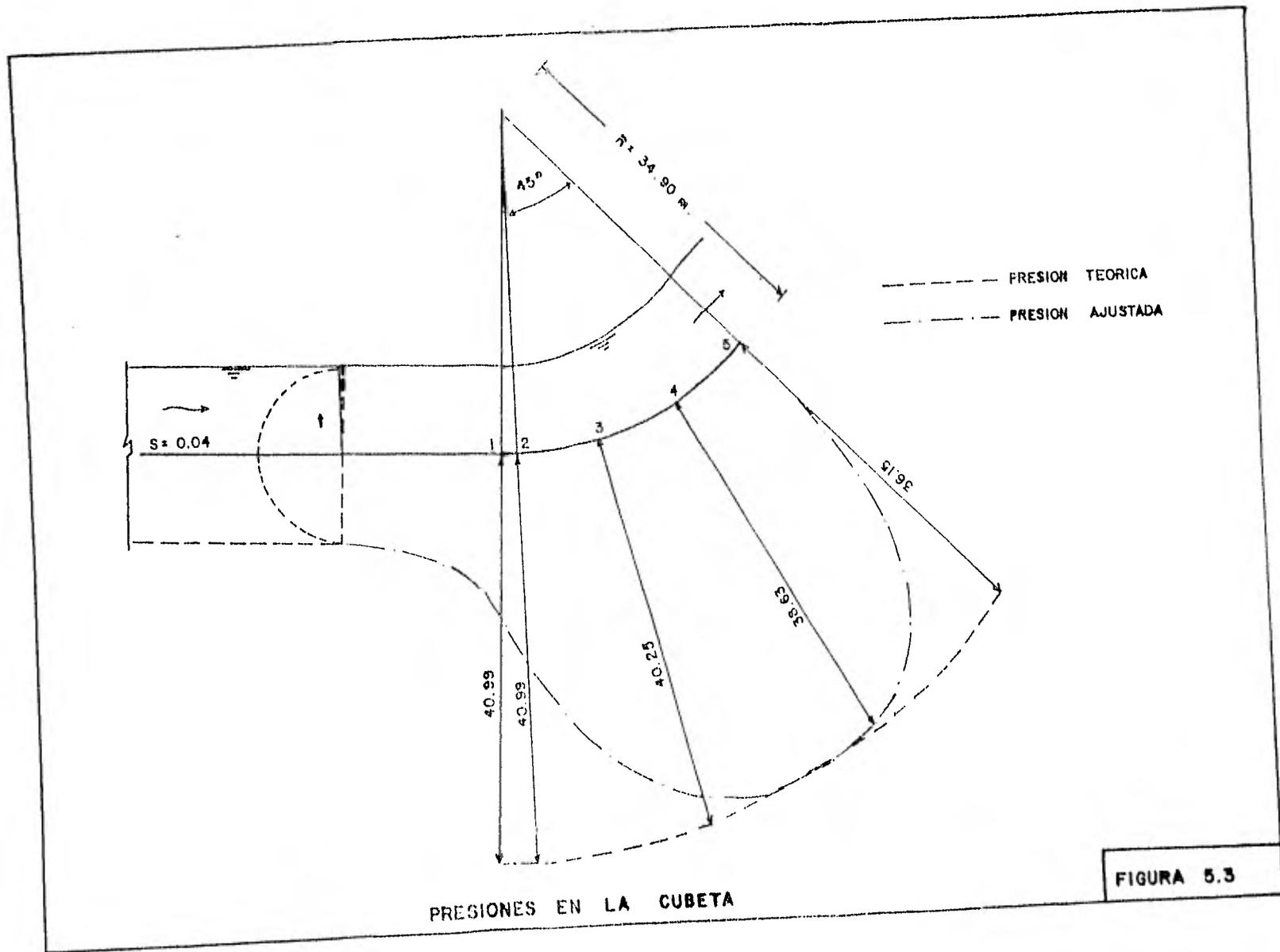
SECCION	t	$\alpha$	$T\cos\alpha$	v	$v^2t/Rg$	$t\cos\alpha + vt/Rg$
1	7.9972	2.2906	7.9908	37.0889	32.9955	40.9886
2	7.9991	0.0000	7.9991	37.0801	32.9877	40.9868
3	8.1498	15.0000	7.8721	36.3946	32.3780	40.2501
4	8.4190	30.0000	7.2911	35.2306	31.3422	38.6333
5	8.8215	45.0000	6.2377	33.6231	29.9121	36.1499



- - - - - PRESION TEORICA  
 ———— PRESION AJUSTADA

PRESIONES EN EL CODO

FIGURA 5.2



## VI. CONCLUSIONES

El material consultado para la elaboración de esta tesis, permite afirmar que aún compartiendo la apreciación general que en el diseño de vertedores con curvas verticales no existen métodos aplicables a todos los casos, si es posible desarrollar una metodología aplicable en general a vertedores en túnel.

Si se analizan los criterios para el diseño hidráulico expuestos en el capítulo 4, así como los métodos desarrollados en los Anexos 1 y 2, se observará que los criterios utilizados para la revisión hidráulica son de aplicación general. Estos criterios configuran los elementos centrales de una metodología y se utilizaron en la implementación de un programa para computadora electrónica, que se detalla en el Anexo 3.

En el transcurso de las distintas etapas del diseño hidráulico del vertedor de *El Infiernillo*, el programa se mostró como una herramienta poderosa para el análisis de las distintas alternativas, permitiendo optimizar el diseño hidráulico del vertedor en un lapso de tiempo razonablemente corto.

## A N E X O 1

### DETERMINACION DEL PERFIL HIDRAULICO EN CURVAS VERTICALES.

En la revisión del funcionamiento hidráulico de un vertedor es importante la determinación de los tirantes y velocidades en cada sección.

En el material bibliográfico consultado en esta tesis, se encontraron dos criterios distintos para el cálculo de los tirantes en un canal o lo que es lo mismo la determinación del perfil hidráulico del flujo. La diferencia entre los dos criterios se relaciona con la inclusión en la ecuación de Bernoulli de la carga de presión debida a la fuerza centrífuga que se produce al forzar al flujo de agua a seguir una curva vertical.

El criterio que hace intervenir la fuerza centrífuga en la ecuación de la energía está propuesto en el capítulo A.2.9 *Escarrimiento a Superficie Libre* (ref. 9) y que es sustentado también por los investigadores del Instituto de Ingeniería de la UNAM que intervinieron en su elaboración. En la citada publicación se plantea lo siguiente:

*Quando se tiene un canal con pendiente mayor de 0.01 o curvas verticales, el cálculo del perfil en la rápida puede hacerse resolviendo la ecuación:*

$$\frac{d}{dx} \left( y \cos^2 \theta + \frac{v^2}{2g} + \frac{v^2 d}{gR} \right) = S_0 - S_f \quad \text{ec. 1.1}$$

en que:

$y$  = tirante medido verticalmente, en m.

$d$  = tirante medido perpendicularmente al fondo, en m.

$R$  = radio de la curva en m.

$\emptyset$  = ángulo que forma el tirante con la vertical.

Recordando que la ecuación diferencial que gobierna el flujo permanente no uniforme es:

$$\frac{dE}{dx} = S_o - S_f \quad \text{ec. 1.2}$$

se entiende que en la ecuación 1.1, lo que se ha hecho es introducir la carga de presión provocada por la fuerza centrífuga como un elemento más de la ecuación de la energía. Al parecer este hecho se basa en que en flujos con curvatura vertical fuerte, la presión en cualquier punto no es hidrostática y la carga de presión en la ecuación de la energía debe corregirse

$$\frac{p}{\alpha} = d \cos \emptyset + \frac{v^2 d}{gR} \quad \text{ec. 1.3}$$

El otro criterio plantea la validez de la ecuación de la energía, esto es, *la energía absoluta de una corriente en una sección transversal, es igual a la energía absoluta en una sección aguas abajo más las pérdidas intermedias (ref. 4).*

Es decir, entre dos secciones cercanas se cumple que:

$$\Delta Z + d_1 \cos \alpha_1 + \frac{v_1^2}{2g} = d_2 \cos \alpha_1 + \frac{v_2^2}{2g} + h_L \quad \text{ec. 1.4}$$

en que  $h_L$ : pérdidas de carga entre ambas secciones.

Este segundo criterio fue adoptado en la metodología para la revisión hidráulica del vertedor, siendo coherente con el método propuesto por V. G. Gujar (ref. 6) para el cálculo de presiones en curvas verticales.

Se adoptó este criterio considerando que siendo la fuerza centrífuga perpendicular al vector velocidad del agua, no tiene componente que contribuya a acelerar o retardar la rapidez de movimiento del agua y por lo mismo tampoco interviene en la variación del tirante. Esta consideración conduce a la no inclusión del término  $\frac{v^2 d}{gR}$  en la ecuación de la energía.

Lo anterior no es de ninguna manera incompatible con el hecho que en la plantilla de una curva vertical la presión total está dada por la expresión.

$$P_{\max} = d \cos \theta + \frac{v^2 d}{gR} \quad \text{ec. 1.5}$$

## A N E X O 2

## CALCULO DE PRESIONES EN CURVAS VERTICALES

Varios investigadores e instituciones han realizado experimentos y elaborado teorías para abordar el problema de la determinación de presiones en curvas verticales. Recurriendo a las referencias mencionadas en la investigación realizada por el Ing. Raúl Gómez Rosas (ref. 8), encontramos varios criterios, de los cuales se aplicarán someramente los más conocidos.

## a) Método de Goumensky

Goumensky fué el primer investigador que estudió este problema. Suponiendo que la velocidad angular del flujo permanece constante en toda la sección llegó a la siguiente expresión.

$$H_t = h \left( 1 + \frac{v^2}{gR} \right) \quad \text{ec. 2.1}$$

donde:  $H_t$  = carga de presión de diseño  
 $h$  = carga hidrostática en el punto considerado.  
 $v$  = velocidad media del flujo en la sección  
 $R$  = radio de la cubeta

La expresión proporciona valores exactos en el punto más bajo de la cubeta, pero da presiones menores a las observadas en otros puntos de la cubeta.

b) Criterio del Cuerpo de Ingenieros.

El U. S. Army Corps Engineers, proporciona la siguiente expresión en su manual (ref. 2).

$$P = \frac{\gamma V_a^2}{g(R/d)} \quad \text{ec. 2.2}$$

donde:

$P$  = presión en la cubeta en  $\text{kg/m}^2$

$\gamma$  = peso específico del agua en  $\text{kg/m}^3$

$V_a$  = velocidad real del agua entrando a la cubeta en  $\text{m/s}$ .

$g$  = aceleración de la gravedad.

$R$  = radio de la cubeta en  $\text{m}$ .

$d$  = tirante del agua en  $\text{m}$ .

Esta expresión nos proporciona la presión máxima en la parte más baja del vertedor y si bien considera las pérdidas sobre el vertedor (dado que se considera la velocidad real) no toma en cuenta las pérdidas sobre la cubeta. El método tampoco proporciona la variación de presiones a lo largo de la superficie de la cubeta y las presiones obtenidas son menores que las observadas experimentalmente.

c) Método de Balloffet (ref. 7)

Balloffet supone que la distribución de velocidades en la cubeta puede ser la de un vórtice irrotacional:

$$v = \frac{c}{r} \quad \text{ec. 2.3}$$

en que:

$r$  = radio de una línea de corriente

$c$  = constante llamada fuerza del vórtice.

Aplicando la ecuación de Bernoulli al flujo irrotacional Balloffet llega a la siguiente expresión:

$$h_{\max} = t + \frac{v_1^2}{2g} \left[ 1 + \left( \frac{R-t}{R} \right)^2 \right] \quad \text{ec. 2.3}$$

en que:

$t$  = tirante del agua en la cubeta

$v_1$  = velocidad en la línea de corriente superior.

$R$  = radio de la cubeta

$h_{\max}$  = presión máxima en el punto más bajo de la cubeta.

Si se desprecian las pérdidas en el vertedor y en la rápida se puede calcular  $V$  con la expresión:

$$V_1 = \sqrt{2gH_1} \quad \text{ec. 2.4}$$

En que  $H_1$  es la diferencia de elevaciones entre el nivel máximo del embalse y el nivel del agua en el punto más bajo de la cubeta. De esta forma reemplazando  $V_1$  en la ecuación 2.3 obtenemos otra expresión para la presión máxima.

$$h_{\max} = t + H_1 \left[ 1 + \left( \frac{R-t}{R} \right)^2 \right] \quad \text{ec. 2.5}$$

considerando que  $H_1 = R-t$ , la única incógnita a determinar es el

tirante  $t$ , para lo cual Balloffet propone al siguiente expresión, válida para curvas verticales en canales rectangulares.

$$q = (R - t) V_1 \text{Ln} \frac{R}{R-t} \quad \text{ec. 2.5}$$

siendo  $q$  el gasto unitario de la cubeta en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

Reemplazando en la expresión anterior la ecuación 2.4 se llega a la siguiente ecuación:

$$q = (R - t) \sqrt{2g(R-t)} \text{Ln} \frac{R}{R-t} \quad \text{ec. 2.6}$$

de donde podemos obtener el valor de  $t$  por tanteos y posteriormente calcular la presión máxima.

La presión obtenida de esta forma presenta diferencias con las presiones máximas medidas en prototipos, para lo cual Balloffet proporciona factores de corrección que están relacionados con el tipo de vertedor de que se trate. Asimismo, proporciona un método y correlaciones para obtener la distribución de las presiones a lo largo de la cubeta, las cuales están también en función del ángulo de salida de la curva vertical,

d) Método de Gujar (ref. 6)

V. G. Gujar plantea que el exceso de presión en la cubeta, se debe

obviamente a la fuerza centrífuga que actúa sobre la masa de agua que es forzada a seguir una trayectoria curva. A medida que el flujo de agua atraviesa la cubeta, su velocidad se incrementa y pierde energía potencial y consecuentemente su tirante decrece alcanzando máxima velocidad y tirante mínimo en el punto más bajo de la cubeta. Aguas abajo de dicho punto la velocidad decrece y el tirante se incrementa.

Asimismo, el flujo de agua pierde energía a lo largo de la cubeta debido a las pérdidas de fricción. Esto reduce la velocidad e incrementa el tirante del flujo si lo comparamos con el tirante y velocidad en cualquier sección sin pérdidas de fricción.

A partir de las consideraciones anteriores, Gujar plantea las suposiciones sobre las que basa su método y que son las siguientes:

- i) La velocidad del flujo en cualquier sección es uniforme en toda ésta.
- ii) Las pérdidas sobre el vertedor y la cubeta se calculan por algún método dado por Campbell y otros (ref. 12).
- iii) La presión total en cualquier sección es la suma de la presión hidrostática en el punto y la presión debida a la fuerza centrífuga actuando sobre la masa de agua fluyendo a lo largo de la cubeta.
- iv) La fuerza centrífuga  $F$ , actuando sobre la masa de agua, está

dada por la expresión:

$$F = \frac{mV^2}{R} \quad \text{ec. 2.7}$$

en que:

$V$  = velocidad del flujo

$R$  = radio de curvatura

Desarrollando la ecuación 2.7 para un elemento de agua fluyendo por la cubeta, Gujar llega a encontrar que la carga de presión debida a la fuerza centrífuga sobre un punto en la plantilla de la cubeta está dada por la expresión:

$$\frac{p}{\gamma} = \frac{V^2 t}{gR} \quad \text{ec. 2.8}$$

por lo que la carga total sobre cualquier punto de la cubeta es:

$$H_t = t \cos \theta + \frac{V^2 t}{gR} \quad \text{ec. 2.9}$$

siendo  $\theta$  el ángulo que forma el tirante con la vertical.

Para calcular el tirante y velocidad en cada punto de la curva vertical, Gujar aplica la ecuación de Bernoulli:

$$Z + \frac{p}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} + H_L = H \quad \text{ec. 2.10}$$

en que:

$Z$  = carga de posición.

$p/\gamma$  = carga hidrostática

$H_L$  = pérdida de carga

$H$  = carga total con respecto a un nivel de referencia.

Para el cálculo de las pérdidas de carga, Gujar propone utilizar un método basado en el espesor de la capa límite:

$$H_L = \frac{\delta_3 V_t^3}{2gq} \quad \text{ec. 2.11}$$

siendo:

$$\delta_3 = 0.22 \delta \quad \text{ec. 2.12}$$

$$y \quad \frac{\delta}{L} = 0.080 \left(\frac{L}{k}\right)^{-0.233} \quad \text{ec. 2.13}$$

en donde:

$\delta$  = espesor de la capa límite

$V_t$  = velocidad sin considerar pérdidas.

$q$  = descarga por unidad de ancho

$L$  = longitud del tramo recorrido por el flujo hasta el tramo en cuestión.

$k$  = rugosidad absoluta de la superficie del vertedor y se considera generalmente igual a 0.002

#### NOTAS

En los métodos descritos anteriormente, se puede observar que tanto las recomendaciones de Balloffet para determinar el tirante del flujo, como la recomendación de Gujar para determinar las pérdidas de carga en el vertedor, están desarrolladas para canales de sección rectangular. En rigor el método de Balloffet y sus factores correctivos son aplicables solo a canales de sección rectangular.

Sin embargo, en el método propuesto por Gujar, solo el cálculo de las pérdidas de carga están referidas a canales rectangulares, por lo que recurriendo a otra forma de cálculo de dichas pérdidas se puede generalizar el método.

Basándose en este hecho es que en la referencia 8 se propone aplicar el método de Gujar pero calculando las pérdidas de fricción utilizando la fórmula de Manning (ref. 8) y de esta forma obtener un método de aplicación general para obtener las presiones en curvas verticales.

## A N E X O 3

## PROGRAMA PARA LA REVISION HIDRAULICA DEL VERTEDEDOR

El programa de computadora se realizó con la finalidad no solo de servir para la revisión hidráulica final de un determinado diseño de vertedor, sino que también fuera un elemento de apoyo durante toda la fase de diseño hidráulico. De aquí que el programa tiene cierto grado de flexibilidad a pesar que está hecho para un tipo de vertedor como el que se propuso para *El Infiernillo*.

El programa puede considerar variaciones en la carga de diseño, en las dimensiones de los elementos que componen la sección vertedora, en las dimensiones de los elementos de la transición, del codo y canal de salida; puede considerar asimismo alternativas como terminar las pilas antes, al empezar o después de la transición.

La rigidez del programa es con respecto al tipo de cimacio, tipo de transición, túnel de descarga, canal de descarga y dispositivo de disipación de energía. A pesar de lo anterior, la estructuración del programa permite modificarlo fácilmente para otros tipos de transición y túnel de salida, modificando las subrutinas correspondientes.

En el programa principal se calcula el gasto máximo de descarga del vertedor utilizando la ec. 16 y la carga de diseño  $H_0$ .

Posteriormente con la carga de diseño, la pendiente de la rápida y la ecuación No. 1, se determinan las coordenadas del punto de tangencia.

A partir de los datos anteriores, el programa calcula el tirante en el punto de tangencia aplicando una ecuación empírica basada en la carta HDC 111-12 (ref. 2) que es:

$$t_1 = 0.7935 * H_0 - 0.3524 * X_t \quad \text{ec. 3.1}$$

en que:

$X_t$  = abcisa del punto de tangencia

$H_0$  = carga de diseño

$t_1$  = tirante en el punto de tangencia.

Dado que en la revisión de la seguridad contra la cavitación se requiere la distancia  $X$  desde la cresta del cimacio hasta el punto de interés (ec. 11 y fig. 4.5), se calcula la longitud de curva desde la cresta del cimacio hasta el punto de tangencia, realizando la integración numérica de la ecuación del elemento de curva  $S$ .

$$\Delta S = \sqrt{(\Delta Y)^2 + (\Delta X)^2} \quad \text{ec. 3.2}$$

Una vez definidos los elementos geométricos y las condiciones hidráulicas iniciales, el programa trabaja utilizando los criterios definidos en el capítulo No. 4

El programa consta, además del programa principal, de las siguientes subrutinas:

#### SUBROUTINA SECDOS

Resuelve la ecuación de Bernoulli entre dos secciones (ec. 6 ), calculando el tirante en la sección aguas abajo mediante interacciones, utilizando el método de Newton. Una vez determinadas las condiciones de tirante y velocidad, en la sección de aguas abajo, calcula el índice de cavitación local en el piso y paredes de dicha sección. Los elementos geométricos utilizados en esta subrutina, como son el área hidráulica y el radio hidráulico son determinados -en función del tirante- en el programa principal o en otras subrutinas si se trata de secciones complejas.

#### SUBROUTINA ARECIR

Esta subrutina calcula los elementos geométricos de un conducto circular, como son el área hidráulica, perímetro mojado, radio hidráulico y otros elementos necesarios para la aplicación del método de Newton en la subrutina SECDOS. En el programa se utiliza esta subrutina al realizar los cálculos hidráulicos en el codo y túnel de descarga.

#### SUBROUTINA GEOTRA

Esta subrutina, a semejanza de la anterior, también calcula los elementos geométricos hidráulicos necesarios para la aplicación del método de Newton en SECDOS, sin embargo, por tratarse de los elementos de la transición, debe calcular en primer término las

dimensiones de los elementos geométricos de la propia transición en cada sección, como son el radio de la circunferencia superior, (ver figura 4.1), las coordenadas del centro de dicha circunferencia y en general todos los elementos variables de la sección.

#### SUBROUTINA IMPRIM

Esta subrutina únicamente escribe las características del vertedor analizado y los encabezados.

Para los efectos de utilización de este programa, además del listado de computadora, se adjunta la lista de las variables de entrada y la lista de las variables de salida.

#### LISTA DE VARIABLES DE ENTRADA

NP: Número de pilas del vertedor  
NC: Número de contracciones  
CO: Coeficiente de descarga  
CCØN: Coeficiente de contracción  
API: Ancho de pila (m)  
ACØMP: Ancho de compuertas (m)  
HO: Carga de diseño (m)  
ESØ: Estación de la cresta vertedora (m)  
ELCV: Elevación de la cresta vertedora (m)  
NTB: Número de secciones que se desea analizar entre el P.T. del vertedor y el primer cambio en la sección vertedora (término de pilas o inicio de transición).

SØR:	Pendiente de la rápida.
XLTRA:	Longitud real de la transición (m)
R1:	Radio del arco de circunferencia lateral superior a la transición (m).
ETP:	Estación de término de las pilas (m)
EIT:	Estación del inicio de la transición (m)
DT:	Diámetro de túnel de descarga (m)
CKN:	Rugosidad absoluta de NIKURADSE (mm)
G:	Aceleración de la gravedad (m/s)
CFM:	Coefficiente de fricción de Manning.
RC:	Radio del codo hasta el centro del túnel (m)
SS:	Pendiente del túnel de salida.
DETS:	Longitud horizontal de la transición de salida (m)
ETS:	Estación de inicio de la transición de salida (m)
DECS:	Longitud horizontal del canal de salida (m)
RCU:	Radio de la cubeta (m)
GAM	Angulo de salida de la cubeta (rad)

#### LISTA DE VARIABLES DE SALIDA

ES1:	Estación de la sección (m)
EL1:	Elevación de la plantilla en la sección (m)
X:	Longitud de recorrido del agua desde la cresta vertedora a la sección (m).
Y:	Tirante en la sección (m)

V2: Velocidad media del agua en la sección (m/s)

BE: Energía específica en la sección (m/s)

RH2: Radio hidráulico en la sección (m)

HPISO: Carga sobre la plantilla (m)

SPISO: Índice de cavitación local en el piso

SPARED: Índice de cavitación local en la pared.

```
      C  PROGRAMA PARA LA REVISION HIDRAULICA DE UN VESTEDOR
0001  COMMON/E1/Y,GN2,GN2,T,92,CPY,PI,PT,0,ETCO
0002  COMMON/E2/XL,XLTRA,ATO,R1,R2,XE,H3O
0003  COMMON/E3/XTS,XTS,XT,YT
0004  COMMON/E4/CAHG,G,CFH,91,RH1,CR,IFI,ONI,STOL,EL1,Z,ESI,HNAME,DLX,
      INCAW,ACT,X,CKH,B1,ACS,PEST,Y1
0005  COMMON/E5/HP,NC,CO,CCONT,API,ACOMP,H0,ESO,ELCV,NTR,SOR,ETP,EIT,
      ICFH,RC,SS,BETS,ETS,XO,DECS,RCU,GAM,DO
0006  COMMON/E6/XL1(10),YE1(10),XE1(10),Y01(10),P21(10)
0007  COMMON/E7/SALTO(3)
0008  REAL*8 SALTO
0009  CALL ASSIGN(2,'DK1HEUGAL,CDA')
0010  READ(2,1)SALTO
0011  1 FORMAT(2A4,A2)
0012  CALL ASSIGN(1,'DK1:AJDBER')
      C  LEE DATOS DE LA SECCION VESTEDORA
0013  READ(1,2)HP,NC,CO,CCONT,API,ACOMP,H0,ESO,ELCV
0014  WRITE(7,2)HP,NC,CO,CCONT,API,ACOMP,H0,ESO,ELCV
0015  2 FORMAT(215,7F10,0)
      C  LEE DATOS DE LA TRANSICION
0016  READ(1,4)NTR,ESR,XLTRA,R1,ETP,EIT,PT,CKH
0017  WRITE(7,4)NTR,ESR,XLTRA,R1,ETP,EIT,PT,CKH
0018  4 FORMAT(110,7F10,0)
0019  READ(1,5)G,CFH,RC,SS,BETS,ETS,DECS
0020  WRITE(7,5)G,CFH,RC,SS,BETS,ETS,XO,DECS
0021  READ(1,5)RCU,GAM
0022  WRITE(7,5)RCU,GAM
0023  5 FORMAT(8F10,0)
0024  WRITE(7,779)
0025  779 FORMAT(1H1)
0026  X=0,0
0027  Y0=0,0
0028  ETCO=0,0
0029  DO=CO*((HF+1)*ACOMP-H0*H0*CCONT)*H0**1,5
0030  XT=(2,0*ESR/1,85*H0**0,85)***(1,70,85)
0031  YT=XT**1,05/(2,0*H0**0,05)
0032  YAD=XI/H0
0033  YAD=-0,3524*XAD*0,7725
0034  T1=YAD*H0
0035  HNAME=ELCV/H0
0036  CALL INFRIH
      C  IMPRIME DATOS Y ENCABEZADOS
0037  CR=4,73,
0038  ANG=ATAN(SOR)
0039  ANI=ACOMP*PI
0040  FM=2,3*T1*ACOMP
0041  FN=GM/TFH
0042  OI=CO/(HF+1)
0043  M1=O1*GM
0044  EL1=ELCV*Y1
0045  T1=CO*XT
0046  T2=0
0047  T3=0
0048  T4=0
0049  T5=0
```

```
0049      BE=T1#CAL#V1#V1/(2.#G)

0050      INX=XI/0.01
0051      DEX=XI/INX
0052      C=1.00/(2.#H0#10.85)
0053      DO 15 I=1,INX
0054      Y=(1#DEX)**1.85#C
0055      DS=((Y-Y0)#2#DEX#DEX)#10.5
0056      X=X#DS
0057      Y0=Y
0058 15 CONTINUE
0059 10 FORMAT(7F10.4)
0060      CK1=0.1
0061      HCAV=0
0062      PI=3.1416
0063      ATO=ACOMP*(NF+1)#PI#PI
0064      R2=ATO/2.
0065      XE=(ATO-R1)/2.
0066      IF(ETP-EIT)40,30,20
0067 20 IDR=1
0068      DEST=(EIT-ES1)/NTR
0069      GO TO 50
0070 30 IDR=2
0071      DEST=(EIT-ES1)/NTR
0072      GO TO 50
0073 40 IDR=3
0074      DEST=(ETP-ES1)/NTR
0075 50 IF1=1
0076      DLX=DEST/CAL
0077      CFF=CFN#2#DLX
0078      Z=DEST#SOR
0079      Y=T1
0080      Y1=T1
C      CALCULA ENTRE PT Y PRIMERA FRONTERA
0081      WRITE(7,21)SALTO
0082      WRITE(7,142)
0083      WRITE(7,331)
0084 21 FORMAT(1H1,2A4,A2)
0085 142 FORMAT(///,5X,'INICIA CALCULOS ENTRE EL PT Y LA TRANSICION')
0086      WRITE(7,10)ES1,EL1,X,T1,V1,BE,RN1
0087      CANG=CAL
0088      T=ACOMP
0089      Q=01
0090      DPY=2.0
0091      DO 100 I=1,NTR
0092      E1=Y1#CAL#V1#2/(2.#G)+Z
0093      KIOL=1
0094      HCS=0
0095 90 AH2=Y#ACOMP
0096      RH2=AH2/(2.#Y#ACOMP)
0097      V2=Q/AH2
0098      CALL ECCROS
0099      IF(HCS.GT.15) GO TO 100
0101      IF(0.1N1.#Q.1) GO TO 90
0103 100 CONTINUE
```

```
0104      ATO=ACOMP*(NP11)+NP*API
0105      XL=0.0
0106      IF(IDB,EQ,1) GO TO 140
0108      Y=Y1
0109      DLX=0.0
0110      Z=0.0
0111      DEST=0.0
0112      Q=00
0113      T=ATO
0114      CPF=0.0
0115      IFI=3
0116      KTOL=1
0117      R1=Y1*CAL+V1**2/(2.*G)
0118      110 AH2=Y*T
0119      RH2=Y*T/(2.*Y+T)
0120      V2=Q/AH2
0121      CALL SECDD5
0122      IF(KTOL,EQ,1) GO TO 110
0124      IF(IIB,EQ,2) GO TO 160
      C    CALCULA EL CASO EN QUE LAS PILAS TERMINAN ANTES DE LA TRANSICION
0126      NTR=(EIT-ETP)/(CAL*10)+1
0127      DEST=(EIT-ETP)/NTR
0128      DLX=DEST/CAL
0129      Z=DEST*SOR
0130      CPF=CFM**2*DLX
0131      IFI=1
0132      DO 130 I=1,NTR
0133      KTOL=1
0134      R1=Y1*CAL+V1**2/(2.*G)+Z
0135      NCS=0
0136      120 AH1=Y*T
0137      RH2=Y*T/(2.*Y+T)
0138      V2=Q/AH2
0139      CALL SECDD5
0140      IF(NCS.GT,15) GO TO 500
0142      IF(KTOL,EQ,1) GO TO 120
0144      130 CONTINUE
      C    INICIO DE TRANSICION
0145      140 WRITE(7,145)
0146      WRITE(7,131)
0147      IF(IIB,GT,1) GO TO 160
0149      Q=00
0150      DEST=ETP-EIT
0151      DLX=DEST/CAL
0152      Z=DEST*SOR
0153      CPF=CFM**2*DLX
0154      IFI=4
0155      KTOL=1
0156      XL=DLX
0157      R1=Y1*CAL+V1**2/(2.*G)+Z
0158      NCS=0
0159      150 CONTINUE
0161      CALL SECDD5
```

```
0162      IF (NCS.GT.20) GO TO 500

0164      IF (KTOL.EQ.1) GO TO 150
0166      NN=DLX/10+1
0167      DLX=NN*10,0-DLX
0168      DEST=DLX*CAL
0169      Z=DEST*SOR
0170      CPF=CFM**2*DLX
0171      IFI=2
0172      KTOL=1
0173      XL=XL+DLX
0174      R1=Y1*CAL+V1**2/(2.*G)+Z
0175      NCS=0
0176      NGO=0
0177      155 CALL GEOTRA
0178      145 FORMAT(//,5X,'INICIA CALCULOS EN LA TRANSICION')
0179      CALL SECROS
0180      IF(NCS.GT.15) GO TO 500
0182      IF(KTOL.EQ.1) GO TO 155
0184      160 IF(XL.GT,0,0) GO TO 162
0186      WRITE(7,145)
0187      WRITE(7,331)
0188      162 NTR=(XLTRA-XL)/10
0189      NN2=NTR
0190      IF(NTR.LT.1) NTR=1
0192      DLX=(XLTRA-XL)/NTR
0193      DEST=DLX*CAL
0194      Z=DEST*SOR
0195      CPF=CFM**2*DLX
0196      IFI=2
0197      DO 190 I=1,NTR
0198      R1=Y1*CAL+V1**2/(2.*G)+Z
0199      KTOL=1
0200      XL=XL+DLX
0201      NCS=0
0202      NGO=0
0203      170 CALL GEOTRA
0204      CALL SECROS
0205      IF(NCS.GT.15) GO TO 500
0207      IF(KTOL.EQ.1) GO TO 170
0209      190 CONTINUE
0210      RDY=Y/DT
0211      RDA=AN2/(3.1416*(DT/2.))**2)
0212      WRITE(7,700)RDY,RDA
0213      700 FORMAT(//,10X,'LA RELACION DE TIRANTES ES =',F6.3,/,10X,'LA RELACION DE AREAS ES =',F6.3,/)
C      INICIA CODO
0214      WRITE(7,330)
0215      WRITE(7,331)
0216      RCT=RC+DT/2.
0217      BETA=ATAN(SS)
0218      NTR=(RCT*(ALFA-BETA))/10+1
0219      DELT=(ALFA-BETA)/NTR
0220      DLX=RCT*DELT
0221      IFI=1
```

```

0222      NCAV=1
0223      CPF=CFM**2*DLX
0224      DO 300 I=1,NTR
0225          Z=RCT*(COS(ALFA-I*DELT)-COS(ALFA-(I-1)*DELT))
0226          DEST=ECT*(SIN(ALFA-(I-1)*DELT)-SIN(ALFA-I*DELT))
0227          CANG=COS(ALFA-I*DELT)
0228          KTOL=1
0229          B1=Y*COS(ALFA-(I-1)*DELT)+V1**2/(2.*G)+Z
0230          NCS=0
0231      305 CALL ARECIR
0232          CALL SECROS
0233          IF(NCS.GT.15) GO TO 500
0235          IF(KTOL.EQ.1) GO TO 305
0237      300 CONTINUE
0238          RDY=Y/DT
0239          RDA=AH2/(3.1416*(DT/2.))**2)
0240          WRITE(7,700)RDY,RDA
0241          NCAV=0
0242          330 FORMAT(//,5X,'INICIA CALCULOS EN EL CODO')
0243          331 FORMAT(//,1X,'ESTACION ELEVACION LONGITUD TIRANTE VELOC. RE
IRNOU RAD,HIDR H,PISO SIG,PISO SIG,PARED',//)
C      INICIA TUNEL DE SALIDA
0244          WRITE(7,21)SALTO
0245          WRITE(7,340)
0246          WRITE(7,331)
0247          NTR=(ETS-ES1)/10+1
0248          DEST=(ETS-ES1)/NTR
0249          COR=COS(BETA)
0250          DLX=DEST/COR
0251          CANG=COR
0252          Z=DEST*SS
0253          CPF=CFM**2*DLX
0254          DO 320 I=1,NTR
0255              B1=Y*COR+V1**2/(2.*G)+Z
0256              ETCO=ETCO+DEST
0257              KTOL=1
0258              NCS=0
0259      310 CALL ARECIR
0260          CALL SECROS
0261          IF(NCS.GT.15) GO TO 500
0263          IF(KTOL.EQ.1) GO TO 310
0265      320 CONTINUE
0266      340 FORMAT(//,5X,'INICIA CALCULOS EN TUNEL DE SALIDA')
C      INICIA TRANSICION DE SALIDA
0267          WRITE(7,21)SALTO
0268          WRITE (7,370)
0269          WRITE(7,371)
0270          CK1=0.2
0271          ES1=ETS
0272          IF1=2
0273          XLTS=ETS/COR
0274          NTR=XLTS/10
0275          IF(NTR.LT.1) NTR=1
0277          DLX=XLTS/NTR

```

```
0278      DEST=DLX*COR
0279      Z=DEST*SS
0280      CPF=CFM**2*DLX
0281      DO 360 I=1,NTR
0282      R1=Y*COR+V1**2/(2.*G)+Z
0283      KTOL=1
0284      XTS=DLX*I
0285      NCS=0
0286      350 CALL TRASAL
0287      CALL SECROS
0288      IF(NCS.GT.15) GO TO 500
0290      IF(KTOL.EQ.1) GO TO 350
0292      360 CONTINUE
0293      370 FORMAT(///,5X,'INICIA CALCULOS EN TRANSICION DE SALIDA')
0294      371 FORMAT(/,1X,'ESTACION ELEVACION LONGITUD TIRANTE VELOC. RE
1RNOU, RAD,HIDR,','//)
      C      INICIA CANAL DE SALIDA
0295      WRITE (5,430)
0296      WRITE(7,371)
0297      IF I=1
0298      QPY=2,
0299      XLCS=DECS/COR
0300      NTR=XLCS/10
0301      IF(NTR.LT.1) NTR=1
0303      DLX=XLCS/NTR
0304      DEST=DLX*COR
0305      Z=DEST*SS
0306      CPF=CFM**2*DLX
0307      DO 420 I=1,NTR
0308      R1=Y*COR+V1**2/(2.*G)+Z
0309      NCS=0
0310      KTOL=1
0311      410 AH2=Y*DT
0312      RH2=AH2/(2.*Y+DT)
0313      V2=Q/AH2
0314      T=DT
0315      CALL SECROS
0316      IF(NCS.GT.15) GO TO 500
0318      IF(KTOL.EQ.1) GO TO 410
0320      420 CONTINUE
      C      INICIA CALCULOS EN LA CUBETA
0321      WRITE(7,530)
0322      WRITE(7,371)
0323      530 FORMAT(///,5X,'INICIA CALCULOS EN LA CUBETA')
0324      NCAV=1
0325      DLX=RCU*BETA
0326      CPF=CFM**2*DLX
0327      Z=RCU*(1.-COR)
0328      DEST=RCU*SIN(BETA)
0329      CANG=1,
0330      KTOL=1
0331      P1=Y*COR+V1**2/(2.*G)+Z
0332      NCS=0
0333      T=DT
```

```
0334      610 AH2=Y*DT
0335          RH2=AH2/(2.*Y*DT)
0336          V2=Q/AH2
0337          CALL SECNDS
0338          IF(NCS.GT.15) GO TO 500
0340          IF(KTOL.EQ.1) GO TO 610
0342          NTR=(RCU*GAH)/10+1
0343          DELT=GAH/NTR
0344          DLX=RCT*DELT
0345          CPF=CFM*2*DLX
0346          DO 640 I=1,NTR
0347              Z=RCU*(COS(I*DELT)-COS((I-1)*DELT))
0348              DEST=RCU*(SIN(I*DELT)-SIN((I-1)*DELT))
0349              CANG=COS(I*DELT)
0350              KTOL=1
0351              R1=Y*COS((I-1)*DELT)+V1**2/(2.*B)+Z
0352              NCS=0
0353      630 AH2=Y*DT
0354          RH2=AH2/(2.*Y*DT)
0355          V2=Q/AH2
0356          CALL SECNDS
0357          IF(NCS.GT.15) GO TO 500
0359          IF(KTOL.EQ.1) GO TO 630
0361      640 CONTINUE
0362          GO TO 520
0363      500 WRITE(7,510) Y
0364      510 FORMAT(10X,' NO CONVERGE EN 15 ITERACIONES EN SECNDS',F6.2)
0365      430 FORMAT(//,5X,' INICIA CALCULOS EN CANAL DE SALIDA')
0366      520 CONTINUE
0367          X0=0.0
0368          WRITE (7,779)
0369      778 FORMAT(////////,10X,' D A T O S   D E   L A   T R A N S I C I O N',
1//,11X,'DESARROLLO COORD, PTO, TANGENCIA COORD, CIRCULO CENTRAL
2   RADIO',/,15X,'XL',10X,'X',11X,'Y',11X,'X0',10X,'Y0',10X,'R2',
3/,15X,'M',11X,'M',11X,'M',11X,'M',11X,'M',11X,'M',11X,'M',//)
0370          WRITE(7,777)(XL1(I),XE1(I),YE1(I),X0,Y01(I),R21(I),I=1,NM2)
0371      777 FORMAT(7X,4F12.3)
0372          END
MAIN.
```

```

0001      SUBROUTINE SECROS
0002      COMMON/E1/ Y,AH2,RH2,T,V2,DPY,PI,DT,0,ETCO
0003      COMMON/E4/ CANG,G,CPF,V1,RH1,CR,IFI,CK1,KTOL,EL1,Z,ES1,HNAME,DLX
1,NCAV,RCT,X,CKN,B1,NCS,DEST,Y1
0004      NCS=NCS+1
0005      DRPY=2, *DPY-5, *T/RH2
0006      BR=Y*CANG+V2**2/(2, *G)+CPF/2, *(V1**2/RH1**2+CR+V2**2/RH2**2*CR)
0007      DBR=CANG-0**2*T/(AH2**3*G)+CPF*0**2/(3, *AH2**3*RH2**2*(1, /3, ))*DRPY
0008      IF(V1,GT,V2) SI=1,0
0010      IF(V1,LT,V2) SI=-1,0
0012      IF (IFI,EQ,1) GO TO 210
0014      IF(IFI,EQ,2)GO TO 220
0016      IF (IFI,EQ,3)GO TO 230
0018      IF(IFI,EQ,4) GO TO 235
0020      210 DB2=DRR
0021      R2=BR
0022      GO TO 240
0023      220 R2=BR+CK1*ABS(V1**2-V2**2)/(2, *G)
0024      DB2=DRR+SI*CK1*0**2*T/(AH2**3*G)
0025      GO TO 240
0026      230 R2=BR+(V1-V2)**2/(2, *G)
0027      DB2=DRR+0*T*(V1-V2)/(AH2**2*G)
0028      GO TO 240
0029      235 R2=BR+(CK1*ABS(V1**2-V2**2)+(V1-V2)**2)/(2, *G)
0030      DB2=DRR+SI*CK1*0**2*T/(AH2**3*G)+0*T*(V1-V2)/(AH2**2*G)
0031      240 DY=- (R2-B1)/DR2
0032      IF(ABS(DY),GT,0,0001) GO TO 250
0034      Y1=Y
0035      AH1=AH2
0036      RH1=RH2
0037      V1=V2
0038      BE=Y*CANG+V1**2/(2, *G)
0039      KTOL=0
0040      EL1=EL1-Z
0041      ES1=ES1+DEST
0042      HNAME=HNAME-EL1-Y*CANG
0043      X=X+DLX
0044      HPISO=Y*CANG
0045      IF(NCAV,EQ,0) GO TO 260
0047      HPISO=Y*CANG+V2**2/(G*RCT)
0048      260 VK2=(1,60/(0,33+ALOG10(X/CKN*1000,0)))**2*HM
0049      SPISO=(HPISO+9,75)/VK2
0050      SPARED=(0,25+9,75)/VK2
0051      IF(NCAV,EQ,0) GO TO 270
0053      EPISO=.76*SPISO
0054      270 IF(ETCO,GT,200,0) GO TO 275
0056      WRITE(7,280) ES1,EL1,X,Y,V2,BE,RH2,HPISO,SPISO,SPARED
0057      GO TO 250
0058      275 WRITE(7,280)ES1,EL1,X,Y,V2,BE,RH2
0059      280 FORMAT (10F10,4)
0060      250 Y=Y+DY
0061      RETURN
0062      END
SECROS

```

```

0001  SUBROUTINE TRASAL
0002  COMMON/E1/ Y, AH2, RH2, T, V2, DPY, PI, DT, Q, ETCO
0003  COMMON/E3/ XTS, XLTS, XT, YT
0004  R=(1.-XTS/XLTS)*DT/2.
0005  AINF=DT**2/2.-2.*R**2*(1.-PI/4.)
0006  IF(Y,GT,R) GO TO 500
0008  CGA=(R-Y)/R
0009  TGA=(1.-CGA*CGA)**0.5/CGA
0010  GA=ATAN(TGA)
0011  AH2=(DT-2.*R)*Y+R**2*(GA-SIN(2*GA)/2.)
0012  PH2=(DT-2.*R)+2.*R*GA
0013  T=DT-2.*R+2.*R*SIN(GA)
0014  DPY=(2.*R)/(2.*R*Y-Y**2)**0.5
0015  GO TO 520
0016  500 IF(Y,GT,DT/2.) GO TO 510
0018  AH2=DT*Y-2.*R*R*(1.-PI/4.)
0019  PH2=DT+2.*Y+R*(PI-4)
0020  T=DT
0021  DPY=2.0
0022  GO TO 520
0023  510 CGA=(2.*Y-DT)/DT
0024  TGA=(1.-CGA*CGA)**0.5/CGA
0025  GA=ATAN(TGA)
0026  AH2=AINF+DT*DT*(PI/8.-GA/4.+0.125*SIN(2.*GA))
0027  PH2=2.*(DT-2*R)+PI*R+DT*(PI-2.*GA)/2.
0028  T=DT*SIN(GA)
0029  DPY=2./(1.-CGA*CGA)**0.5
0030  520 RH2=AH2/PH2
0031  V2=Q/AH2
0032  RETURN
0033  END
TRASAL

```

```

0001  SUBROUTINE ARECIR
0002  COMMON/E1/ Y, AH2, PH2, T, V2, DPY, PI, DT, Q, ETCO
0003  R=DT/2.
0004  COG=(Y-R)/R
0005  TAG=((1.-COG**2)**0.5)/COS
0006  GA=ATAN(TAG)
0007  TET=PI-GA
0008  AH2=R**2*(TET-SIN(2*TET)/2)
0009  PH2=2.*R*TET
0010  RH2=AH2/PH2
0011  T=2.*R*SIN(GA)
0012  V2=Q/AH2
0013  DPY=2./R*(1.-COG**2)**0.5
0014  IF(PHEN)
0015  END
ARECIR

```

```
0001      SUBROUTINE GEOTRA
0002      COMMON/E1/ Y, AH2, RH2, T, V2, BPY, FI, DT, Q, ETCO
0003      COMMON/E2/ XL, XLTRA, ATO, R1, R2, XE, NGO
0004      COMMON/E6/ XL1(10), YE1(10), XE1(10), Y01(10), R21(10)
0005      IF (NGO.GT.0) GO TO 620
0007      R=DT*XL/(2.*XLTRA)
0008      PH=ATO*(1.-2.*R/DT)/2.
0009      X1=PH+R-R1
0010      Y2=DT/2.
0011      XLB=ABS(XLTRA-XL)
0012      IF(XLB.LT.0.1) GO TO 640
0014      R2=0.9*R2
0015      XE=0.9*XE
0016      DO 600 I=1,7
0017         IF (XE.GT.R+PH) XE=(X1+PH+R)/2.
0019      A=SQRT(R1*R1-(XE-X1)**2)
0020      B=SQRT(R2*R2-XE*XE)
0021      F1=Y1-Y2+R2+A-B
0022      F2=A*XE-B*(XE-X1)
0023      F1X=- (XE-X1)/A+XE/B
0024      F1R=1.-R2/R
0025      F2X=A-B-XE*(XE-X1)*(1./R-1./B)
0026      F2R=- (XE-X1)*R2/E
0027      DR2=(F2*F1X-F1*F2X)/(F1R*F2Y-F1*F2R)
0028      DXE=- (F2*F1R-F1*F2R)/(F1R*F2X-F1*F2R)
0029      TOL=ABS(DR2)+ABS(DXE)
0030      IF(TOL.LT.0.0001) GO TO 620
0032      R2=R2+DR2
0033      XE=XE+DXE
0034      600 CONTINUE
0035      WRITE(5,610)
0036      610 FORMAT(/,10X,'NO CONVERGEN R2 Y XE EN 7 ITERACIONES.')
```

```
0037      840 R2=R
0038         XE=X
0039         YE=0.0
0040      620 Y0=Y2-R2
0041         YE=Y0+R
0042         IF(NGO.GT.0)GO TO 625
0044         IF (JJ.GT.1)GO TO 665
0046         JJ=1
0047      665 XL1(JJ)=XL
0048         Y01(JJ)=Y0
0049         XE1(JJ)=XE
0050         YE1(JJ)=YE
0051         R21(JJ)=R2
0052         JJ=JJ+1
0053         NGO=NGO+1
0054      625 IF(Y,CT,R) GO TO 630
0056         CGA=(R-Y)/R
0057         TGA=(1-CGA/CGA)**0.5/CGA
0058         GA=ATAN(TGA)
0059         AH2=2.*R*Y*(1+CGA-CGA**2)**0.5/CGA
0060         PH2=2.*R*PH*(1+CGA)
0061         T=2.*R*(1+R1*CGA)
```

```
0062      DPY=(2.*R)/(2.*R*Y-Y*Y)**0.5
0063      GO TO 700
0064 630 IF(Y.GT.DT/2.) GO TO 640
0066      AH2=2.*(PH+R)*Y-R*R*(1.-PI/4.)
0067      PH2=2.*(PH+R)*R*PI
0068      T=2.*(PH+R)
0069      DPY=2.0
0070      GO TO 700
0071 640 YCT=DT/2.+YE
0072      IF(Y.GT.YCT) GO TO 650
0074      A1=2.*(PH+R)*DT/2.-R*R*(1.-PI/4.)
0075      SA=(Y-DT/2.)/R1
0076      TAL=SA/(1.-SA*SA)**0.5
0077      ALF=ATAN(TAL)
0078      AH2=A1+2.*X1*(Y-DT/2)+R1*R1*(SIN(ALF)*COS(ALF)+ALF)
0079      PH2=2.*(PH-R)+DT+R*PI+2.*R1*ALF
0080      T=2.*(X1+R1*COS(ALF))
0081      DPY=2./ABS(SA)
0082      GO TO 700
0083 650 A1=2.*(PH+R)*DT/2.-R*R*(1.-PI/4.)
0084      TG=YE/(XE-X1)
0085      GA=ATAN(TG)
0086      TAL=XE/(R2+YE-DT/2.)
0087      ALF=ATAN(TAL)
0088      AHT=A1+R1*R1*GA+R2*R2*ALF-(R2-DT/2.)*X1
0089      CGA=(Y-DT+R2)/R2
0090      TAS=(1.-CGA*CGA)**0.5/CGA
0091      AS=ATAN(TAS)
0092      AH2=AHT-R2*R2*(AS-SIN(AS))*COS(AS)
0093      PH2=2.*(PH-R)+DT+R*PI+2.*(R1*GA+R2*(ALF-AS))
0094      T=2.*R2*SIN(AS)
0095      DPY=-2./ABS(SIN(AS))
0096 700 RH2=AH2/PH2
0097      V2=0/AH2
0098      RETURN
0099      END
GEOTRA
```

```
0001      SUBROUTINE IMPRIM
0002      COMMON/E1/Y, AH2, RH2, T, V2, DPY, PI, DT, Q, ETCO
0003      COMMON/E2/XL, XLTRA, ATO, R1, R2, XE, NGO
0004      COMMON/E3/XTS, XLTS, XT, YT
0005      COMMON/E4/CANG, G, CPF, V1, RH1, CR, IF1, CF1, KIOL, EL1, Z, ES1, HNAME, DLX,
INCAV, RCT, X, CKH, R1, MCS, DEST, Y1
0006      COMMON/E5/ NP, HC, CO, CCONT, API, ACOMP, HO, ESO, ELCV, NTB, SOR, ETI, EIT,
ICFM, RC, SS, DETS, ETS, X0, DECS, RCU, GAK, QO
0007      COMMON/E7/SALTO(3)
0008      REAL*8 SALTO
0009      WRITE(7,15)SALTO
0010      15 FORMAT(1H+,2A4,A2)
0011      WRITE(7,10)
0012      10 FORMAT(//////////,25X,'REVISION HIDRAULICA
1 DEL VERTEDOR',//,35X,'PRESA INFIERNIL
2L O',//)
0013      WRITE(7,20)
0014      20 FORMAT(40X,'DATOS GENERALES',//)
0015      WRITE(7,30)HNAME,CO,HO,CCONT
0016      WRITE(7,32)ELCV,CFM,ACOMP,HC
0017      WRITE(7,34)API,ESO,MP,ETP
0018      WRITE(7,36)XLTRA,EIT,RC,SOR
0019      WRITE(7,38)SS,DT,DETS,ETS
0020      WRITE(7,50)DECS,CKH,R1,RCU
0021      WRITE(7,52)XT,YT,QO
0022      30 FORMAT(24X,'ELEV. DEL NAME =',F7.2,' M',9X,'COEF. DE DESCARGA =',
1,F8.3,'/24X,'CARGA DE DISEÑO =',F7.2,' M',9X,'COEF. DE CONTRACC. =',
2',F8.3)
0023      32 FORMAT(24X,'ELEV. CRESTA VERT=',F7.2,' M',9X,'COEF. DE MASHING =',
1,F8.3,'/24X,'ANCHO DE COMP.=',F7.2,' M',9X,'NUMERO DE CONTRAC. =',
2',I4)
0024      34 FORMAT(24X,'ANCHO DE PILAS=',F7.2,' M',9X,'EST. CRESTA VERTED. =',
1,F8.3,' M',/24X,'NUMERO DE PILAS =',I4,' M',9X,'EST. TERMINO PILA
2LAS =',F8.3,' M')
0025      36 FORMAT(24X,'LONG. TRANSICION=',F7.2,' M',9X,'EST. INICIO TRANS. =',
1,F8.3,' M',/24X,'RADIO DEL CODO =',F7.2,' M',9X,'PEND. DE LA RAPID
2IDA =',F8.3)
0026      38 FORMAT(24X,'PEND. DE LA DESC=',F7.2,11X,'DIAMETRO DEL TUNEL =',
1F8.3,' M',/24X,'LONG. TRANS. DESC.=',F7.2,' M',9X,'EST. INIC. TRANS.
2DESC=',F8.3,' M')
0027      50 FORMAT(24X,'LONG. CANAL DESC.=',F7.2,' M',9X,'RUG. K DE NIKURADZE=',
1,F8.3,' MM',/24X,'RADIO CIE. BOVEDA=',F7.2,' M',9X,'RADIO DE LA CURE
1BETA =',F8.3,' M')
0028      52 FORMAT(//,24X,'COORDENADAS DEL PUNTO DE TANGENCIA (XT,YT)=' F7.3,
1 M',3X,F7.3, ' M',/24X,'GASTO MAXIMO POR EL VERTEDOR =',12X,F8.2,
1 M'/9',//)
0029      RETURN
0030      END
IMPRIB
```

## REFERENCIAS

1. Presas de Tierra y Enrocamiento  
Raúl Marsal y  
Daniel Reséndiz Nuñez                      Ed. LIMUSA 1975
2. Hydraulic Design Criteria  
US Army Corps of Engineers
3. Open-Channel Hydraulics  
Ven Te Chow, Ph. D                      Mc Graw Hill 1959
4. Diseño de Presas Pequeñas  
United States Department of the Interior  
Bureau of Reclamation  
6a. Impresión
5. Obtención del radio de la cubeta en un vertedor con dissipador  
del tipo de salto de Ski,  
Ruben Villa Medina                      Ponencia al II Congreso  
Raúl Gómez Rosas                      Nacional de Hidráulica
6. Computations of Pressure on a Trayectory Bucket  
V. G. Gujar                      Irrigation and Power  
October 1978
7. Pressures on Spillway Flip Buckets  
Armando Ballofet                      Journal of Hydraulic Division  
Proc. of ASCE September 1967

8. Flujo de Canales con Curva Vertical. Investigación  
Raúl Gómez Rosas Ponencia al VI Congreso  
Nacional de Hidráulica.
9. Manual de Diseño de Obras Civiles.  
Comisión Federal de Electricidad Hidrotecnia A.2.9  
Instituto de Investigaciones  
Eléctricas.
10. Cavitación en Vertedores  
Ing. Gabriel Echavez Publicación No. 415  
I. de I. UNAM
11. Cálculo de Presiones en Deflectores  
Ing. Víctor Franco Tesis Profesional  
F. I. UNAM 1977
12. Boundary Layer Development & Spillway Energy Losses.  
Journal of Hydraulic Division  
Proc. of ASCE May 1965