



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGÓN

**NUEVO CRITERIO DE DISEÑO DE VERTEDORES DE
ABANICO**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

NEGRETE VALENZUELA, MARIO

ASESOR: LOZOYA CORRALES, JULIO O.



Universidad Nacional
Autónoma de México

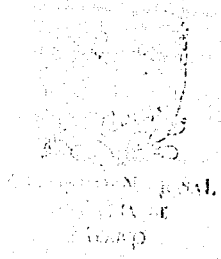


UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIEROS DE URUGUAY

TRAGON

INGENIERIA

"LIBRO PROYECTO DE DISEÑO DE ESTACIONES DE TRAFICO"

TESIS PROFESIONAL QUE PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PRESENTA

MARIO NEGRETE VALENZUELA

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

San Juan de los Rios, Agosto de 1972.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

INDICE

	pag.
CAPITULO I <i>INTRODUCCION</i>	1
CAPITULO II <i>PRESENTACION Y ANALISIS DEL DISEÑO EXISTENTE</i>	11
2.1 <i>Antecedentes</i>	13
2.2 <i>Diseño de vertedores en abanico</i> <i>(Ing. Salvador Ulloa Ochoa)</i>	13
2.2.1 <i>Idea general sobre vertedores</i>	17
2.2.2 <i>Elementos de un vertedor de abanico</i>	14
2.2.2.1 <i>Canal de acceso</i>	17
2.2.2.2 <i>Cinacito</i>	18
2.2.2.3 <i>Sección de control</i>	23
2.2.2.4 <i>Colchón</i>	24
2.2.2.5 <i>Arcos del abanico</i>	25
2.2.2.6 <i>Transición</i>	25
2.2.2.7 <i>Canal de descarga</i>	26
2.2.2.8 <i>Canal de salida</i>	27
2.2.2.9 <i>Disipador de energía</i>	27
2.3 <i>Diseño de vertedores de abanico bajo otras</i> <i>ideas complementarias</i>	
2.4 <i>Comentarios</i>	28
CAPITULO III <i>NUEVO CRITERIO DE DISEÑO</i>	36
3.1 <i>Razonamiento general</i>	37

CAPITULO IV	MODELO HIDRAULICO	52
4.1	Noiones	52
4.2	Condiciones de similitud entre modelo y prototipo	55
4.3	Leyes de semejanza	56
4.4	Construcción del modelo	58
4.5	Obras accesorias de un modelo	60
4.6	Pasos a seguir en la construcción de un modelo de fondo fijo	61
4.7	Diseño hidráulico del modelo empleado en la experimentación	63
4.8	Construcción del modelo para la verificación del método	65
4.9	Ensayos realizados	67
CAPITULO V	CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	81
	NOTACION	84
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	87

CAPITULO I. — INTRODUCCION

La construcción de presas viene de tiempos remotos debido a la necesidad de aprovechar las aguas que escurren por un río o cañal o con el fin de protegerse de ellas.

Una de las obras que integran una presa es el vertedor de demasías, por medio del cual se descargan las excedencias hacia aguas abajo. Este es muy importante, tanto que la mayoría de las fallas ocurridas en presas de México y del mundo han sido provocadas por un funcionamiento defectuoso o en general un mal diseño hidráulico del vertedor.

Para resolver los múltiples problemas de Ingeniería hidráulica se han utilizado diferentes procedimientos o técnicas, entre las que destacan los modelos matemáticos e hidráulicos. En los

primeros el fenómeno físico es representado, en forma más o menos simplificada por un conjunto de ecuaciones que permiten describir el comportamiento de dicho fenómeno. Con los segundos se estudia a escala, por medio de un modelo físico, las condiciones del flujo de un prototipo, las que dependen de las fronteras y estructuras por las que fluye. En general estas dos técnicas se complementan entre sí.

Hoy en día los métodos matemáticos de diseño en Ingeniería tienen un auxiliar extraordinario en las computadoras, sin embargo, en el diseño de muchas de las obras hidráulicas sigue vigente la necesidad de complementar los modelos matemáticos con los modelos hidráulicos. Un caso específico es el de las obras de excedencias. Puede decirse entonces que la gran mayoría de las obras de excedencias requieren construcción y ensayos de un modelo hidráulico que permita la optimización de su funcionamiento, luego, como puede verse, debe reconocerse que todo esto se traduce en costo y pérdida de tiempo.

La revisión de publicaciones sobre obras hidráulicas permite ver que se han diseñado muy diversos tipos de vertedores, sin embargo, en México se ha optado por un número reducido, los más comunes son ; según alguna característica sobresaliente de funcionamiento o forma, de caída libre, cimacio, abanico, medio abanico, canal lateral, rápida, embudo y en sifón ; según su forma de control, de cresta libre y cresta controlada ; por su conducción, en túnel y cielo abierto. La característica más

importante de los que uno de ellos es la siguiente: de caída libre, se localizan en la parte superior de un embalse que tiene un desarrollo muy corto y después de la estructura, el agua tiene una caída libre; de cimacio, consta de una cresta de control curva que tiene aproximadamente la forma inferior de la lámina vertiente de un vertedor de cresta delgada ventilada; en abanico, viene a ser una estructura con un cimacio en curva cóncava con relación a la dirección media del escurrimiento el cual descarga a un tanque de una geometría tal que proporciona un resalto al pie del cimacio y se emplea cuando hay un espacio amplio que permita colocar una longitud de cresta vertedera grande en comparación con el ancho del canal de descarga, ahorrándose grandes volúmenes de excavación; en sifón abanico, para describirlos basta decir que si un vertedor en abanico se partiera en dos, se obtienen un par de vertedores en sifón abanico; de canal lateral, son los que tienen un tanque canal colector paralelo a la cresta vertedera, seguida de un canal conducido o rápida; en rápida, está constituido de un cimacio recto normal a un canal que le sigue y colocado en la parte superior del embalse; en túnel, se caracteriza porque la descarga se hace por debajo o alrededor de la cortina y a través de un conducto cerrado; de embudo, lo forma un cimacio de perfil especial cuya cresta en planta es circular, el agua pasa por la cresta y cae en una lumbrera vertical o inclinada, conectada a la zona de descarga en el río a través de un túnel o conducto casi horizontal; en sifón, su sección puede ser circular, rectangular, etc. que en su desarrollo tiene la forma

de U invertida, de tal suerte que el intrados del codo está por encima del nivel del agua normal del vaso; de cresta libre, carecen de compuertas y llegando el agua en el vaso a un cierto nivel fijo la estructura vierte; de cresta controlada, su principal diferencia es tener control en la descarga, ejercida por compuertas de diversos tipos; a cielo abierto, se caracteriza porque la totalidad de las partes de la estructura se encuentra a cielo abierto.

Como es sabido, las partes en general que constituyen un vertedor son: un canal de acceso o de llegada, la estructura de control, la estructura terminal y el canal de desfoga. Por lo que toca al canal de acceso, éste tiene por función captar agua del vaso y conducirla a la estructura de control, la velocidad de llegada, la curvatura de las paredes del canal y las transiciones deben ser graduales, en adición, la longitud del canal debe ser mínima por razones de economía. La estructura de control, como su nombre lo dice es la que controla y regula los derrames del vaso y es en consecuencia una componente muy importante de la obra de excedencia, puede ser de varias formas, estar libre o controlada y también su selección depende en mucho del factor económico. El conducto de descarga, los volúmenes liberados por la estructura de control son conducidos al río aguas abajo de la presa por esta estructura y las más comunes son: canal a cielo abierto, conductos a través o bajo la cortina y túneles por las laderas. Respecto a la estructura terminal se puede decir que es una obra que tiene por función en algunos

canos, disipar un alto porcentaje de la energía que posee el agua al llegar a ella, de forma tal que al abandonarla no provoque daños que puedan poner en peligro el conjunto de la presa y en otros lanzar los volúmenes de agua a sitios en donde se disipe la energía en forma natural, ésta puede ser una cebeta de lanzamiento, salto de esqui, disipadores o un banco amortiguador.

El canal de desfogue es la estructura que capta el agua que sale de la estructura terminal, su función es conducir el agua hasta un lugar donde escurra en forma natural (por ejemplo interceptar la corriente de un río).

Refiriéndose especialmente a los vertedores de abanico cabe comentar que es una estructura diseñada por Ingenieros mexicanos, su principio se basa en leyes hidráulicas muy bien definidas y aprovechadas, de manera que se logra un fin técnico deseado, con un mínimo de costo, esto es, se trata de una estructura cuyo diseño es muy ingenieril. Abundando sobre esto, se puede decir que el vertedor de abanico en planta tiene la forma precisamente de un abanico, como lo muestra la figura #2.1. En el canal de acceso se dan las condiciones de escurrimiento para que éste ocurra con régimen lento y gradualmente variado, orientando las líneas de corriente hacia una dirección normal a la cresta del cimacio, el cual en planta tiene una forma de curva convexa como ya se mencionó, para tratar de concentrar los volúmenes de agua. Al pasar la vena

líquida sobre el cimacio se presenta el escurrimiento crítico que sirve para controlar las descargas, continúa con escurrimiento rápido y en el pie del cimacio se propicia un resalto; para esto, las paredes de la conducción, que regularmente tienen un pequeño talud para que los concretos no resulten muy robustos varían, inicialmente en el canal de acceso al vertedor son paralelas, luego se van cerrando mediante arcos de circunferencia de forma que al cruzarse con el cimacio lo hacen normales al mismo. A partir de este punto las paredes toman una curvatura contraria tangente a la anterior y también a través de arcos de circunferencia en un ángulo de 30° y radio de curvatura definido por las especificaciones generales del vertedor, dadas en el capítulo II. Las paredes continúan por bandas rectas, tangente al tramo de la última curva, como resultado final se vuelven paralelas.

Regresando a la descripción hidráulica del funcionamiento, interrumpida al decir que se propicia un resalto al pie del cimacio, es obvio comentar que a partir de ese punto se vuelva nuevamente a un escurrimiento con régimen lento. Por lo demás, a partir del pie del cimacio se tiene una vena líquida sujeta a cambios de geometría en planta muy importantes, esto es, hay una concentración en el ancho de la misma, que si bien es cierto ocurre gradualmente por la curvatura de las paredes de la conducción ya descritas, ésta es severa. Aquí cabe el comentario

hidráulico de que, para buena fortuna del proyectista, los cambios más fuertes se dan en la zona en que el escurrimiento tiene régimen lento y por tanto no se producen ondas estacionarias. Cabe decir entonces que precisamente por esa razón es que se propicia el resalto hidráulico al pie del cimacio. Por lo que se ha descrito, se forma un estanco limitado aguas arriba por el cimacio, lateralmente por las paredes sinétricas, el piso es horizontal y en el extremo aguas abajo de éste se tiene un pequeño bordo normal al eje del vertedor denominado sección de control porque aparentemente se pretende que encima de él se dé la condición crítica de escurrimiento, la realidad es que el tirante crítico ocurre por lo regular un poco aguas abajo del bordo, encima de lo que se conoce como lavadero; consistente en una plantilla plana con pendiente y de ancho variable que nace tangente a la curva que forma la corona del citado bordo y todo porque se busca que el régimen lento se prolongue un poco aguas abajo de la sección de control, esto no es un error ni casualidad ya que, quien diseñó este tipo de vertedores colocó el bordo para ayudar conjuntamente con el estrechamiento de las paredes y la horizontalidad del piso, a la formación del salto hidráulico al pie del cimacio y la permanencia del régimen lento en una zona en donde se propiciarían los estrechamientos más importantes de la vena líquida para evitar la formación de ondas estacionarias, que de no haberlas evitado producirían efectos de sobre elevación de agua en las paredes aguas abajo de la zona en que se hubieran generado, con la consecuencia adicional de tener un

ocurriamiento irregular hacia aguas abajo. En resacas sueltas, con el vertedor de abanico se logran grandes ventajas económicas aprovechando los fenómenos hidráulicos, esto es, cuando por razones de funcionamiento de vaso y tránsito de avenidas se requiera un gran desarrollo de longitud de vertido y se disponga de una área de topografía relativamente plana por donde se pudieran verter las excedencias de un vaso, se recomienda la construcción de un vertedor de abanico, que en principio logra reducir en forma considerable el ancho inicial de vertido, haciéndolo con volúmenes de excavación relativamente pequeños y logrando un funcionamiento hidráulico muy regular, con una entrega de los gastos muy uniforme; lo que es ideal porque de esa forma se pueda proyectar adecuadamente la estructura disipadora de energía.

Con todo esto se ha despertado el interés por profundizar en los estudios acerca de esta estructura vertedora. A la fecha se tienen algunos criterios de diseño que son confusos y muy limitados en cuanto a abarcar prácticamente todas las posibles combinaciones lógicas de gasto y longitud de vertido, ya que, aunque se propone una tabla (ver tabla 2.1) en donde se dan un buen número de combinaciones de gasto y longitud de cresta, complementados con todos los datos geométricos del proyecto, se ha podido demostrar que todas esas combinaciones se reducen a "una", empleando teoría de escalas. De aquí que la profundización de los estudios se pretende orientar hacia esa generalización descrita, pero además, se buscará proponer

criterios teóricos para diseñar abanicos sin necesidad del modelo hidráulico correspondiente para obtener un funcionamiento hidráulico óptimo, es decir en el presente cuando se determina construir un vertedor de abanico se procede al diseño con los criterios existentes, se prueba luego mediante un modelo hidráulico y hasta después de hacer los ajustes y modificaciones pertinentes en el modelo se obtienen los planos de diseño definitivos para la construcción del prototipo. Por todo esto se pierde tiempo y se invierte una fuerte suma de dinero, con los nuevos criterios de diseño se eliminaría el modelo y todo se reduciría al proyecto, con la ventaja adicional de que éste podría realizarse empleando un mínimo de tiempo.

Hablando del contenido de cada uno de los capítulos de esta tesis se comenta lo siguiente: el capítulo V es más que nada el análisis de resultados que se obtuvieron con las pruebas realizadas, así como las conclusiones y comentarios en general de todo el trabajo de investigación, en el penúltimo capítulo (Modelo hidráulico) se presentan los objetivos del trabajo experimental, las estrategias a seguir para alcanzarlos, así como una reseña de los experimentos realizados para comprobar las hipótesis, rangos y fórmulas empleadas en el nuevo diseño propuesto. También se incluye la descripción del dispositivo experimental y del equipo usado (generalmente con fotografías), así como el proceso constructivo del modelo, todos los detalles del mismo se mencionan en el citado capítulo. El capítulo III se refiere única y exclusivamente al método que se

propone, que incluye: tablas, gráficos, programas, premisas para eliminar la construcción del modelo del vertedor y en general todos los detalles para el buen funcionamiento hidráulico de la obra proyectada. En el capítulo II se exhibe un panorama que fué lo más amplio posible, sobre el método existente para diseñar las obras que se discuten, además de los conceptos fundamentales que se relacionan con el estudio de obras de excedencias así como un pequeño análisis del mismo.

CAPITULO II. PRESENTACION Y ANALISIS DEL DISEÑO EXISTENTE

2.1 ANTECEDENTES

En este capítulo tratarán de presentarse las ideas existentes, que en forma por demás confusas y desordenadas, han servido para apoyar el diseño de los vertedores de abanico. Cabe decir, sin embargo, que no por este comentario se debe entender que las ideas son malas, por el contrario, tienen una utilidad extraordinaria, están llenas de originalidad e ingenio y compendian una enorme experiencia en la observación, a través de modelos hidráulicos, de todos los fenómenos hidráulicos y todo

tipo de estructuras vertedoras, con especial atención y entusiasmo al vertedor de abanico. Es justo señalar que todo el trabajo motivado de esta tesis se ha apoyado en esas ideas y solo pretende aclararlas, ordenarlas y darles una generalización tal que, como ya se señaló en el capítulo anterior, permitan propiciar un diseño que no requiera construcción de modelo hidráulico. Esto último viene siendo el tema central de la tesis. Por lo demás, las ideas a las que se ha hecho referencia aparecieron publicadas en la revista "Ingeniería Hidráulica en México", en el año de 1956, bajo el título "vertedores de abanico" y su autor es el Ing. Salvador Ulloa Ortiz. Como puede verse, han transcurrido muchos años desde la aparición del criterio de diseño de estos vertedores, y aunque prácticamente es muy complicado, no ha habido avances significativos para mejorarlo ya que, si bien es cierto, en algunos países se ha intentado, la revisión de los trabajos muestra un estancamiento total.

2.2 DISEÑO DE VERTEDORES EN ABANICO (Ing. Salvador Ulloa Ortiz)

En el año de 1952, el Departamento de Proyectos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos diseñó los vertedores de las Presas Mecúzani, Son., y Miguel Hidalgo, Sin.

En el Laboratorio Hidráulico del Departamento de Ingeniería Experimental de la S.R.H. la dirección de la construcción y los ensayos de los modelos hidráulicos de dichos vertedores estuvo a cargo del Ing. Salvador Ulloa, llegando a resultados que se apartaban considerablemente de los que hasta la fecha se habían obtenido en otros diseños de modelos hidráulicos.

Como se consideró de interés para futuros diseños los datos que se obtuvieron en estos modelos y en el del Vertedor de la Presa Huaya, Sin., se da aquí una breve exposición de ellos.

2.2.1 IDEA GENERAL SOBRE VERTEDORES

Como se sabe, los vertedores de excedencias son uno de los elementos indispensables de las presas, se proyectan generalmente considerando la avenida máxima probable que pueda ocurrir en 10000 años.

En todo proyecto de presas hay que hacer estudios comparativos para saber qué tipo de vertedor es más conveniente, si uno de abanico, uno de canal lateral, uno de compuertas, etc.

2.2.2 - ELEMENTOS DE UN VERTEDOR DE ABANICO

Un vertedor de abanico es aquel que tiene la forma de dicho dispositivo.

Los elementos que constituyen un vertedor de abanico son: el canal de acceso, el cizacio, el colchón, la sección de control, los arcos del abanico, la transición, el canal de descarga, el canal de salida y el dissipador de energía (ver figura 2.1).

Todos ellos, con excepción del canal de acceso y el canal de salida, están revestidos con concreto. En el canal de acceso sólo los taludes en una longitud de 50m, medidos a partir de los puntos donde se unen con los extremos de los arcos del cizacio, tienen revestimientos de concreto para evitar que la corriente los destruya rápidamente.

Para el diseño de estas partes se considera lo siguiente:

a) Utilizar cizacios de altura mínima para que la corriente caiga con la menor energía posible y que sea más fácil disiparla en el colchón, y al mismo tiempo obtener el medio para calcular esa altura.

b) Encontrar que la sección de control es esencialmente un vertedor y el colchón un vaso de almacenamiento sumamente pequeño.

c) Dar a la sección de control vertedora la forma de línea recta, con la que se facilita notablemente el diseño y la construcción de la transición.

d) El colchón requiere las mínimas excavaciones y se utiliza toda su área para disipar la energía de la corriente.

e) Inventar un pequeño bordo de sección de arco de círculo, colocado en la sección de control vertedora.

f) Determinar la forma y dimensiones que deben tener los arcos del abanico, para que la sección de control quede situada correctamente, y la corriente salga fácilmente.

g) Reducir al mínimo las excavaciones en la transición y en los canales de descarga y salida.

h) Determinar que es indispensable que se cumplan varias relaciones entre las longitudes de: la cresta del cimacio, la sección de control vertedora, el ancho de la transición en el centro de su longitud y el ancho del canal de descarga.

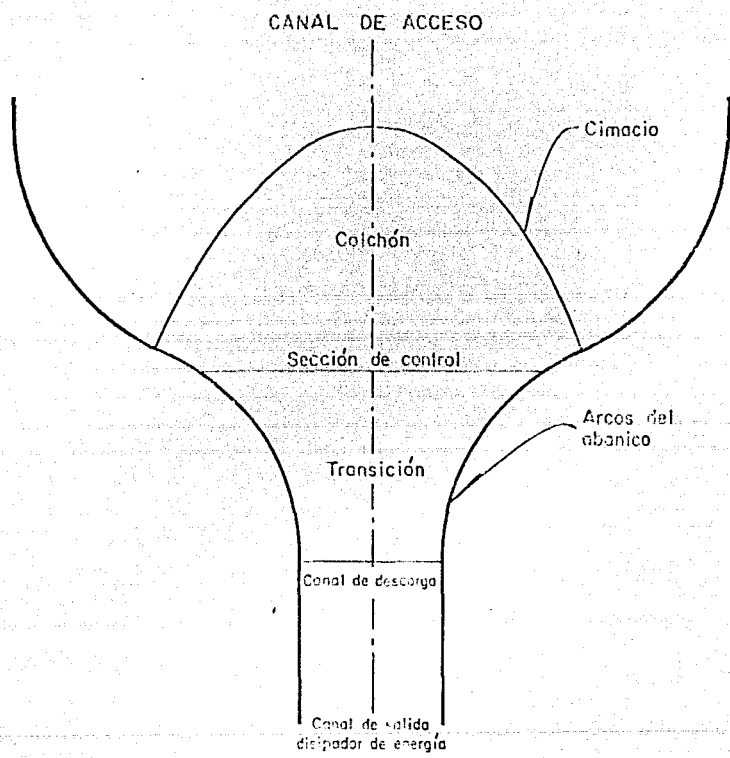


Fig. 2.1 ELEMENTOS DEL VERTEDOR EN ABANICO

CANAL DE ACCESO

La corriente debe entrar al cimacio en las condiciones más favorables, es decir, libremente en toda su longitud y en dirección normal en todos sus puntos, ya que si cerca del cimacio hubiera cerros, obligarían a la corriente a entrar a él, en dirección desviada en algunos sitios, y además se formarían zonas de aguas muertas, o sea zonas sin corriente. Si todo el cimacio no funcionara eficientemente, la consecuencia sería un aumento de la carga hidráulica, lo que indudablemente no puede aceptarse, porque se reduce el bordo libre y se tiene el peligro de que la corriente derrame sobre la cortina, o hay necesidad de aumentar la altura de esta, lo cual es costoso y no se logra un mayor almacenamiento, ya que este gasto no se almacena, sino que sale por el vertedor. El canal de acceso se construye para lograr que la corriente entre al cimacio en las condiciones más favorables posibles como ya se había mencionado.

La longitud del canal de acceso debe ser tal que en una distancia de 250 a 300m hacia aguas arriba del punto medio del arco central del cimacio, no haya elevación mayor que la plantilla del canal de acceso.

La plantilla del canal de acceso se encontrará a 2.00 ó 2.50m abajo de la cresta del cimacio. Los anchos del canal de acceso se pueden proponer con ayuda de la tabla anexa 2.1

CIMACIO

El cimacio es un arco por el que se derrama el agua excedente de la presa.

A este arco se le dá un perfil Creager (ver figuras, 2.2 y 2.3), con el objeto de que la corriente se pegue siempre al concreto, evitando así las cavitaciones que rápidamente lo destruirían.

Un poco antes de que el perfil Creager del cimacio alcance al colchón se le cambia su curvatura y se le remata con un arco de circunferencia que es tangente al perfil y al colchón, para disminuir el impacto de la corriente. En planta el cimacio está formado por tres arcos circulares, uno de ellos central y los otros dos simétricamente colocados a los lados (forma de un arco apuntado).

En la tabla anexa 2.4 se dan dimensiones de dichos arcos para cualquier número de vertederos.

Un factor importantísimo en el funcionamiento del vertedor es el gasto unitario que pasa por la cresta del cimacio (o sea el gasto por metro de longitud de cresta). La longitud de cresta del cimacio se calcula con la muy conocida fórmula:

$$L = Q / \{ C H^{3/2} \} \quad (2.1)$$

Generalmente el valor del coeficiente C está comprendido entre 1.00 y 2.00.

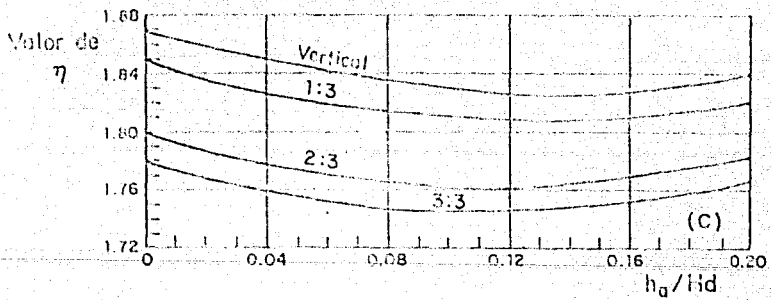
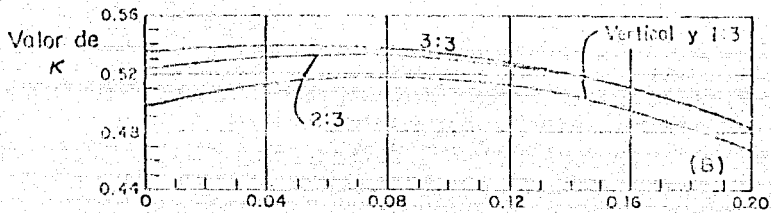
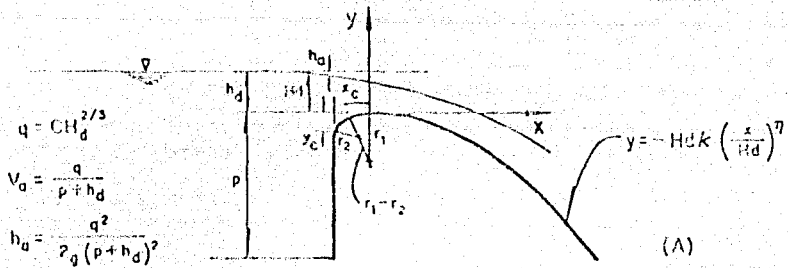


Fig. 2.2 Valores de K y η para taludes aguas arriba de cualquier inclinación y velocidad de llegada considerable.
 (Ref. 3)

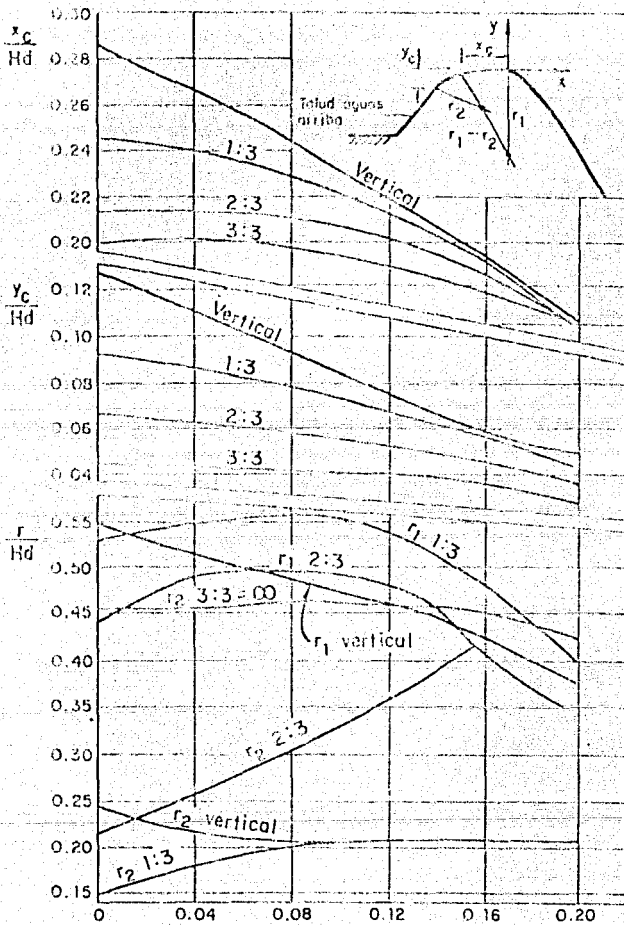


Fig. 2.3 Valores de x_c , y_c , r_1 y r_2 para los taludes agudos abajo de cualquier inclinación y velocidad de llegada considerable (ref. 3)

Las dos gráficas anteriores (2.2 y 2.3) son la esencia del cálculo del perfil de cimacio, entre los que se encuentra el perfil tipo creager.

Para el cálculo de este último se entra a las gráficas con la relación $h_a/h_d = 0$ porque para estos tipos de perfiles no se considera la velocidad de llegada esto es $h_a = 0$ (ver fig.2.2) y así se obtienen los valores X_c , Y_c , r_1 , r_2 , K y H que simplemente hay que sustituir en las ecuaciones del vertedor, mencionadas también en la fig.2.2.

Calculando la altura del cimacio. Para facilitar los cálculos sin perder por ello la exactitud de los resultados, se hacen varias hipótesis:

- 1) Que la sección del cimacio tiene forma rectangular. En realidad la sección es curva y los lados son inclinados. El error de no considerar los taludes es pequeño, porque la sección es muy alargada y la altura es pequeña.
- 2) Que la corriente cae del cimacio libremente, sin velocidad de llegada. Desde luego que la corriente si tiene velocidad de llegada; pero es pequeña, porque el canal de acceso tiene una sección muy amplia y una pendiente nula.
- 3) Despreciar las pérdidas por fricción, que son pequeñas, puesto que es muy corta la distancia del cimacio que recorre la corriente.

4) Suponer que el caudal, la sección donde se forma el salto hidráulico, es rectangular. También que la sección es curva y los lados son inclinados; pero el error que se comete es pequeño, porque la sección es también muy alargada.

El procedimiento del cálculo de la altura es el siguiente:

DATOS: el gasto (Q) y la longitud de cresta (L)

Se calcula la carga con:

$$H = \{Q/(CL)\}^{2/3}$$

Suponer un tirante antes del salto d_1 y una altura de cisado "a" utilizando para esto la tabla anexo 2.2.

La velocidad que de una altura "a" cae d_1 con una velocidad igual a:

$$v_1 = \sqrt{2ag}$$

Dividiendo el gasto Q entre esta velocidad, se obtiene el tirante antes del salto. Si este valor no resulta igual al tirante supuesto d_1 , se hace un nuevo ensayo: se supone otro tirante d_1 y se repite las operaciones indicadas anteriormente, hasta lograr un tirante igual al supuesto.

Luego se calcula el tirante conjugado después del salto, utilizando la fórmula :

$$d_2 = -d_1/2 + \sqrt{2d_1^3 v_1^2 / g + d_1^2 / 4}$$

Si este tirante d_2 resulta distinto de la altura del cisado, se aumenta o disminuye esta altura y se repiten las operaciones

anteriores, hasta lograr que el tirante conjugado mayor d_2 y la altura del cimacio sean iguales.

Por último, se reduce la altura del cimacio en 20% y este es el valor definitivo.

SECCIÓN DE CONTROL

La sección de control es la línea que limita el colapso y la transición. En esta sección la corriente tiene el mismo contenido de energía específica y se forma el tirante crítico.

Se debe colocar a una distancia de 3 a 5m aguas abajo de los puntos extremos de los arcos del cimacio, y cumpliendo las siguientes relaciones que son esenciales:

$$\frac{\text{La longitud de la cresta del cimacio}}{\text{La longitud de la sección de control vertedera}} = 1.0 \text{ a } 1.3.$$

$$\frac{\text{Ancho de la transición en el centro de su longitud}}{\text{Longitud de la sección de control vertedera}} = 0.53$$

$$\frac{\text{Longitud de la sección de control vertedera}}{\text{Ancho del canal de descarga}} = 2.0$$

Esta última relación nunca será igual a 1.0, o sea que la sección de control vertedera nunca se colocará en el principio del canal de descarga, porque la consecuencia será siempre cimacios excesivamente costosos. Evidentemente también los valores próximos a 1.0 son malos.

También se colocará en la sección de control un pequeño bordo de sección circular de altura de 40 a 60cm., de cuya parte superior comienza la plantilla de la transición.

COLCHÓN

El colchón forma un plano horizontal, y en él debe disiparse la mayor cantidad posible de la energía de la corriente que cae del cimacio.

El medio más efectivo para lograrlo es obligar a la corriente a formar el salto hidráulico. Pero este salto debe formarse correctamente: al pie del cimacio y de tal manera que el tirante conjugado después del salto cubra perfectamente al tirante conjugado antes del salto, y nunca en la forma de salto repelido o salto ondular, porque entonces no se disipa correctamente la energía de la corriente.

Además, de esta manera se obtiene mayor economía, pues se reduce la zona del colchón que debe tener espesor suficiente para resistir el impacto de la corriente (generalmente ese espesor es de 60cm.) y el resto del colchón se le da un espesor menor (generalmente 30cm).

ARCOS DEL ABANICO

Los arcos del abanico, que generalmente son circulares o elípticos, limitan lateralmente el colector y la transición.

Pueden ser curvas obtenidas experimentalmente en los modelos hidráulicos, a las que siempre es conveniente substituir por una curva circular compuesta, para tener mayor sencillez en la construcción.

Los arcos del abanico jamás se estrecharán demasiado, porque entonces ya no dejan ninguna posibilidad para que la sección de control vertedora tenga la longitud y la localización correcta.

Cuando la sección de control vertedora está bien diseñada, tanto en longitud como en localización, los arcos del abanico no pueden estrecharse defectuosamente en su parte inicial; pero también es indispensable que después tampoco se estrechen demasiado para no dificultar la salida de la corriente por la transición.

En la tabla anexa 2.2 pueden verse los valores de dichos arcos.

TRANSICIÓN

La transición es la zona comprendida desde la sección de control hasta el principio del canal de descarga.

Lo anterior puede expresarse en otra forma: la transición es la parte inicial del canal de descarga que tiene un ancho que va disminuyendo desde la longitud de la sección de control, hasta

el sitio donde el ancho del canal es ya uniforme, o sea donde sus lados son ya líneas paralelas. Su pendiente siempre es muy superior a la crítica, generalmente de 0.05 a 0.06, para poder desalojar rápidamente la corriente, evitando que se abogue el caudal o que aumente la carga sobre su cresta. En ocasiones en la parte final de la transición se puede disminuir la pendiente a 0.04, con el objeto de reducir las velocidades de la corriente.

Los taludes dependen de las características geológicas del sitio del vertedor pero generalmente varían entre 0.5:1 y 1:1. La altura teórica del revestimiento de concreto se obtiene para el gasto máximo calculando los tirantes mediante el teorema de Bernoulli, y agregándole después el bordo libre, que es de 1.0 a 1.50m.

CANAL DE DESCARGA

La función del canal de descarga es la misma que de la transición, o sea, desalojar rápidamente la corriente, por las razones ya explicadas. También tiene una pendiente muy superior a la crítica, generalmente de 0.05 a 0.06; pero en ocasiones tiene dos pendientes: una de 0.05 a 0.06 en determinada longitud de su parte inicial, y luego otra de 0.03 a 0.04 en su parte final, con objeto de disminuir las velocidades para que haya menos peligro de erosión en el canal de salida. Los taludes del canal de descarga por estética son iguales a los de la

transición a igual que la altura teórica de revestimiento. Después se le agrega el bordo libre, que, como se dijo, varía entre 1.0 y 1.5m. Otra forma de obtener esta altura del revestimiento es en base a ensayos cuando el modelo está funcionando a "Q" máximo.

CANAL DE SALIDA

El canal de salida es la prolongación del canal de descarga; se utiliza para conducir la corriente hasta el río, o hasta sitios lejanos de la presa, para evitar todo peligro de crecén. No tiene revestimiento de concreto; tiene la misma sección que el canal de descarga, y su pendiente es pequeñísima o nula.

La corriente sale del canal de descarga con muy grande velocidad, gran energía e intenso poder erosivo. Cuando el terreno donde se encuentra el canal de salida y el inmediato a él, consisten en material de mala calidad, hay necesidad de protegerlos para evitar que la corriente al irles erosionando ponga en peligro la seguridad de la presa.

DISIPADORES DE ENERGÍA

La corriente sale del canal de descarga con muy grandes velocidades y con intenso poder erosivo. Evidentemente un factor fundamental en cada proyecto es la clase de materiales que constituyen el terreno donde se construye el vertedor.

Cuando la roca no es de buena calidad, y necesidad de protegerla; según el autor de este método, la forma más eficiente para disipar la energía de la corriente es la construcción de un colchón en el extremo del canal de descarga y obligar a la corriente a formar el salto hidráulico. Pero también existen otros dispositivos para el mismo objetivo como son: la construcción de muros llenos o dentados, escalones y deflectores también llenos o dentados etc.

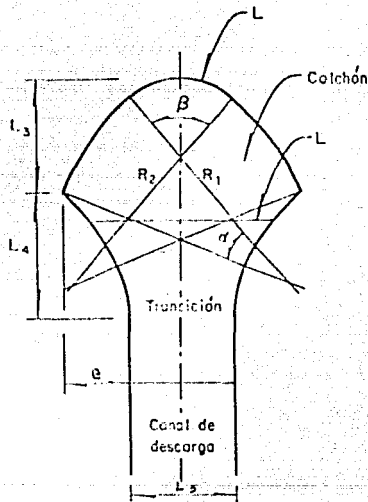
2.3 DISEÑO DE VERTEDORES EN ABANICO BAJO OTRAS IDEAS COMPLEMENTARIAS.

Existe en la bibliografía (manual de diseño de obras civiles CFE A2.10) otra idea de diseño de vertedores de abanico pero basadas totalmente en los resultados obtenidos por el Ing. Salvador Ulloa Ortiz del que ya se dió referencia. Esta forma de diseñar consiste en suponer como datos el gasto (Qd) y la longitud de cresta del vertedor (L). Con estas dos constantes se obtiene la relación L/H, donde $H = \{Q/CL\}^{2/3}$ y así entrar a la figura 2.5 para encontrar directamente las dimensiones del vertedor cuyas variables son; R2, L2, L3, L4, L5, h, α , β , y el R1 se obtiene de la fórmula $R1 = \{28.65L - 0.5\beta\}/\alpha$, el nombre o significado de cada una de estas variables se ejemplifica en la figura #2.4 .

La posición y ancho de la sección de control quedan determinadas por los valores L2 y La para una transición con taludes 1:1, si

el ancho de plantilla deseado en el canal de descarga es diferente al L_5 encontrado, debe modificarse la dimensión L_4 procurando respetar la forma de la transición.

Si la condición topográfica no permite una altura h de cimacio igual a la determinada por las gráficas, las condiciones geométricas anteriores no son aplicables.



- L ; longitud de la cresta [m]
- R_2 ; radio del arco central de la cresta [m]
- β ; ángulo total del arco central [grados]
- R_1 ; radio de los arcos laterales de la cresta [m]
- α ; ángulos laterales [grados]
- L_2 ; ancho de la secc. de control
- L_3 ; distancia horizontal de la cresta a la secc. de control
- L_4 ; distancia de la sección de control al final de la transición [m]
- S ; pendiente
- H ; carga máxima sobre la cresta vertedora [m]
- a ; altura del cimacio [m]
- e ; ancho de la transición [m]

PRESA	L/H	R2/L	β	R1/L	α	L2/L	L3/L	L4/L	L5/L	h/H
A. L. M.	23.7	.272	67	.763	24	.487	.342	.434	.219	1.1
Mocuzari	53.8	.197	80	.952	20	.467	.385	.530	.273	1.2
Miguel Hgo.	65.8	.218	80	.568	32	.544	.348	.340	.223	1.3

Fig. 2.4 GEOMETRIA DEL VERTEDOR EN ARANICO Y ALGUNAS RELACIONES USADAS EN PRESAS DEL PAIS (REF. 3)

Estas ideas planteadas anteriormente fueron realizadas en base a la experimentación elaborada por el Ing. Ulloa en los vertedores de las presas de Mocúzari, Son., Miguel Hidalgo, Sin., y A.L.M. Lo que se realizó fue lo siguiente; como en los vertedores de las presas antes señaladas se logró un funcionamiento correcto, se consideró tomarlas como base para elaborar una serie de curvas que dieran directamente la geometría del vertedor esto es; obtener relaciones en función de la longitud de cresta (L) de cada uno de los vertedores antes mencionados y así cada punto de cada relación unirlo con su homólogo del otro vertedor, teniendo como resultado la fig. 2.4

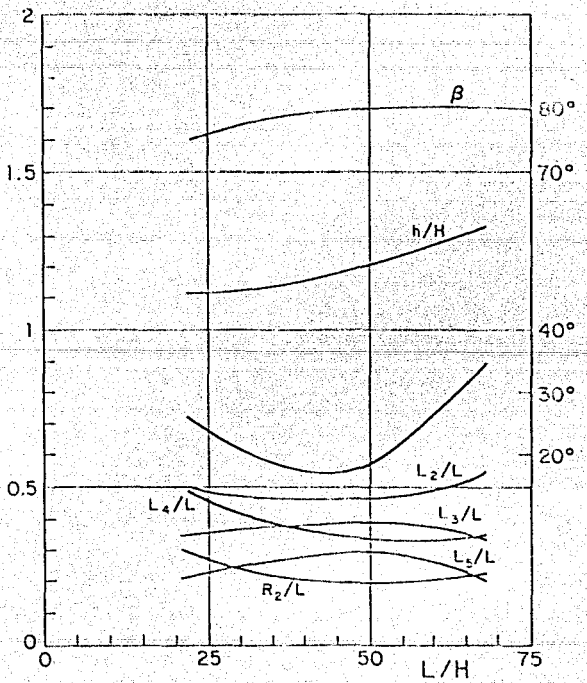


Fig. 2.5 RELACIONES DE R_2/L , L_5/L , L_4/L , L_3/L , L_2/L , h/H PARA LA GEOMETRIA DE UN VERTEDORE EN ABANICO (REF. 3)

2.4 COMENTARIOS

Por lo que toca al método inicialmente propuesto por el Ing. Ulloa, resulta materialmente imposible lograr una geometría cerrada en una primera selección de las dimensiones, deberá procederse por tanteos para lograr el cierre, pero esto es una ardua tarea. Si por otra parte, se hace referencia a la tabla 2.1, en donde supuestamente se resumen las ideas enunciadas, después de una exhaustiva revisión podrá verse que la tabla no es otra cosa más que un solo vertedor base, mediante el cual y cambiando escalas se logra el total de combinaciones que se presentan; ésto según puede verse, resulta una limitación prácticamente total ya que sería una verdadera casualidad tener una combinación de gasto y longitud de cresta equivalente a alguno de los valores propuestos. Aunado a todo lo comentado está el hecho de que cualquier estructura resultante deberá ser sometida a la prueba de funcionamiento, mediante la construcción de un modelo hidráulico, lo cual hasta la fecha, por necesidad y falta de ideas, ha sido lo normal. Cabe comentar que ha sido muy grande el número de estructuras de este tipo que se han proyectado y en su inmensa mayoría se ha pretendido seguir los lineamientos del Ing. Ulloa, sin embargo, es lamentable decirlo que sólo en contadas ocasiones se ha dado el caso que la estructura proyectada de origen tenga un funcionamiento razonablemente aceptable, en la inmensa mayoría de casos, ha sido necesario realizar modificaciones para lograr un buen

funcionamiento.

Por lo que respecta a las últimas ideas para el diseño de vertedores de abanico, consistentes en las gráficas que relacionan las diferentes longitudes y ángulos, cabe decir que fue el resultado de vaciar los valores correspondientes, de tres estructuras (presas de Mocúzari, Miguel Hidalgo y A.L.M.) que se ajustaron a un buen funcionamiento, partiendo de las ideas del Ing. Ulloa, haciendo pasar curvas por los tres puntos correspondientes. Por supuesto, esto no tiene ningún rigor y quizá lo que se pretende es proponer algún valor de cada magnitud característica para ensayar con ella inicialmente, con el afán de lograr una geometría cerrada de la estructura, sin embargo, a todo esto se le ve poco sentido y cabe añadir que en el momento de lograr, tanteando, una geometría cerrada, el paso inmediato sería la construcción del modelo hidráulico que permitiera ver y corregir en su caso, el funcionamiento hidráulico de lo que se proyectó.

TABLA 2.1 PARA PROYECTAR LOS ELEMENTOS DE LOS VEREDORES

gasto a m/a	long. cresta (m)	q m ³ /s	ancho canal de acceso (m)	CIMACIO			SECCION D CONTROL	
				altura (m)	radio2 (m)	radio1 (m)	localiza cion.	longitud (m)
20100	428.0	40.9	567.0	8.98	107.73	287.94	0+177.47	273.07
18970	403.0	39.2	550.0	8.03	104.50	278.72	172.15	264.88
17300	466.0	37.0	533.0	8.38	101.27	270.11	166.93	256.69
15970	484.0	35.1	517.0	8.11	98.13	261.75	161.67	248.75
14700	440.0	33.41	500.0	7.82	95.00	253.98	156.50	240.80
13550	425.0	31.88	484.0	7.37	91.84	245.62	151.34	232.85
12200	410.0	30.20	466.0	7.30	88.54	236.15	146.06	224.43
10110	344.0	26.80	431.0	6.73	82.37	219.68	135.68	209.774
8500	324.0	24.25	400.0	6.33	76.90	202.70	125.20	192.64
6600	322.0	21.45	367.0	5.78	69.64	185.73	114.72	178.91
5980	308.0	19.42	350.0	5.44	66.50	177.37	109.55	169.56
5340	293.0	18.22	333.0	5.21	63.27	168.75	104.23	160.37
4150	254.0	15.72	300.0	4.73	57.00	152.03	93.50	144.40
3010	234.0	12.87	267.0	4.14	50.64	135.05	81.42	128.35
2190	205.1	11.22	234.0	3.78	44.37	118.33	73.81	112.45
1814	190.5	9.52	217.0	3.4	41.14	109.72	67.77	104.27
1507	175.8	8.57	200.0	3.17	38.00	101.35	62.60	96.32
1200	161.4	7.42	184.0	2.93	34.87	92.99	57.44	88.37
950	146.5	6.50	167.0	2.66	31.64	84.38	52.11	80.19
721	132.0	5.47	150.0	2.36	28.50	76.02	46.95	72.24
534	117.2	4.56	134.0	2.10	25.37	67.65	41.79	64.29
387	102.7	3.77	117.0	1.86	22.14	59.04	36.46	56.11
234	87.9	3.00	100.0	1.61	19.00	50.67	31.30	48.16
223	82.0	2.72	93.0	1.52	17.74	47.31	29.22	44.96
166	73.2	2.27	83.0	1.32	15.84	42.24	26.09	40.14
95	58.6	1.62	67.0	1.04	12.67	33.80	20.88	32.12
73	52.8	1.40	60.0	0.99	11.40	30.41	18.79	28.89
47	44.0	1.08	50.0	0.84	9.50	25.34	15.65	24.08
17	29.3	0.58	33.0	0.54	6.37	16.90	10.44	16.13

TABLA 2.2 CONTINUACION DE LA TABLA 2.1

gasto Q (m ³ /s)	long. de transi- ción (m)	A B A N I C O				ancho de canal de salida (m)
		1º ARCO 30°		2º ARCO 42° 30'		
		Est.	radio 3 (m)	Est.	radio 4 (m)	
20100	170.51	0*263.2	101.83	0*347.9	227.26	113.4
18970	165.40	255.3	98.78	337.5	220.44	110.0
17300	160.22	247.5	95.70	327.1	213.69	106.6
15970	155.36	239.0	92.76	317.0	207.01	103.3
14700	150.36	237.1	89.80	306.7	200.40	100.0
13550	145.40	231.7	86.84	296.7	193.79	96.7
12390	140.14	216.3	83.69	286.0	186.77	93.2
10210	130.37	201.3	77.06	266.1	173.74	86.6
8500	120.29	185.7	71.94	245.5	160.32	80.0
6890	110.22	170.2	65.92	224.9	146.69	73.3
5990	105.25	162.5	62.86	214.8	140.28	70.0
5340	100.14	154.6	59.80	204.4	133.47	66.6
4850	99.22	150.3	58.88	184.1	120.24	60.0
3610	80.14	123.7	47.86	169.6	103.81	53.3
2190	70.22	108.4	41.94	149.3	93.59	46.7
1814	65.14	100.5	38.88	142.9	86.77	43.3
1507	60.15	92.85	35.92	122.7	60.16	30.0
1200	55.10	85.2	32.96	112.7	73.55	36.7
950	50.07	77.2	29.90	102.2	66.73	33.3
721	45.11	69.6	26.94	92.1	60.12	30.0
534	40.15	62.0	23.98	81.9	53.51	26.7
387	35.04	54.1	20.92	71.5	46.70	23.3
264	30.07	46.4	17.96	61.4	40.08	20.0
223	28.07	43.3	16.77	57.3	37.12	18.7
166	25.07	38.7	14.97	51.2	33.41	16.7
95	20.06	31.0	11.98	40.9	26.73	13.3
73	18.04	27.9	10.78	36.8	24.05	12.0
47	15.04	23.2	8.99	30.7	20.04	10.0
17	10.07	15.6	6.02	20.6	13.45	6.7

TABLA 2.3 RELACIONES DE GASTOS UNITARIOS, CARGAS HIDRAULICAS, ALTURA DE CIMACIOS Y TIRANTES CONJUGADOS.

GASTO UNIT. m ³ /s/m	CARGAS HIDRAULICAS CAS [m]	CONJUGADO MAYOR [m]	ALTURA DE CIMACIO -20% [m]
10.9	7.56	11.09	8.88
39.2	7.42	10.84	8.68
17.0	7.16	10.48	8.38
35.1	6.89	10.14	8.11
19.4	6.68	9.77	7.82
33.8	6.66	9.73	7.79
32.5	6.55	9.56	7.65
32.0	6.48	9.48	7.58
31.9	6.46	9.46	7.57
31.0	6.34	9.31	7.45
30.5	6.28	9.18	7.35
30.2	6.23	9.13	7.30
30.0	6.21	9.08	7.26
29.9	6.20	9.04	7.21
29.0	6.07	8.84	7.07
28.3	5.97	8.73	6.99
26.8	5.76	8.41	6.73
26.7	5.74	8.39	6.71
25.0	5.50	8.09	6.47
24.3	5.39	7.91	6.33
23.0	5.20	7.62	6.10
21.6	4.99	7.28	5.81
21.4	4.96	7.23	5.78
20.0	4.74	6.92	5.54
19.4	4.65	6.80	5.44
18.2	4.46	6.52	5.21
18.0	4.41	6.46	5.16
16.67	4.19	6.13	4.91
16.0	4.08	6.00	4.80
15.7	4.04	5.92	4.73
15.0	3.91	5.70	4.56
13.3	3.62	5.30	4.26
12.9	3.53	5.18	4.14
12.5	3.46	5.07	4.06
11.2	3.22	4.73	3.78
10.0	2.99	4.37	3.50
9.5	2.89	4.25	3.40
8.6	2.70	3.96	3.17
8.00	2.57	3.76	3.05
7.42	2.45	3.66	2.93
7.00	2.35	3.45	2.80
6.50	2.24	3.28	2.66
6.00	2.12	3.10	2.51
5.50	2.00	2.93	2.38
5.00	1.88	2.76	2.24
4.56	1.77	2.63	2.10
4.50	1.75	2.57	2.08
4.00	1.62	2.38	1.93
3.77	1.56	2.32	1.86

CAPITULO III. NUEVO METODO DE DISEÑO

La idea de este método es proponer un nuevo criterio general de diseño hidráulico de vertederos en abanico que pueda emplearse para cualquier combinación lógica de longitud de cresta y gasto; salvando además las enormes desventajas del diseño tradicional, pero apoyándose fuertemente en el mismo, con la enorme ventaja adicional de no requerir modelo hidráulico para lograr un funcionamiento satisfactorio, seguro y confiable.

RAZONAMIENTO GENERAL

Los ángulos de los arcos del cimacio (Ángulo lateral, $\alpha=34^{\circ} 45'$ y ángulo central, $\beta=30^{\circ}$ fig.3.1) se consideran constantes para que la apariencia en planta siempre sea la de un abanico. Considerando lo anterior la longitud de cresta sería:

$$L = 2\alpha R_1 + \beta R_2 \quad (3.1)$$

donde: α , Ángulo lateral = $\pi 34.75/180$ rad.

β , Ángulo central = $\pi 8/18$ rad.

R_1 , radio del ángulo lateral

R_2 , radio del ángulo central

Al graficar los radios R_1 y R_2 que aparecen en la tabla 2.1 se obtiene la figura 3.2 donde se puede observar una relación constante entre estos dos valores, $R_1/R_2 = 2.6671926$ y al sustituir este valor en la ec. 1, dejándola en función de R_2 quedaría:

$$L = 4.6313 R_2 \quad (3.2)$$

Entonces esto quiere decir que fijando la longitud del cimacio "L" se puede obtener la geometría en planta de cualquier cimacio.

Por otra parte con ayuda de la figura 3.1 y algunas funciones trigonométricas fundamentales, quedaría la proyección en la horizontal (L') de los arcos del círculo de la siguiente manera:

$$L' = 2R_2 \cos 50^\circ + R_1 (\cos 15.25^\circ \cos 50^\circ)$$

si a ésta se le sustituye R_1 y se simplifica se tendría;

$$L' = 3.0032472 R_2 \tag{3.3}$$

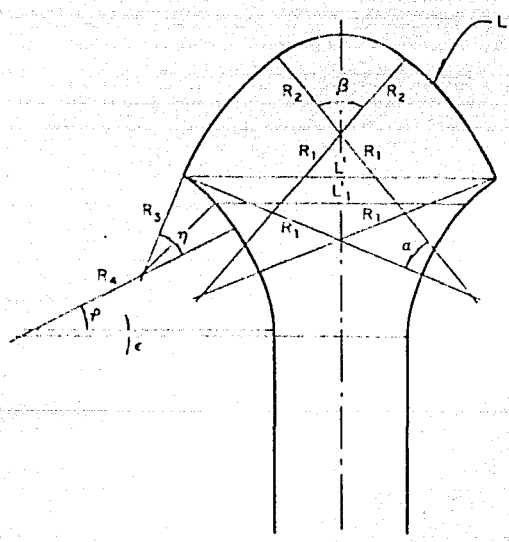


FIG. 3.1

Antes de continuar con la obtención de las fórmulas de diseño cabe comentar que la parte siguiente presentó algunos problemas en la primera tentativa del análisis debido a que se aceptó como válido que los radios R_1 y R_3 fueran normales entre sí como aparentaba el diseño tradicional. Pero con esta premisa al finalizar el análisis se obtienen relaciones entre las diferentes longitudes del vertedor, que no coincidían con el rango recomendado por el Ing. Salvador Ulloa Ortiz (autor del método que se tomó como base) por tal motivo convino revisar otras cosas para tratar de encontrar mejores valores, dando origen a retocar el tema.

Entonces se propuso la revisión de otras relaciones constantes entre longitudes; al analizar la relación longitud de la sección de control vertedera y el radio R_2 con ayuda de la tabla 2.1, se obtuvo: $L'_1/R_2 = \text{long. de la sección de control} / R_2$

$$= 273.967 / 107.73$$

$$= 2.5247350$$

Este valor fue aproximadamente constante para todos los valores L'_1 y R_2 que aparecen en la tabla correspondiente (ref. 1 pag.39) pero aún así se tomó el valor promedio. Al despejar L'_1 de la ecuación quedaría:

$$L'_1 = 2.5247377 R_2 \quad (3.4)$$

También se encontró de la misma forma la relación que existía entre los radios R_4 , R_3 y el ancho del canal de acceso respecto

a R_2 , dando como resultados:

$$R_4 = 2.1094690 R_2 \quad (3.5)$$

$$R_3 = 0.9452660 R_2 \quad (3.6)$$

$$L^V = 5.2631158 R_2 \quad (3.7)$$

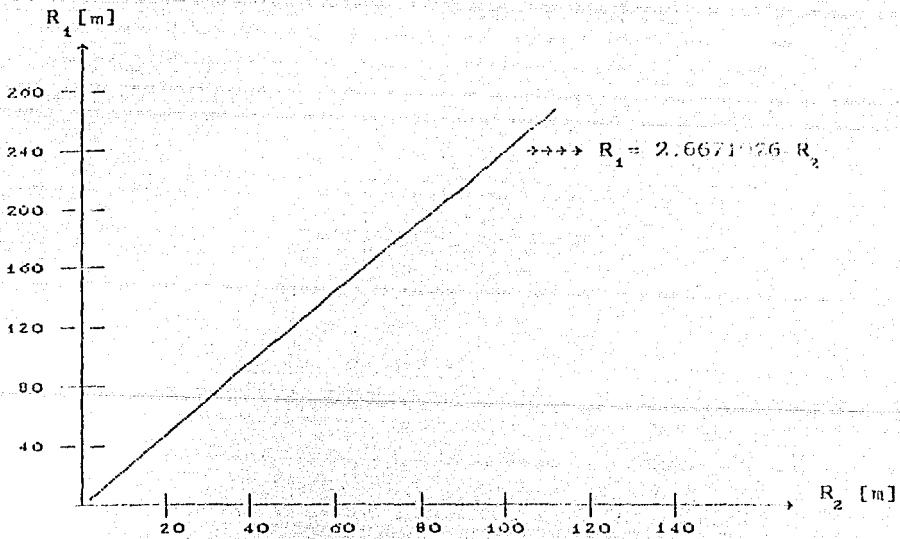


Figura 3.2

Gráfica que ejemplifica la relación de R_1 y R_2 del método tradicional (ref. 1 pag.29)

Después tomado como válida la relación $L_1/L^{III} = 2.4$ (relación de control entre ancho del canal de descarga) del método tradicional, (ref.1 pag.26) se puede despejar L^{III} y obtener la ecuación :

$$L^{III} = 1.056140 R_2 \quad (3.8)$$

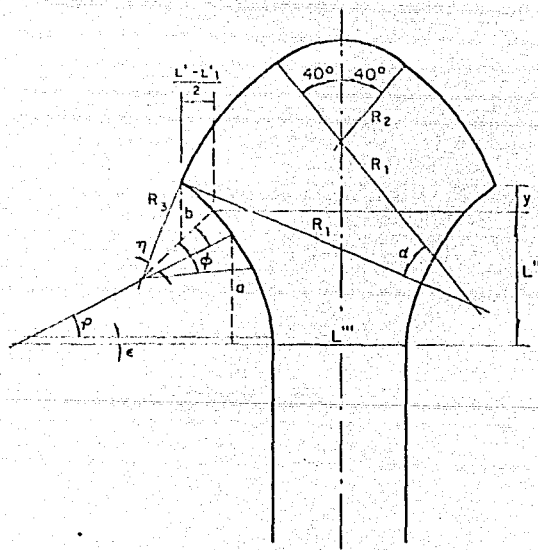


FIG. 3.3 VERTECTOR EN ABANICO (PLANTA)

Por otro lado, con ayuda de la figura 3.3 se puede obtener otra ecuación que defina el ancho del canal de descarga L^{III} , tomando en cuenta que el ángulo que recorre el R_4 y R_3 es de $\Gamma = 42^\circ 30'$ y $\eta = 50^\circ$ respectivamente, es decir poner la longitud L^{III} en función de los ángulos Γ y η se tendría:

$$L^{III} = L^I - 2 (R_3 \cos (42.5^\circ + \varepsilon) - R_3 \cos (30^\circ + 42.5^\circ + \varepsilon) + R_4 \cos \varepsilon - R_4 \cos (42.5^\circ + \varepsilon) + R_4 - R_4 \cos \varepsilon) \quad (3.9)$$

si en esta última ecuación se sustituyen el valor de L^{III} , L^I , R_3 y R_4 tenemos la posibilidad de encontrar por tanteos el valor de ε , que sería: $\varepsilon = 0^\circ 17' 07.8'' = 0.2855^\circ$

después pueda determinarse el ángulo con la horizontal (ϕ) que forma el radio R_3 con el extremo de la sección de control vertedera como se muestra también en la figura 3.3. De esta manera $L' - L'_1 = 3.003247 R_2 - 2.524738 R_2 = 0.468510 R_2$, pero en función de los ángulos correspondientes ésta diferencia sería:

$L' - L'_1 = 2 [R_3 \cos \phi - R_3 \cos (0.2855 + 42.5 + 30)]$, al sustituir los valores conocidos de L' , L'_1 , R_3 y por último despejando el valor de ϕ buscado se tiene:

$$\phi = 57.059446^\circ$$

Ya con lo anterior se puede valuar la distancia vertical "Y" entre el extremo del círculo y el extremo de la longitud de la

función de control verdadera como sigue, $Y = R_3 \text{ sen } 72.7855 - R_2$ con 57.959446, si esta ecuación se pone en función de R_2 nos resulta:

$$Y = 0.1096209 R_2 \quad (3.10)$$

A continuación puede evaluarse la longitud de la transición (L^{II}) con ayuda de la figura 3.3 :

$$a = R_4 \text{ sen } 42.7855^\circ - R_4 \text{ sen } 0.2855^\circ = 1.4223574 R_2$$

$$b = R_3 \text{ sen } 72.7855^\circ - R_3 \text{ sen } 42.7855 = 0.260840 R_2$$

Además, por simple observación se sabe que:

$$L^{II} = a + b - y \quad (3.11)$$

al sustituir los valores correspondientes en la ec.3.11 se tiene:

$$L^{II} = 1.5735806 R_2 \quad (3.12)$$

Para continuar se calculará el ancho de la transición en el centro de su longitud (L^{IV}); pero antes debe de obtenerse el ángulo " γ " que subtende a la mitad de la longitud de la transición. De la figura 3.3 se puede observar que: $L^{IV} = L^{III} + 2 (R_4 \text{ cos } 0.2864^\circ - R_4 \text{ cos } \gamma)$, de donde por trigonometría se sabe que $\gamma = 22.208389^\circ$, entonces, al sustituir valores y dejar todo en función de R_2 queda:

$$L^{IV} = 1.36556 R_2 \quad (3.13)$$

Otra forma que se podría utilizar para obtener la ecuación 3.13 es por medio de la relación que comprobó el autor del método anterior (Ing.Ulloa Ortiz ref.1);

ancho de la transición en el centro de su longitud / Longitud de la sección de control = 0.53, entonces, si se sustituye el valor de la longitud de la sección de control vertedora (cc.4) se tiene que:

$$l^{IV} = 1.35 R_2 \quad (3.14)$$

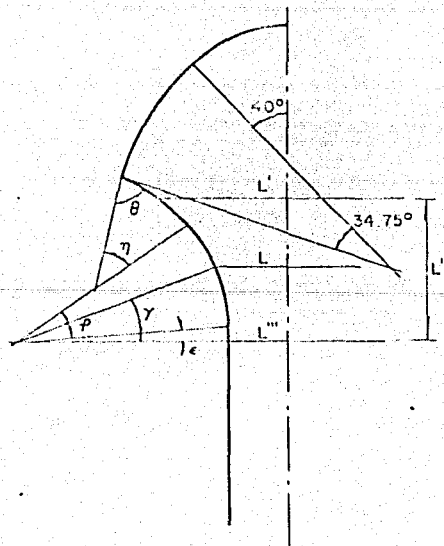


FIG. 3.4 Para ayuda del análisis

Con los datos anteriores y con ayuda del dibujo 3.4 se puede obtener por elevación el valor del ángulo (θ) que forman los radios R_2 y R_4 .

$$\theta = 17.2126174.75 = 91.9626^\circ$$

Por último, si se verifican las relaciones que recomienda el autor del anterior método como son:

$$L/L_1^I = 4.6313 R_2 / 2.5347377 R_2 = 1.827 \quad \text{si cumple}$$

$$L_1^I/L_1^{III} = 2.5347377 R_2 / 1.05614 R_2 = 2.4 \quad \text{bien}$$

$$L^{IV}/L_1^I = 1.36556 R_2 / 2.5347377 R_2 = 0.5387 \quad \text{bien}$$

Con esto se garantiza teóricamente que el vertedor diseñado trabajará bien; afirmación basada principalmente en la experimentación realizada en vertedores de abanico por el Ing. Ulloa (ref. 1) y en experimentación propia que se relaciona en el capítulo IV de esta tesis.

Haciendo un resumen de todo lo expuesto en páginas anteriores el diseño hidráulico del vertedor en planta comprendería los siguientes pasos:

- 1.-teniendo como dato el gasto máximo (este dato se supone con el Análisis en el tránsito de avenidas en el caso) y la longitud de cresta del cisacío (se propone según las necesidades del

vertido y disposición de terreno) se procede a calcular el radio dos (R_2) con la fórmula 3.2,

$$R_2 = 0.46013$$

2. Se deben tomar en cuenta los ángulos constantes de diseño como son:

$$\beta = 10^\circ$$

$$\alpha = 34^\circ 45'$$

$$\theta = 91.9636^\circ$$

$$\eta = 20^\circ$$

$$\Gamma = 42^\circ 30'$$

$$\epsilon = 0.2855^\circ$$

3. Se resuelve la ecuación $R_1/R_2 = 2.6671926$ dando origen al radio del cimacio $R_1 = 2.6671926 R_2$

4. De la misma manera se obtiene el resto de la geometría con las siguientes fórmulas:

$$\text{radio tres; } R_3 = 0.9452695 R_2$$

$$\text{radio cuatro; } R_4 = 2.109469 R_2$$

$$\text{ancho del canal de descarga; } L^{III} = 1.05514 R_2$$

$$\text{longitud de la sección de control; } L_1^I = 2.5347377 R_2$$

$$\text{ancho de la transición en el centro de su long.; } L^{IV} = 1.26556 R_2$$

$$\text{ancho de la transición; } L^{II} = 1.5735906 R_2$$

long. del canal de acceso; $L^v = 5.2631579 R_2$

Respecto al diseño hidráulico del vertedor en elevación lo único que hay que calcular es la altura del cimacio así como la pendiente de la transición y el canal de salida, para esto se consideró lo siguiente.

Suponiendo:

- 1° Que se conoce el gasto "Q"
- 2° Que se conoce la longitud de la cresta
- 3° No hay pérdidas por fricción en el cimacio
para que se garantice esta suposición se debe tomar en cuenta que el perfil del cimacio es tipo creager, diseñado según las especificaciones del Bureau of Reclamation de los estados unidos vistas en el capítulo II
- 4° No hay carga de velocidad en el canal de acceso
esto se supone ya que la longitud del canal de acceso es relativamente muy grande y también proviene de un almacenamiento de grandes dimensiones

Además, se sabe que el gasto que pasa por un vertedor rectangular:

$$Q = CLH^{3/2} \rightarrow H = (Q/CL)^{2/3}$$

- donde; C=coeficiente de descarga
- L=longitud del vertedor[m]
- H=carga del vertedor[m]
- Q=gasto [m³/s]

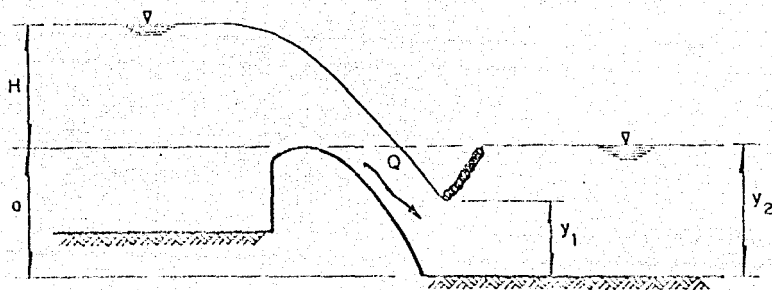


FIG. 3.5 Ayuda del análisis

También según la hidráulica fundamental y el anterior dibujo 3.5 se puede observar que:

$$a + H = y_1 + v_1^2 / 2g \quad (3.15)$$

$$y_2 = y_1 / 2 [-1 + (1 + 8Fr_1^2)^{1/2}] \quad (3.16)$$

$$v_1 = \sqrt{2g(a+H-y_1)} \quad (3.17)$$

$$Fr_1 = v_1 / \sqrt{gy_1} \quad (3.18)$$

$$q = Q / L \quad (3.19)$$

$$v_1 = q / Y_1 \quad (3.20)$$

$$y_2 = a \quad (3.21)$$

Al analizar las siete fórmulas anteriores se puede observar que es factible encontrar una ecuación que determine el valor de la altura del cimacio (a), para esto una ecuación sería:

- se sustituye la ecuación 3.16 en la 3.21, esto es,

$$a = y_1/2(-1 + \sqrt{1 + 8Fr_1^2}) \quad (3.22)$$

- la ecuación 3.17 se sustituye en la 3.18,

esto es,

$$Fr_1 = (2g(a+H-y_1))^{1/2} / \sqrt{gy_1} \quad (3.23)$$

- se sustituye 3.23 en 3.22 ,

$$\text{esto es, } a = y_1/2 \left\{ -1 + (1 + 16(a+H-y_1)/y_1)^{1/2} \right\} \quad (3.24)$$

- por otro lado sustituyendo 3.20 en 3.15 y despejando "a";

$$a = q^2/(2gy_1^2) - H + y_1 \quad (3.25)$$

- por último si se igualan 3.24 y 3.25 se tiene:

$$q^2/(2gy_1^2) - H + y_1 = y_1/2 \left\{ -1 + (1 + 16(a+H-y_1)/y_1)^{1/2} \right\}. \quad (3.26)$$

la incógnita (y_1) de esta ecuación se puede resolver por tanteos y sustituyendola en la ecuación 3.25 arroja como resultado el valor de la altura teórica del cimacio "a". Pero por razones de seguridad y economía se puede y debe reducir dicha altura hasta

Otra forma de calcular la altura del cimacio es por medio de un programa de computadora, evitandose así resolver la ecuación 3.26, con la ventaja adicional que la computadora arroja resultados más precisos que los que se podrían obtener al hacer las operaciones manualmente. A continuación se presenta un programa codificado en Basic para calcular la altura de cualquier cimacio; da las dos soluciones reales de la ecuación 3.26, pidiendo como datos únicamente el gasto máximo y la longitud de cresta del cimacio.

```

10 print "cálculo de la altura del cimacio"
15 input "Q",Q
16 input "L",L
20 C=2: G=9.83: H=20: H=(Q/C/L)^(2/3)
40 A=Q/L : B=0: C=3*H: D=H^2: E=0.5*Q^2/G: F=Q^2*H/G:
    F=Q^4/G^2/4
50 Y=1
60 FOR I=1 TO N
70 K=2*Y^6-B*Y^5+C*Y^4-D*Y^3-E*Y^2+F
80 Z=Y-K/(12*Y^5-5*B*Y^4+4*C*Y^3-3*D*Y^2-2*E*Y)
110 IF ABS(Z-Y) <= 0.001 THEN GOTO 150
120 Y=Z : NEXT I
130 PRINT "NO CONVERGE", "Z=", Z, "y=", y
150 A= Q^2/2/G/Z^2-H*Z : PRINT "A=";A*0.8,"H=";H,"d2=";A,"d1=";Z
170 N=N+1:Y=0.1
180 IF N=2 THEN 220
190 GOTO 60 : END

```

en un veinte por ciento, esto es que la altura de cimacio buscada es igual al valor que da la ec. 3.25 sustituyendo $\mu = 0.8$ es decir $a_1 = a (0.8)$

Debe tomarse en cuenta que la ecuación 3.26 es de sexto grado entonces tiene seis alternativas de solución, por lo tanto teóricamente se tendrían seis diferentes alturas de cimacio. Pero al analizarla con más detalle se puede saber que cuatro de ellas son complejas, por tal motivo se descartan, quedando solamente dos soluciones reales de entre las cuales se escoge la más factible, una forma de conocerla es comparando los dos valores con el tirante crítico y la que resulte mayor será la buscada; otra forma sería la de analizar los tirantes conjugados mayores y menores de cada alternativa y ver los más lógicos.

El cálculo de la altura del cimacio puede resumirse en resolver en orden la siguiente serie de ecuaciones:

a).- $H = (c/CL)^{2/3}$

b).- $q = Q / L$

c).- $q^2 / (2gy_1^2) - H + y = y_1 / 2 (-1 + \sqrt{1 + 8q^2 / (gy_1^3)})$

d).- $a = (q^2 / (2gy_1^2) - H + y_1) / 0.8$

CAPITULO IV

MODELO HIDRAULICO

4.1 NOCIONES

Los modelos ocupan un papel muy importante en las investigaciones de la ingeniería sobre todo cuando son empleados por personas capacitadas y con la experiencia suficiente para evaluar su funcionamiento. En su más amplio sentido vienen siendo una representación simplificada de un sujeto, estado o evento. Entre los cuales puede distinguirse los grupos de modelos similares y modelos no similares; respecto a los primeros, son en los cuales todos los parámetros del modelo exhiben un parentesco a los correspondientes parámetros en el

prototipo (denominado como prototipo a la obra miquina o sistema de terreno natural que se desea estudiar) lo cual es determinado por una o varias escalas (se conoce como escala a la relación que existe entre cualquier magnitud del prototipo y su correspondiente magnitud en modelo, se representa con el símbolo de la variable tratada a la cual se le añade el subíndice e por ejemplo: V_e , C_e , L_e); en los segundos este requisito no es o solo parcialmente es satisfecho (descriptivos o cualitativos).

En la Ingeniería hidráulica son utilizados los llamados modelos hidráulicos, empleados con el fin de verificar, corregir el funcionamiento de los diseños de obras civiles, resolver problemas que no puedan ser atacados en gabinete, obtener fórmulas, crear coeficientes que permitan calificar o cuantificar un fenómeno y ahorrar tiempos al estudiar el comportamiento de un proyecto bajo diferentes condiciones. En general un modelo hidráulico se puede definir como cualquier dispositivo físico que permita estudiar fenómenos hidráulicos por medio de la simulación de procesos de flujo y eventos; los cuales encierran problemas de ingeniería hidráulica e hidrocánica, ya sea que se presenten en la naturaleza o en estructuras proyectadas por el hombre. Además deben cumplir con determinadas leyes de similitud.

Generalmente los modelos hidráulicos se realizan a escala de la naturaleza en el laboratorio pero en algunos casos es usada una escala de modelo 1:1, en estos casos una pieza representativa de

la naturaleza es reconstruida en el laboratorio, donde los procesos de flujo y sus efectos pueden ser investigados bajo condiciones de frontera controlables.

Dependiendo del comportamiento del material del que están hechos las fronteras, al actuar la corriente sobre ellas, los modelos se clasifican como de fondo fijo o fondo móvil. Como una combinación de ambos existen los modelos de fondo fijo con partículas móviles en el fondo que sirven como trazadores; Respecto a los primeros (los de fondo fijo), son aquellos cuya frontera en contacto con el líquido o fluido en movimiento no sufre alteración. Para que cumpla con esta condición se deben construir de mortero, vidrio, lucita o con material granular que no sea capaz de ser movido o arrastrado por el paso del fluido. Este tipo de modelos sirven para estudiar entre otras, problemas de vertedores, caídas, canales, obras de toma, cámara de oscilación y disipadores de energía. Los valores más usuales para la escala de líneas para el estudio en modelos de vertedores de fondo fijo es de $L_e=20$ a $L_e=70$; para los segundos (los de fondo variable o móvil), son aquellos en los que el fluido en movimiento altera o modifica la frontera, ya que es capaz de mover o arrastrar las partículas de que está formada y depositarlas aguas abajo. Se utilizan cuando se estudian fenómenos de erosión principalmente laterales o locales al pie de estructuras, arrastre de sedimentos, sedimentación de material arrastrado, estabilidad de playas o cauces y procesos costeros entre otros.

2.2. CONDICIONES DE SIMILITUD ENTRE MODELO Y PROTOTIPO

Para poder estudiar un fenómeno hidráulico en un modelo se requiere que éste cumpla con tres condiciones de semejanza o similitud: geométrica, cinemática y dinámica. La similitud geométrica de un modelo y su prototipo es alcanzada si todas sus longitudes geométricas L_p del prototipo muestran una relación constante a las correspondientes longitudes en el modelo L_m . Estas relaciones son llamadas número de escalas de longitudes, es decir:

$$L_e = L_p/L_m = \text{constante} \quad (4.1)$$

Refiriéndose a la similitud cinemática se requiere que los eventos dependientes del tiempo procedan siempre en el modelo de manera tal que intervalos de tiempos correspondiente en la naturaleza y en el modelo muestren una relación constante; número de escala de tiempo, esto es:

$$T_e = T_p/T_m \quad (4.2)$$

Respecto a la semejanza dinámica se puede decir que si la relación de la fuerza en cualquier punto de la masa del líquido del prototipo entre la fuerza en el punto correspondiente en el modelo es siempre constante, se dice que si hay similitud dinámica entre el prototipo y el modelo; es decir el número de

escala de fuerza:

$$F_e = F_p/F_n = \text{cte.} \quad (4.3)$$

El requisito clave para modelos hidráulicos semejantes geoméricamente es asegurar la semejanza dinámica, la cual es alcanzada cuando todas las fuerzas actuantes en el modelo son reproducidas en una relación cte. a la naturaleza, es decir:

$$F_e = F_{p_1}/F_{n_1} = F_{p_2}/F_{n_2} = \dots = F_p/F_n \quad (4.4)$$

todas las leyes de semejanza pueden ser derivadas del requisito de la ecuación anterior.

4.3 LEYES DE SEMEJANZA

Las principales leyes de semejanza son tres, los llamados; número de Froude, número de Reynolds y número de Euler. Cuando en un modelo se desea estudiar un fenómeno hidráulico en el que la acción de la gravedad es el factor principal que interviene en el movimiento del líquido, se tiene que cumplir la condición de Froude entre las escalas, en otras palabras, la relación de fuerzas gravitacionales con la reacción inercial tiene que ser la misma entre el modelo y el prototipo, esto es:

$$Fr = v/\sqrt{gL} = \text{reacción inercial / fuerza de gravedad} \quad (4.5)$$

este fenómeno juega un papel dominante en modelos hidráulicos, cuando la influencia de gravedad en comparación con las reacciones inerciales corresponden a un número de Froude muy grande; si uno considera un elemento fluido de densidad ρ con una longitud de referencia L y velocidad de referencia V bajo la influencia de fuerzas viscosas, entonces uno obtiene por análisis dimensional otro número característico de mecánica de flúidos,

$$Re = V L / \nu = \text{reacción inercial} / \text{fuerzas viscosas} \quad (4.5)$$

esta se debe cumplir en aquellos modelos en los que se desea estudiar un fenómeno hidráulico, que dependa principalmente de la viscosidad del fluido. Así número de Reynolds muy pequeño caracterizan a flúidos en los cuales las fuerzas viscosas dominan y las reacciones de inercia son insignificantes; la última condición de semejanza más importante es el número de Euler, que es:

$$Eu = V^2 / (2\Delta P / l) = \text{reacción inercial} / \text{fuerza de presión}$$

Existen otras más relaciones de fuerzas como el número de Weber (relación entre la reacción inercial y fuerzas debidas a tensión superficial) pero las mencionadas con anterioridad son las más sobresalientes para la hidromecánica.

Si un fenómeno hidráulico depende especialmente de la gravedad o la viscosidad, se puede estudiar de modo conveniente en un modelo que cumpla la condición de Froude o la de Reynolds

empobrecimiento. Pero en el fenómeno para estudiar intervienen estas fuerzas gravitacionales como viscosas, se debe cumplir las dos condiciones simultáneamente. Por lo tanto se verá que:

$$V_0 = 1.5^{1/3} / \beta \quad (6.7)$$

Esta expresión indica la restricción tan grande que hay para cumplir con ambas condiciones pues no existe una variedad de flúidos suficiente para que se pueda escoger consecuentemente entre otra variedad gama de viscosidades.

4.4 CONSTRUCCION DEL MODELO

Para el estudio del funcionamiento en prototipo de vertederos se realiza comúnmente en modelos no distorsionados (se le llama distorsión cuando dos o más magnitudes semejantes se relacionan con dos o más escalas diferentes. En otras palabras, se tiene distorsión cuando se utilizan dos escalas para relacionar sus dimensiones geométricas por ejemplo, se tiene una escala de longitudes vertical, l_v y otra para las longitudes horizontales l_h), donde conviene siempre seleccionar como escala independiente a la escala de líneas, de acuerdo con el espacio que se disponga en el laboratorio. Una vez obtenidos los valores de las restantes escalas, hay necesidad de obtener el gasto necesario para alimentar el modelo:

$$Q_a = Q_p / Q_s \quad (4.8)$$

y compararlo con el gasto máximo disponible en el laboratorio. Si es mayor al disponible se cambia la escala del modelo. Otra preocupación importante que hay que guardar, es conservar el régimen (laminar o turbulento del prototipo). Al estudiar el comportamiento de vertederos, rápidas y estructuras disipadoras, las pérdidas por fricción son pequeñas, por lo que el modelo se puede muy bien hacer. No se comete ningún error, a pesar de que en esta preocupación el modelo tiene una rugosidad mayor que la teórica.

Otros factores que deben tomarse en cuenta para la construcción de un modelo son los siguientes: se debe tender a construir modelos con escalas pequeñas, pero tomando en cuenta la superficie que ocupa, así como las descargas máximas y además volúmenes de materiales y costos; el material con que se construya no debe deformarse o asentarse; se deberán prever modificaciones futuras en el modelo original. Estas deberán hacerse rápidas y fácilmente; se debe colocar la alimentación del agua de forma tal que entre y llegue lo más uniforme posible; el aforador de gasto o vertedor puede estar aguas arriba o abajo del modelo o zona de pruebas, lo primero es más conveniente porque para establecer un gasto constante no se requiere esperar que el agua pase por el modelo.

4.5 OBRAS ACCESORIAS DE UN MODELO

Las obras accesorias de un modelo hidráulico más importantes son: cárcamo de bombeo, bombas, tanques de carga constante, obra de acceso, canal de retorno y estructura aferadora.

Cárcamo de bombeo; es un depósito, usualmente subterráneo, de donde las bombas succionan el agua, debe tener un volumen adecuado para que no se vacíe al alimentar a los modelos. Bombas (fotografía A); estas elevan el agua desde el nivel del cárcamo hasta el tanque de carga constante o hasta la obra de acceso del modelo. Tanque de carga constante; este es un tanque dividido en dos secciones por medio de un vertedor (fotografía B). Opera en tal forma que a pesar de que haya grandes variaciones en el gasto que va de las bombas hacia el modelo sólo haya pequeñas variaciones en la carga del flujo que va al experimento. Esto se logra haciendo que la cresta de dicho vertedor sea muy larga. Obra de acceso (foto C); en esta obra el escurrimiento se tranquiliza y se le dan las condiciones lo más parecidas posibles a las de llegada del prototipo. Para tranquilizarlo se pueden usar piedras, rejillas y mallas de ladrillo. Hay que colocarlas de mayor a menor en dirección del flujo. Canal de retorno; en este canal cae el agua una vez que pasó por el modelo para ser regresada al cárcamo de bombeo. Es común que dicho canal esté enterrado en el piso cubierto por rejillas, de manera que también sirva para recoger el agua que se llega a salir del modelo. Estructura aferadora; sirven para

medir el costo del ensayo. Se puede utilizar alfileres o clavos del modelo y en ocasiones en las dos partes.

4.6 PASOS A SEGUIR EN LA CONSTRUCCIÓN DEL UN MODELO DE FONDO FIJO

- Se construye un piso horizontal nivelado (1)
- Se localizan los lugares de colocación de las tarrajas
- Previamente se han construido las tarrajas, por lo común se recortan al tamaño necesario para que descansen directamente sobre el piso.
- Se colocan las tarrajas sujetandolas con varillos(2) o nojeneras de cemento(3).
- Para configurar el modelo se coloca arena muy húmeda que se compacta en capas de 10 cm.
- Se utiliza la regla entre tarrajas y se sigue en configuración la última capa se compacta uno o dos cm. abajo del nivel de las tarrajas.
- Se rellena el espacio dejado con mortero de cemento.

— Durante la calibración se corrige la rugosidad del modelo con gravas o lasinitas pegadas en el piso en caso muy necesario.

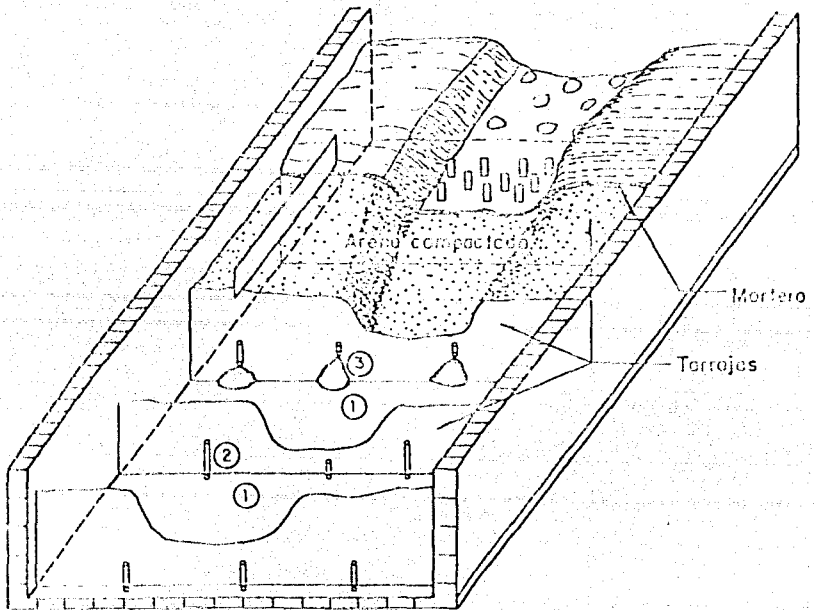


Fig. 4.1 Esquema del proceso constructivo de un modelo de fondo fijo.

4.7 DISEÑO HIDRÁULICO DEL MODELO EMPLEADO EN LA EXPERIMENTACIÓN

A) EN PLANTA

Tomando en cuenta todas las recomendaciones de este capítulo además de que se tomarán valores medios de la tabla No. 2.1 (ref.1), se escogió como gasto de diseño del prototipo $Q_d = 2190 \text{ m}^3/\text{s}$, longitud de cresta del prototipo $L = 205.1 \text{ m}$ y una escala de líneas $L_n = 100$ única por ser un modelo no distorsionado; con estos datos y conforme lo mencionado en el capítulo III (nuevo criterio de diseño) se hará el diseño hidráulico del modelo de la siguiente forma:

DATOS:

$$Q_d = 2190 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 205.1 \text{ m}$$

$$L_n = 100$$

empleando las fórmulas correspondientes se calcula la geometría en planta;

$$R_2 = L/4.6313 \rightarrow R_2 = 44.365 \text{ cm}$$

$$R_1 = 2.6671926 R_2 = 118.33 \text{ cm}$$

$$L'_1 = 2.5347377 R_2 = 112.45 \text{ cm}$$

y así sucesivamente se obtienen los demás valores

$$R_3 = 41.937 \text{ cm}$$

$$R_4 = 93.597 \text{ cm}$$

$$L^I = 10.77 \text{ cm}$$

$$L^{IV} = 10.39 \text{ cm}$$

$$L^I = 10.39 \text{ cm}$$

$$L^I = 10.39 \text{ cm}$$

Las constantes (Círculo central, Ángulos laterales etc.) de diseño en conformidad con el nuevo criterio mencionado en el capítulo III.

Y EN DEFINICION

Ya sea cambiando la secuencia de fórmulas expresadas en el capítulo III para el cálculo de la altura del círculo o con el programa dado para el mismo efecto se obtiene que:

$$A = 3.9574 \text{ cm}$$

$$B = 3.9574 \text{ cm}$$

$$C = 3.935 \text{ cm}$$

$$D = 4.548 \text{ cm}$$

$$q = 10.677 \text{ m}^2/\text{s}$$

el perfil del círculo resultará ser como las especificaciones del Bureau of Reclamation de los Estados Unidos (figs. 2.5 y 2.6) esto es:

como el parámetro aguas arriba es vertical entonces $k=0.5$, $n=1.87$ de la fórmula correspondiente;

$$y = -Ra K (X/Ra)^n$$

y dándole valores a la distancia horizontal se obtiene el perfil como sigue;

X	1	1	3	3	4	4,5	4,5	4,85
Y		0,10	0,30	1,277	2,103	1,15	3,12	3,74

con las ecuaciones;

$$r_1 = 0,33 \text{ m} = 3,30 \text{ cm}$$

$$r_2 = 0,35 \text{ m} = 3,50 \text{ cm}$$

$$x_0 = 0,205 \text{ m} = 2,05 \text{ cm}$$

$$y_0 = 0,132 \text{ m} = 1,32 \text{ cm}$$

Locando en planta los rangos recordados para las profundidades de la inundación y el canal de descarga, se sugiere la siguiente:

$S(\text{canal}) = 0,34$ y $S(\text{canal de descarga}) = 0,34$ y la profundidad del canal de acceso en $P = 2,3 \text{ cm}$.

Al final de la planta se muestra el plano correspondiente.

4.8 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO PARA LA VERIFICACIÓN DEL RESULTADO

Concluido en planta todas las operaciones preparatorias, se inició anteriormente la construcción del modelo a grandes rasgos que como sigue:

En el área elegida se construyó una plancha de cemento que serviría de desplante evitándose la pérdida de agua por filtración, se dibujó sobre ésta la planta general del modelo, iniciándose así el desplante de los aros previamente marcados, y para que el cimacio no quedara al nivel del piso y poder así

señale, desde el inicio del vertido y de ya sobre el día, se ha decidido
 utilizar la planta del vertedor, cambiando el interior con ayuda
 de la lámina 4.1, donde, colocándose por encima de un piso
 al final de la donde se terminó en definitiva la planta del vertedor,
 y se dejó las láminas de un tipo como lo muestra la figura 4.1
 y las fotografías 1, 2 y 3, después se realizó el colado del
 resto de las láminas del piso. Y así completó la longitud de
 construcción de la sección de control. Con ayuda
 de una lamina 4.11 y se realizó la transición con la ayuda de la
 plantilla que se obtuvo en el diseño así como con la lámina
 4.12 y el canal de drenado, para que posteriormente se diera forma,
 así como la lámina 4.13 para el proceso y para finalizar se
 realizó la planta del drenado también con ayuda de unas
 lamina. Por lo tanto se completó el trabajo para elaborar el
 modelo y se realizó el punto así como construir los modelos
 tranquilizadores (fotografías 8 y 10), también colocar los
 elementos correspondientes para controlar el flujo de agua (con
 respecto a las fotografías 9 y 10).

En las fotografías 4, 5, 6 y 7 se observa el modelo hidráulico en
 conjunto en el laboratorio. Las fotos 8, 9 y 10 muestran
 los elementos que constituyen el vertedor en plástico.

4.5. ENSAYOS REALIZADOS

Para el ensayo el comportamiento del modelo se simularon ensayos con gastos cuando se abre al de diseño ($Q_p = 2190 \text{ m}^3/\text{s}$, con la tabla 1.10) y gastos mayores al de diseño ($Q_p = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$). En la tabla 4.1 se muestran algunos valores reales.

Las fotografías no describen toda de los ensayos que dan la información del tipo funcionamiento del vertedor (Fotografías 12, 13, 14, 15, 16 y 17).

Con el modelo previamente calibrado (Hidráulica y geometría triangular para aflojo) se efectuaron ensayos con correspondientes de diseño pasar un gasto $Q_p = 1.22 \text{ m}^3/\text{s}$ con $Q_p = 121.7 \text{ m}^3/\text{s}$; con esto se obtuvo una carga sobre el diseño de $h_p = 0.25 \text{ m}$, por lo tanto un coeficiente de descarga $C_d = 2.16$ se observó que el agua entra al canal de acceso con la trampa (foto 12) de modo que perfectos de el canal el agua existe entre el canal de acceso y el colchón (foto 13), se efectuaron también dos ensayos que salen de los extremos de la sección de control y se crean al final de la transición (fotos 14 y 15) representan ningún problema en su sobreelevación por ser un gasto pequeño en comparación con el de diseño) el salto se forma perfectamente y al pie del ensayo.

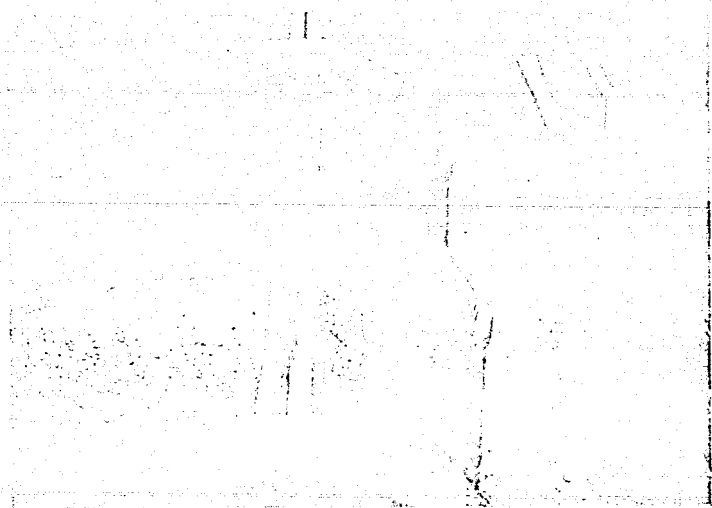
Para el gasto de diseño $Q_p = 2190 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_p = 2190 \text{ m}^3/\text{s}$ se

Como se ven las ondas de agua se ven pero ya en su lugar se forma un chipote de agua que se diluida en medio de la turbulencia de la transmisión y se ve mejor notando bien el nivel del agua arriba y abajo, el diseño correcto se presento al pie de la sección de control pero lo suprimo en el diseño, solo se muestra que no existe esas manchas fotograficas 14 y 15. Con estas modificaciones se obtuvo $h = 3.27$ cm y un coeficiente $C = 1.13$ que viene siendo un coeficiente bajo pero aceptable porque en general cubrió muy bien el vertedor.

Para el salto $C_p = 2821$ para esto en un $h = 25.21$ cms, se puede hacer la siguiente:

El salto al estar en s arriba y abajo bajo es aceptable, desaparecen todo las 2 ondas como el chipote que se formaba con el salto de diseño (foto 15), se observa también que el salto subnormal no tiene un poco (foto 16), lo que se le debe alguna perturbación que modificará su buen funcionamiento a pesar de que la carga total sobre la corona del estribo fue de $h = 3.17$ m con por lo tanto un coeficiente de $C = 1.57$ que viene siendo muy bajo según las características del vertedor.

FOTOGRAFIA A Tiempo de bombeo, instalaciones del Instituto de Ingeniería.



FOTOGRAFIA B Tiempo de carga constante, instalaciones del I.I.



Figura 1. Vista de arriba del edificio, en el momento de construcción.

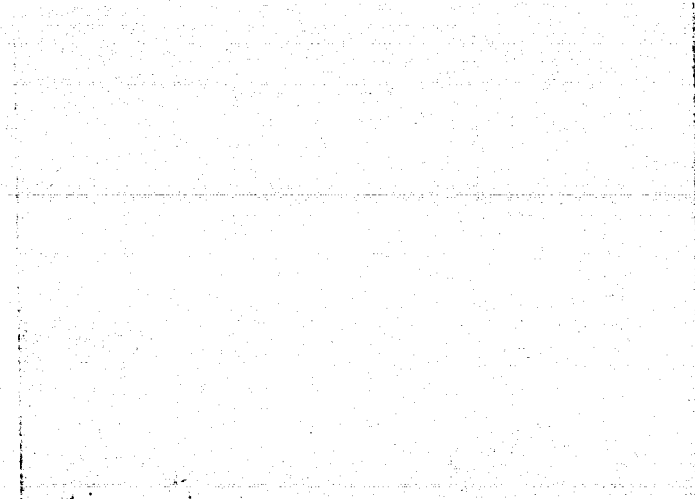
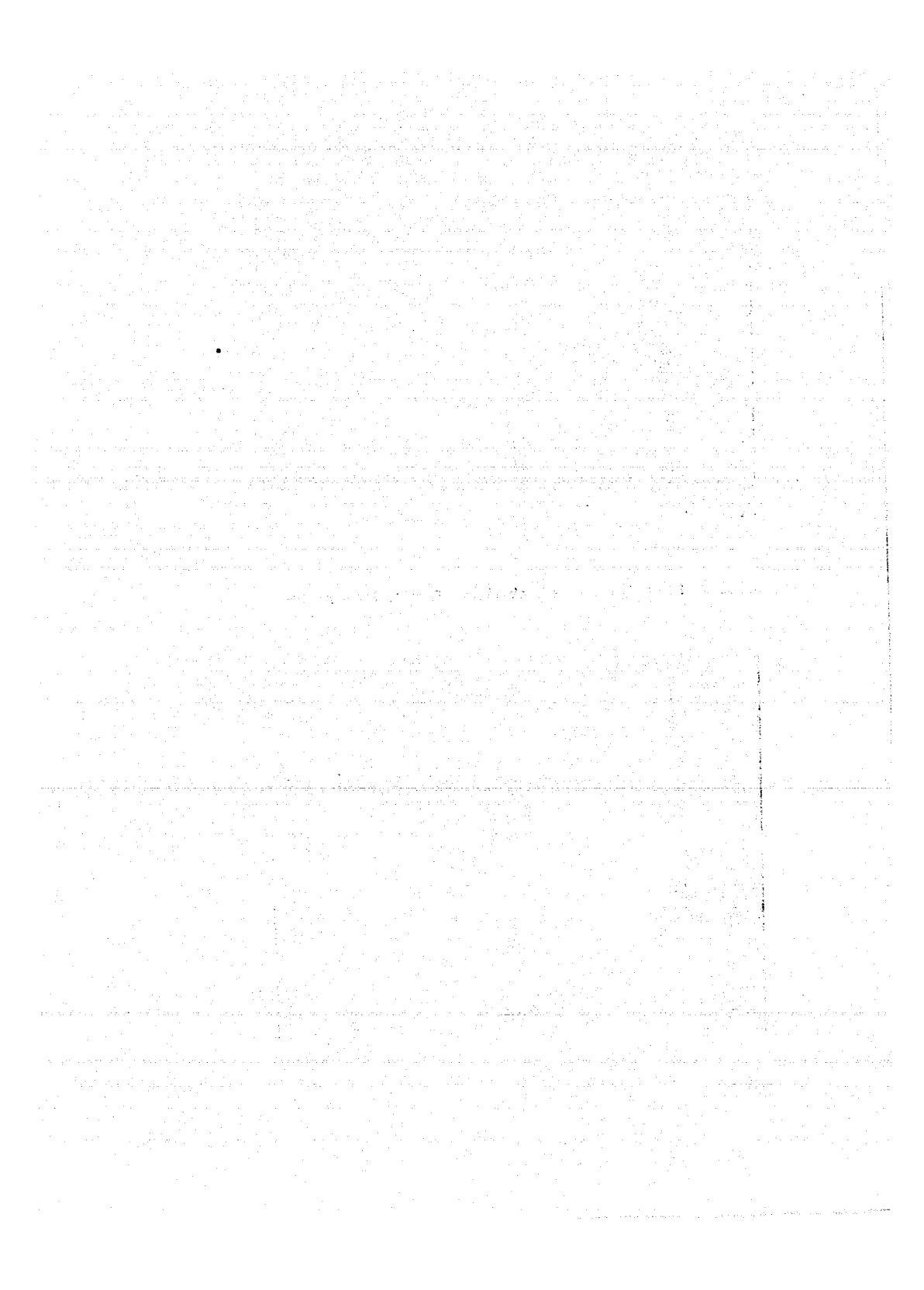


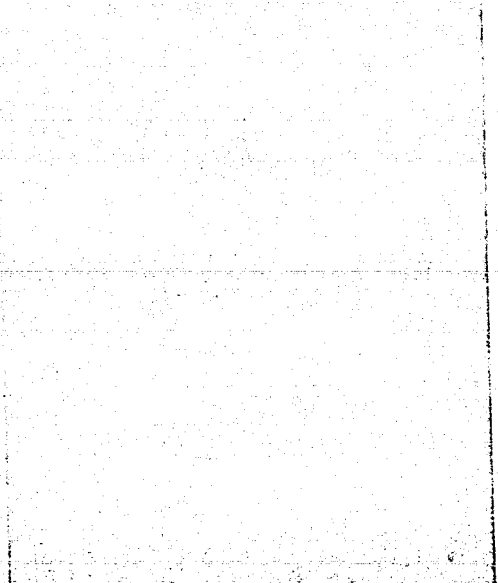
Figura 2. Vista de fachada del edificio, en el momento de construcción.



ENCUENTROS 4 y 5 con la historia de la conquista de la
América del Sur.

Programas 6 y 7 - modelo hidrodinámico en conjunto de
diferentes láminas.

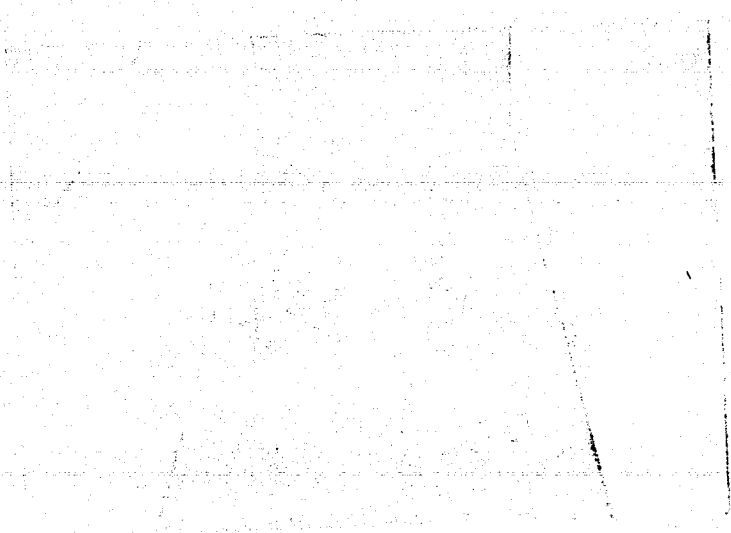
FOTOGRAFIA 8 - *torque de eflorescencia*



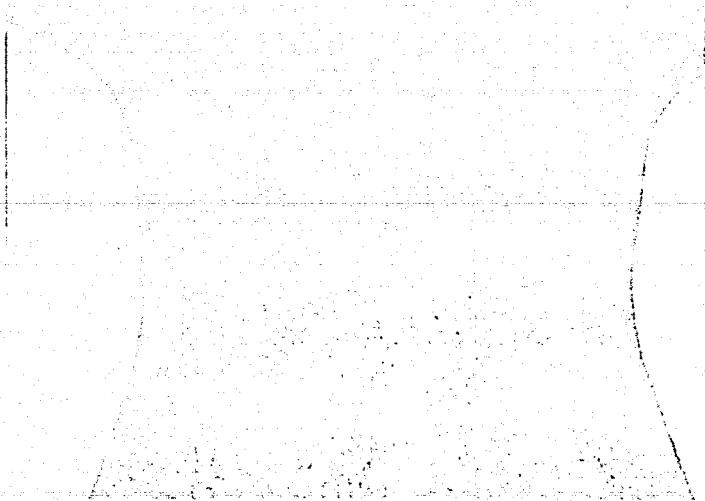
FOTOGRAFIA 9 - *óculo de ultravioleta*

FOTOGRAFIA 11. *Armadillos de la zona.*

Fig. 13 y 13 experimentación con un gas
Ca = 1.2 10



PROPERTY IS 14 X 13' APPROX. LOCATED VIA AIR PHOTO
ON 10/1/13



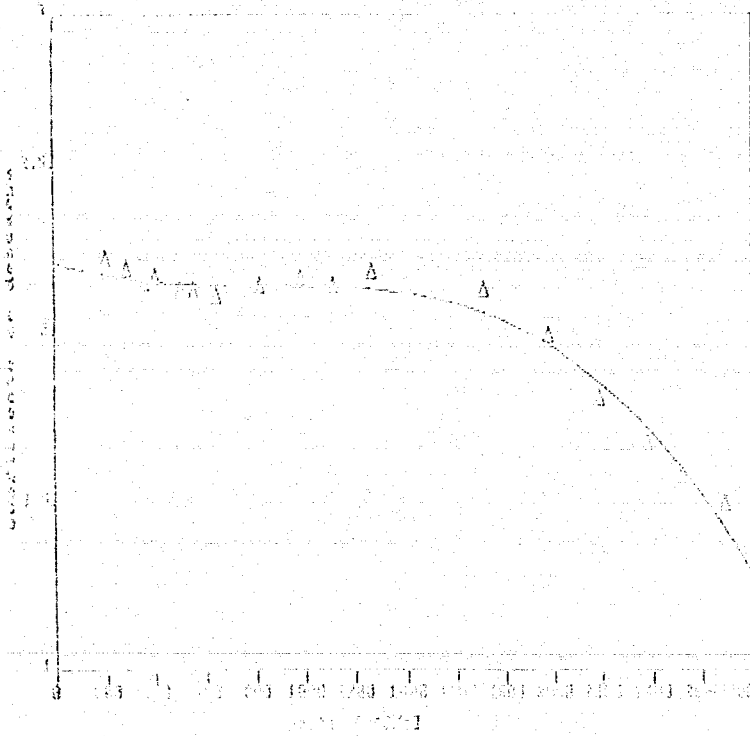
Days 16 y 17. Separación de las células
de la zona de la zona de la zona

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Nº	R [cm]	Q [kg/cm²]	h [cm]	C [kg/cm²]	q [kg/cm²]	y [cm]	NOTAS
1	7.12	209.84	0.58	2.21	0.84	1.68	
2	7.12	234.71	0.74	2.38	1.59	1.58	
3	9.15	222.58	0.58	2.24	1.77	2.04	
4	9.15	204.36	0.54	2.16	1.97	2.10	
5	10.59	202.44	1.10	2.12	2.45	2.28	
6	11.00	259.76	1.175	2.12	2.70	2.30	
7	11.17	181.15	1.74	2.16	2.98	2.31	
8	11.17	181.74	1.21	2.10	3.14	2.30	
9	11.17	212.95	1.52	2.13	4.50	2.63	
10	11.17	219.07	1.71	2.15	4.80	3.31	
11	11.17	110.5	1.52	1.13	3.41	2.04	
12	10.12	1267.6	2.01	2.17	3.18	3.67	
13	12.18	1767.5	2.19	2.12	4.33	3.34	
14	10.10	1876.4	2.67	1.98	9.04	3.16	
15	10.13	1111.1	3.27	1.50	10.03	3.29	
16	10.10	1111.1	3.64	1.67	11.99	3.19	
17	20.17	1541.2	3.24	1.57	12.19	3.12	
18	20.10	1111.1	4.18	1.49	13.16	3.08	

TABLE 4.1 ENSAYES

GRAPH 1.1. POLYNOMIAL REGRESSION



THE REGRESSION POLYNOMIAL OF LINE 1 -

$$(2.209E+00) + (-6.513E-01) * X + (2.109E+00) * X ^ 2 + (-2.375E-00) * X ^ 3$$

THE CONSTANT = 1.310E-03

ARTÍCULO V. DISEÑO DE CARTERAS Y COMPARTAS

Los métodos para el diseño de carteras de abanico concebidos hasta la fecha en el mundo mediante el empleo de alfileres, toda persona que haya recurrido de tales métodos puede ser testigo de ello, además no reconoce el hecho de que el 100 % de carteras con alfileres pueden ser hechas en un funcionamiento histórico original malo, ante esto se busca, para hallar en primer lugar, un método de diseño que diera una respuesta cerrada, luego que el método fuera sencillo y general

En la Figura 5.1 se muestran las curvas involucradas para los diferentes niveles de deficiencia de la geometría de la viga. Como se puede observar, las curvas involucradas para los diferentes niveles de deficiencia de la geometría de la viga, se muestran en la Figura 5.1. Las curvas involucradas para los diferentes niveles de deficiencia de la geometría de la viga, se muestran en la Figura 5.1. Las curvas involucradas para los diferentes niveles de deficiencia de la geometría de la viga, se muestran en la Figura 5.1.

Con los resultados obtenidos de cada una de las curvas, se puede determinar el factor de reducción del valor del momento de diseño para el caso de deficiencia de la geometría de la viga.

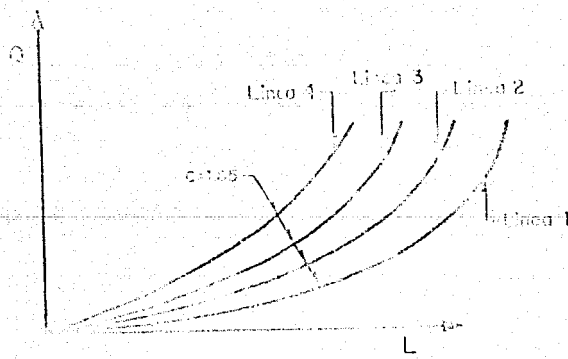


Fig. 5.1 CURVAS INVOLUCRADAS PARA DIFERENTES NIVELES DE DEFICIENCIAS DE LA GEOMETRÍA DE LA VIGAS.

NOTACION

- a altura del cimacio [m]
 a_f altura de cimacio reducida en 40% [m]
 b parámetro para el cálculo
 C coeficiente de descarga
 d_f diámetro del agujero menor [m]
 d_g diámetro del agujero mayor [m]
 d_p diámetro de la tubería [m]
 d diámetro de la transición [m]
 e_a espesura [mm]
 e_b espesura en el cimacio [mm]
 e_p espesura en el prototipo [mm]
 f_a factor de fricción en la transición
 f coeficiente de fricción [1/m²s²]
 H carga sobre la cresta del vertedor [m]
 h carga sobre la cresta del cimacio [m]
 h_a carga centrada sobre la cresta del cimacio [m]
 h_1 carga no centrada sobre la cresta del cimacio [m]
 K parámetro para la curva del cimacio tipo Crecger
 L longitud [m]
 L_1 media de longitudes

l₀ longitud de onda de longitud

l₁ longitud de onda de longitud

l₂ longitud de onda de longitud

l₃ longitud de onda de longitud

l₄ longitud de onda de longitud

l₅ longitud de onda de longitud

l₆ longitud de onda de longitud

l₇ longitud de onda de longitud

l₈ longitud de onda de longitud

l₉ longitud de onda de longitud

l₁₀ longitud de onda de longitud

l₁₁ longitud de onda de longitud

l₁₂ longitud de onda de longitud

l₁₃ longitud de onda de longitud

l₁₄ longitud de onda de longitud

l₁₅ longitud de onda de longitud

Q costo [euros]

Q₁ costo de diseño [euros]

Q₂ costo de gastos

Q₃ costo del modelo [euros]

Q₄ costo del prototipo [euros]

q costo por unidad de longitud [euros]

Re número de Reynolds

r₁ radio de los arcos laterales de la cresta [m]

1. GARCÍA GONZÁLEZ, JUAN (1977). *Los sistemas de irrigación en México*. México, D.F.: UNAM.

2. GARCÍA GONZÁLEZ, JUAN (1978). *Problemas jurídicos de irrigación en México*. México, D.F.: UNAM.

3. GARCÍA GONZÁLEZ, JUAN (1980). *Los sistemas de irrigación en México*. México, D.F.: UNAM.

4. GARCÍA GONZÁLEZ, JUAN (1981). *Los sistemas de irrigación en México*. México, D.F.: UNAM.

5. GARCÍA GONZÁLEZ, JUAN (1982). *Los sistemas de irrigación en México*. México, D.F.: UNAM.

6. GARCÍA GONZÁLEZ, JUAN (1983). *Los sistemas de irrigación en México*. México, D.F.: UNAM.

... ..

... .. (1970). *Journal of Mathematical Economics*, 8, 1-15.

... .. (1971). *Journal of Mathematical Economics*, 9, 1-15.

... .. (1972). *Journal of Mathematical Economics*, 10, 1-15.

... .. (1973). *Journal of Mathematical Economics*, 11, 1-15.

... .. (1974). *Journal of Mathematical Economics*, 12, 1-15.

... .. (1975). *Journal of Mathematical Economics*, 13, 1-15.

... .. (1976). *Journal of Mathematical Economics*, 14, 1-15.

... .. (1977). *Journal of Mathematical Economics*, 15, 1-15.

... .. (1978). *Journal of Mathematical Economics*, 16, 1-15.

... .. (1979). *Journal of Mathematical Economics*, 17, 1-15.

... .. (1980). *Journal of Mathematical Economics*, 18, 1-15.

... .. (1981). *Journal of Mathematical Economics*, 19, 1-15.

... .. (1982). *Journal of Mathematical Economics*, 20, 1-15.

... .. (1983). *Journal of Mathematical Economics*, 21, 1-15.

... .. (1984). *Journal of Mathematical Economics*, 22, 1-15.

... .. (1985). *Journal of Mathematical Economics*, 23, 1-15.

... .. (1986). *Journal of Mathematical Economics*, 24, 1-15.

... .. (1987). *Journal of Mathematical Economics*, 25, 1-15.

... .. (1988). *Journal of Mathematical Economics*, 26, 1-15.

... .. (1989). *Journal of Mathematical Economics*, 27, 1-15.

... .. (1990). *Journal of Mathematical Economics*, 28, 1-15.

... .. (1991). *Journal of Mathematical Economics*, 29, 1-15.

... .. (1992). *Journal of Mathematical Economics*, 30, 1-15.

... .. (1993). *Journal of Mathematical Economics*, 31, 1-15.

... .. (1994). *Journal of Mathematical Economics*, 32, 1-15.

... .. (1995). *Journal of Mathematical Economics*, 33, 1-15.

... .. (1996). *Journal of Mathematical Economics*, 34, 1-15.

... .. (1997). *Journal of Mathematical Economics*, 35, 1-15.