

CAPITULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1 INTRODUCCION

El constante crecimiento de las demandas del recurso hídrico para riego en nuestro medio, ha despertado el interés de planear y ejecutar obras con el fin de satisfacer dichas necesidades. Dentro de estas obras a ejecutar se encuentran las presas de materiales sueltos las cuales, si bien gozan de grandes ventajas, también se ven limitadas por ciertos factores.

El sobrevertido es la causa más frecuente de rotura de presas de materiales sueltos que son, en términos generales, muy vulnerables frente a este fenómeno. De acuerdo con las estadísticas del Comité Internacional de Grandes Presas, el sobrevertido ha sido la causa principal de la rotura del 31% de las presas de materiales sueltos y en el 18% de los casos fue causa secundaria. Por lo tanto, es evidente la importancia del sobrevertido en lo referente a la seguridad de las presas de materiales sueltos. Por ser el departamento de Tarija un departamento cuyo centro económico y comercial se basa de manera significativa en los productos agropecuarios es de vital importancia que los proyectos de riego como el que es objeto de estudio tengan plena garantía en cuanto a su seguridad.

1.2 GENERALIDADES

Calderas, comunidad donde se implementa el embalse, pertenece a la Primera Sección Municipal Cercado del Departamento de Tarija.

El área de influencia del sistema de riego comprende **1.229 ha** de tierras agrícolas, situadas en ambas márgenes de los ríos Calderas y Yesera, de las comunidades de Caldera Chica, Hornos, Curuyo, Gamoneda, Santa Ana Barbecho y Santa Ana Baja.

La ubicación y características del proyecto se presentan a continuación:

CURSO DE AGUA:	Río Calderas
CUENCA DIRECTA:	Río Calderas
LOCALIDAD:	Yesera Sur
PROVINCIA:	Cercado
DEPARTAMENTO:	Tarija
COORDENADAS GEOGRÁFICAS:	Sur: 21° 24' a 21° 33' Oeste: 64° 32' a 64° 38'
SUPERFICIE DE LA CUENCA DE CALDERAS:	30,46 km ²
ALTITUD MEDIA DE LA CUENCA DEL RÍO CALDERAS:	2.414 m.s.n.m

1.3 AREA DE ESTUDIO

La cuenca de cabecera del río Santa Ana incluye las dos **sub cuencas de los ríos Calderas y Yesera**, siendo la primera la que interesa para este estudio. Ambas recaen al Este de la ciudad de Tarija y en el interior de la Primera Sección Municipal de la Provincia Cercado del Departamento de Tarija.

NOMBRE:	Calderas
RÍO TRIBUTARIO:	Calderas
EXTENSIÓN CUENCA:	30,46 km ²
LONGITUD CAUCE PRINCIPAL:	8,98 km
DESNIVEL DE LA CUENCA:	516 m
ALTITUD MÁXIMA:	2.570 m.s.n.m

1.4 CARACTERISTICAS DEL PROYECTO DE RIEGO PRESA CALDERAS

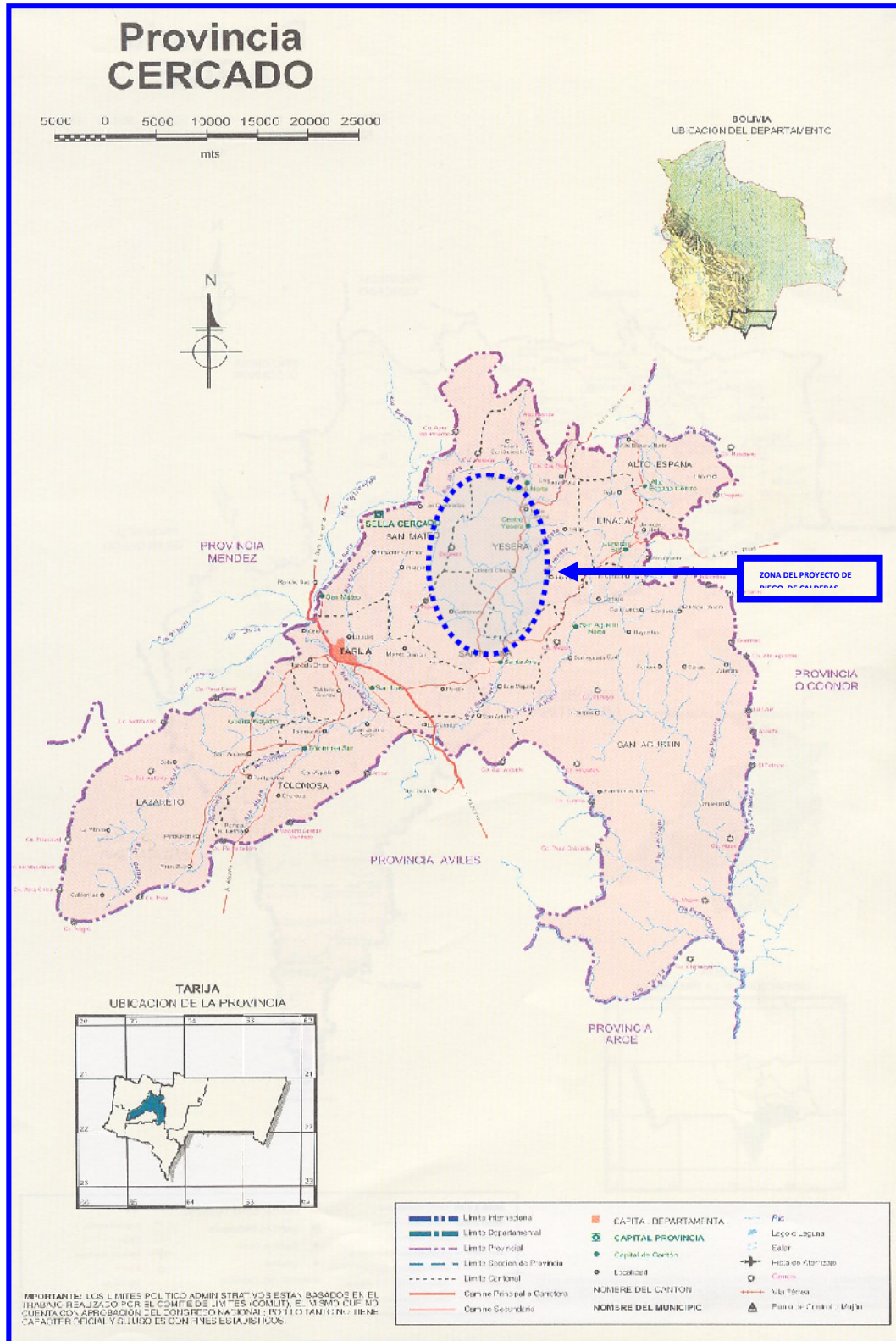
El proyecto consiste en la implementación de los siguientes componentes:

- Implantar un sistema de manejo de recursos naturales en la Sub Cuenca del río Calderas, para lograr un crecimiento económico sostenible que permita mejorar el índice de desarrollo humano.
- Regular los caudales para su aprovechamiento en el riego, para el incremento de la productividad y la producción.

- Irrigación de 1.229 hectáreas beneficiando a numerosas familias de las diferentes comunidades.

- Construcción de una presa de regulación y almacenamiento e infraestructura de riego (aliviadero de superficie, desagüe de fondo, tomas para riego, canales de riego, etc.)

FIGURA N° 1.1
UBICACIÓN DEL AREA DE INFLUENCIA EN EL CONTEXTO
NACIONAL, DEPARTAMENTAL Y SECCIONAL



1.5 SITUACION ACTUAL

Actualmente la presa Calderas se encuentra en un 75% de su ejecución, teniéndose ya toda la parte de enrocado hasta el coronamiento del cuerpo de la presa, se halla en este momento la preparación y colocación de la capa de transición y la capa de apoyo de la losa impermeabilizante de hormigón armado, además de la construcción del plinto de apoyo para dicha losa y de sus respectivos anclajes. La armadura del vertedero tipo Ski con una rápida de gran pendiente y longitud está en su etapa final.

A lo largo del proceso constructivo se pudo observar una crecida del Río Calderas que se desbordó por encima del ataguía y llegó a alcanzar 14m. del cuerpo de la presa obviamente aguas arriba; estando para ese entonces sin losa de protección se puede esperar que hayan existido infiltraciones pero no desborde o sobrevertido por encima de la presa pues en ese momento se encontraban ya ejecutados 18m. de altura de enrocado. Aunque no haya ocurrido un sobrevertido no deja de ser importante el hecho de que la presa se sometió a una crecida sin protección.

1.6 PLANTEAMIENTO Y FORMULACION DEL PROBLEMA

En muchas ocasiones la presa de materiales sueltos deja de ser competitiva frente a las tipologías de fábrica como consecuencia de la imposibilidad de acondicionar el aliviadero sobre el cuerpo de la presa y de la necesidad de tener una garantía muy elevada de que no se producirá el sobrevertido.

Al ser la “Presa Calderas” una presa de tipo escollera perteneciente al grupo de presas de materiales sueltos ésta se encuentra expuesta al fenómeno de sobrevertido lo cual hace latente el posible *Riesgo de Rotura* de la misma en caso de suscitarse un sobrevertido por el coronamiento.

Debido al caudal que escurre por encima de la presa durante su etapa constructiva, precipitaciones cuya intensidad sea significativa, factores de seguridad al deslizamiento y otros, subestimados además de velocidad erosiva, la “Presa Calderas” puede presentar riesgo de rotura en caso de producirse un sobrevertido por el coronamiento, generando grandes problemas como la inundación de las zonas alrededor del talud aguas abajo de la presa y costos directos asociados a las roturas producidas como consecuencia del sobrevertido.

1.7 JUSTIFICACIÓN

A lo largo de la historia de la construcción de presas de tierra (cuando se refiere a tierra el enrocado o escollera se encuentra incluido) se han ido observando diversas fallas ocasionadas por varios fenómenos que han sido responsables de las mismas.

La magnitud de las fallas en presas de tierra varía desde lo que pudiera llamarse una catástrofe, que produce grandes pérdidas en vidas y bienes, hasta deterioros más o menos ligeros, que inclusive podrían no requerir ningún trabajo de reconstrucción.

Las fallas catastróficas han ocurrido por ruptura de cortina, por rebase del agua sobre el coronamiento en avenidas extraordinarias, produciendo la destrucción total o casi total de la estructura. Otras causas de fallas graves o catastróficas son las que se detallan a continuación:

- Falla por insuficiencia del vertedor: Esta falla ocurre generalmente por una mala estimación del gasto correspondiente a la avenida máxima que deba desalojar el vertedor de excedencias. La consecuencia es que al presentarse una avenida mayor que la prevista, el vertedor no la desaloja y el agua se vierte sobre la cortina, erosionándola y dañando el talud aguas abajo.

- Falla por agrietamiento: El agrietamiento se origina cuando la deformación de la cortina produce zonas de tracción, que aparecen por asentamiento diferencial de la masa del suelo, sea por deformación del propio cuerpo del terraplén o del terreno de cimentación. Como quiera que por estas causas la presa pueda deformarse de muchos modos, los sistemas de agrietamiento, que el ingeniero puede encontrar en sus inspecciones a presas son de una inmensa variedad. Las grietas pueden aparecer paralelas o transversales al eje de la cortina y la orientación del plano de agrietamiento puede ser prácticamente cualquiera.

El agrietamiento puede ocurrir con anchos abiertos hasta de 15 ó 20 cm. si bien son más comunes anchos de grietas de 1 ó 2 cm. Las presas de pequeña altura son

las que más comúnmente sufren el fenómeno, pero también se presenta con frecuencia en las partes superiores de las presas altas. El que las presas menores sean las más susceptibles al fenómeno, quizás se deba a que las presiones grandes que hay en el interior de las presas mayores protegen al suelo.

- Falla por deslizamiento de taludes: Las fallas durante la construcción han sido menos frecuentes que las ocurridas durante la operación; nunca han sido catastróficas. Las fallas por deslizamiento de taludes que han ocurrido durante el período de operación de las presas de tierra, han sido sobre todo de dos tipos: profundas, con superficie de falla invadiendo generalmente terreno de cimentación arcilloso, y superficiales, afectando sólo pequeños volúmenes del talud. El talud afectado es siempre el de aguas abajo. Todas las fallas de importancia reportadas por deslizamiento del talud aguas arriba han ocurrido como consecuencia de un vaciado rápido. Las fallas del talud aguas arriba no han causado el colapso de la presa o pérdida de agua en el almacenamiento, pero frecuentemente han causado situaciones de peligro al tapar conductos, galerías, etc.

- Falla por sifonamiento: Cuando el agua fluye a través del suelo, su carga hidráulica se disipa venciendo las fuerzas viscosas inducidas y que se oponen al flujo en los canalículos formados entre las partículas; recíprocamente, el agua que fluye genera fuerzas erosivas que tienden a empujar a las partículas, arrastrándolas en la dirección del flujo. En el momento en que este arrastre se produce, ha comenzado el sifonamiento mecánico del suelo

- Falla por licuación: Este fenómeno de la licuación está asociado a limos y arenas no plásticas. En el caso de una presa de tierra, la licuación de materiales en la cortina conduce a un derrame de los mismos en grandes áreas, hasta adoptar taludes irregulares y muy tendidos, que en algunos casos pueden sobrepasar el valor 10:1.

Los suelos más susceptibles a la licuación son los finos, no cohesivos, de estructura suelta y saturados. Estas características describen a las arenas finas y

uniformes y a los finos no plástico o sus mezclas. Las arenas sueltas con $D_{10} < 0,1\text{mm}$ y coeficiente de uniformidad $C_u < 5$ y los limos con $I_p < 6 \%$ son los materiales más peligrosos, tanto en la cortina como en el terreno de cimentación de una presa de tierra.

De un relevamiento de casos de fallas debidos a diferentes causas, la que más apareció presente es la resultante de la falta de capacidad hidráulica para afrontar situaciones hidrológicas extremas, lo que en la mayoría de los casos registrados ocasionó el paso del agua por sobre la presa y su consecuente destrucción parcial o total en la mayoría de ellos.

En el siguiente cuadro se indican los datos obtenidos en el relevamiento antes referido.

Es importante hacer mención de que sólo se hace referencia a los datos de las presas de tipo escollera pues la presa que es objeto de este estudio pertenece a esa clasificación.

CUADRO N° 1.1

FALLAS DE PRESAS POR SOBREPASO EN EL MUNDO PERIODO (1935-1985)

N°	NOMBRE	PAIS	TIPO	ALTURA	AÑO DE CONSTRUC	AÑO DE FALLA	VICTIMAS FATALES
1	Briseis	Australia	Escollera	26m.	1926	1929	-
2	Cottonwood River	U.S.A.	Escollera	10m.	1936	1969	-
3	Hell Hole.	U.S.A	Escollera	67m.	1964	1964	-
4	Odiel	España	Escollera	35m.	1968	1970	-
5	Sempor	Indonesia	Escollera	54m.	1967	1967	200

Fuente: Inundaciones por fallas de obras hidráulicas. MALINOW, Guillermo V.

Una de las conclusiones que suelen plantearse en estos casos es que la situación extraordinaria pudo haber sido subestimada por el proyectista de la obra.

De ahí que la motivación de esta investigación surge de la creciente necesidad en todo el mundo de conocer con la mayor precisión posible el grado de seguridad de una presa de tipo escollera en una situación de sobrevertido, así como de pronosticar la evolución de la rotura en función de las características particulares de cada caso.

Ello permitirá implementar planes de emergencia eficaces, basados en hipótesis más ajustadas al comportamiento de la presa durante una avenida en la que se produzca el vertido de agua sobre su coronamiento.

Debido a que en nuestro medio son escasos los análisis de este tipo de riesgo, el presente proyecto nace de la necesidad de garantizar la seguridad del proyecto de riego “Presa Calderas” en caso de suscitarse un sobrevertido por el coronamiento y a partir de este prevenir posibles desastres que afecten a la zona beneficiaria del proyecto generando medidas de prevención y protección de la estructura y minimizando de esa manera posibles gastos asociados de forma directa o indirecta al fenómeno del sobrevertido que pueden ser significativos en caso de rotura de la presa.

1.8 ALCANCE

El proyecto de investigación será a nivel de ingeniería, comprenderá la realización de toda la parte técnica que se requiere para poder completar la investigación; los puntos que se pretenden alcanzar en la realización del trabajo son:

- Visita de campo y recolección de información preliminar de la zona.
- Topografía del vaso de almacenamiento. Proporcionada por la Secretaria de Medio Ambiente de la Prefectura del departamento de Tarija.
- Fundamento teórico de la investigación
- Estudio hidrológico
- Estabilidad del cuerpo de la presa.
- Análisis de los resultados
- Formulación de conclusiones del proyecto.

1.9 OBJETIVOS

1.9.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar un análisis de la “Presas Calderas” que es una presa de tipo escollera para poder determinar si podría o no presentarse riesgo de rotura en caso de producirse un sobrevertido por el coronamiento con la finalidad de reducir o anular dicho riesgo, buscando garantizar tanto la seguridad como la viabilidad económica de la presa en su actual ejecución.

1.9.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para lograr el objetivo antes mencionado se deberá cumplir con los siguientes objetivos específicos:

La hipótesis de partida para la caracterización del proceso de rotura, es que dicho proceso depende esencialmente del modo en que se combinan los dos mecanismos de rotura básicos: el arrastre de partículas y subsiguiente proceso de erosión y el deslizamiento en masa. Conociendo el modo en que se combinan ambos mecanismos de rotura, será posible caracterizar adecuadamente el proceso de rotura.

Basados en esta hipótesis para lograr el objetivo principal del presente proyecto, se deben concretar los siguientes objetivos específicos:

- Realizar un estudio hidrológico de la cuenca enfatizando en el cálculo de las crecidas mediante un estudio de avenidas para el proyecto.
- Definir criterios de valoración de la rotura de la “Presa Calderas” por sobrevertido.
- Realizar un análisis del material por el que está compuesta la “Presa Calderas”.
- Realizar el análisis de la “Presa Calderas” para determinar si existe o no Riesgo de Rotura en la misma.

- Realizar la correspondiente evaluación y comparación de resultados

CAPITULO II

FUNDAMENTO TEORICO

2.1 EL FENÓMENO DE SOBREVERTIDO

Denominaremos sobrevertido al fenómeno que se produce cuando el nivel del agua en un embalse supera la cota de la coronación de la presa, el agua rebosa sobre la misma y vierte hacia el paramento o talud de aguas abajo.

Existen todavía hoy en día lagunas importantes en el conocimiento del mecanismo de rotura de los distintos tipos de presas de materiales sueltos como consecuencia del sobrevertido. El comportamiento frente al sobrevertido de los materiales cohesivos y no cohesivos es muy distinto, resultando en general más resistentes los primeros. En las presas de escollera, la rotura de la presa puede producirse por arrastre y erosión progresiva del talud o bien por deslizamiento en masa o por una combinación de ambos mecanismos.

Un adecuado conocimiento del efecto del sobrevertido sobre las presas de materiales sueltos puede permitir:

- Evaluar de forma correcta la seguridad de las presas existentes cuyo aliviadero resulta insuficiente de acuerdo con los datos disponibles y los criterios actuales de diseño, así como las consecuencias de una eventual rotura por sobrevertido.
- Considerar como alternativa al incremento de capacidad del aliviadero existente la protección del talud de aguas abajo para que el sobrevertido no sea causa de la rotura de la presa.
- Considerar la posibilidad de proyectar una presa de nuevo diseño de modo que sea resistente al sobrevertido que pudiera producirse de forma excepcional, evitando la adopción de resguardos excesivos y/o el sobredimensionamiento del aliviadero.

2.2 MOVIMIENTO DEL AGUA SOBRE LA PRESA

Para hablar del movimiento del agua sobre la presa se debe considerar la circulación del agua sobre la misma, que se producirá una vez que la capacidad de circulación interna, a través del material que la constituye, haya sido superada.

El estudio hidráulico del movimiento superficial tiene interés por dos motivos esenciales. En primer lugar, porque es preciso conocer la velocidad del agua sobre el talud de aguas abajo para estudiar la capacidad de arrastre de la corriente que puede poner en peligro la estabilidad superficial del talud. En segundo lugar, porque existe una dependencia entre la circulación interna, a través del cuerpo de la presa, y la circulación externa sobre la coronación y taludes de la misma. Esta dependencia tiene una magnitud variable según la importancia relativa de los caudales circulantes por el interior y por el exterior del cuerpo de la presa.

2.2.1 CARACTERIZACIÓN DEL MOVIMIENTO

El sobrevertido se producirá como consecuencia de una avenida cuyo caudal es evidentemente variable a lo largo del tiempo. La laminación del embalse modificará la onda de crecida aumentando su duración y reduciendo su caudal punta, para definir una onda de vertido sobre coronamiento cuyo caudal será también variable con el tiempo. No obstante, consideraremos que dicha variación es suficientemente suave como para que el fenómeno admita descripción mediante una sucesión de estados permanentes.

A efectos prácticos, sólo interesa la situación crítica, correspondiente al caudal punta, y la referida hipótesis resulta especialmente aceptable en dicha zona del hidrograma. Por tanto, se considerará en lo sucesivo que el movimiento es permanente.

Para caracterizar el movimiento debemos considerar los efectos relativos de las fuerzas gravitacionales y viscosas respecto a las fuerzas de inercia, y la magnitud relativa de la rugosidad del lecho.

2.2.2 RÉGIMEN RÁPIDO O LENTO

La importancia relativa de las fuerzas de gravedad respecto a las inerciales se caracteriza mediante el número de Froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * y}}$$

Siendo:

F: número de Froude (adimensional)

V: velocidad media

g : aceleración de la gravedad

y : calado (longitud característica)

El movimiento es rápido si $F > 1$ y lento si $F < 1$. La condición $F = 1$ corresponde al régimen crítico.

El movimiento de aproximación del agua hacia el coronamiento de la presa se produce en régimen lento, pues la velocidad en el embalse es muy reducida. En cambio, la fuerte pendiente del talud de aguas abajo garantiza que el régimen será rápido sobre el mismo. La presa se comporta como un vertedero en pared gruesa, produciéndose el calado crítico en el coronamiento.

A causa de la intensa pérdida de energía que se produce a medida que el agua se acelera sobre el talud de aguas abajo, el régimen uniforme se alcanza mucho más rápidamente que en los canales convencionales, de superficie mucho más lisa, según constata Olivier mediante los ensayos realizados con taludes comprendidos entre 12,5:1 y 5:1.

2.2.3 MOVIMIENTO LAMINAR O TURBULENTO

La influencia relativa de las fuerzas viscosas respecto a las inerciales se caracteriza mediante el número de Reynolds:

$$R = \frac{V * L}{\nu}$$

Siendo:

R: número de Reynolds (a dimensional)

V : viscosidad cinemática del agua

L: longitud característica

Generalmente se adopta como longitud característica el radio hidráulico (r_h) que en un canal de gran anchura coincide con el calado (y).

Números de Reynolds elevados corresponden a movimiento turbulento, en el que las partículas de agua describen trayectorias que oscilan alrededor de la línea que define su dirección de avance. Números de Reynolds bajos se corresponden con movimiento laminar, describiendo las partículas de agua líneas de corriente claramente definidas.

Los valores límite de R para cada tipo de movimiento, entre los que puede considerarse un movimiento de transición, son poco precisos. No obstante, el movimiento en canales generalmente es turbulento. En el caso de canales con gran pendiente, como el talud de una presa de materiales sueltos, está garantizado que el movimiento será turbulento.

2.2.4 LECHO HIDRÁULICAMENTE LISO O RUGOSO

En el movimiento del agua en un canal de superficie relativamente lisa, aunque la capa límite turbulenta haya alcanzado la superficie del agua, existe junto al lecho una fina subcapa laminar dentro de la cual la velocidad es muy reducida y el movimiento es laminar. Si la altura de las rugosidades del canal es suficientemente pequeña, estas rugosidades estarán contenidas en la subcapa laminar impidiendo las fuerzas viscosas, la formación y transmisión de turbulencias. En este caso, la rugosidad no influye en el movimiento que existe fuera de la subcapa laminar y se dice que la superficie es hidráulicamente lisa. Cuando la altura de rugosidad supera un cierto valor crítico, el movimiento del agua fuera de la subcapa laminar se ve influido por dicha rugosidad. En tal caso se dice que la superficie es hidráulicamente rugosa.

Obviamente, la superficie de un lecho formado por escollera es hidráulicamente rugosa. Según Morris, para explicar el movimiento en superficies hidráulicamente rugosas debe tenerse en cuenta el espaciamiento entre rugosidades (e_r) además de la altura de la rugosidad (a_r). Partiendo de que la pérdida de energía se debe principalmente a la formación de turbulencias aguas abajo de las rugosidades, clasifica el movimiento sobre superficies hidráulicamente rugosas en tres tipos:

2.2.4.1 MOVIMIENTO CASI LISO: Cuando las rugosidades se encuentran muy próximas unas a otras, entre ellas se forman unos remolinos estables, existiendo sobre las rugosidades y sobre dichos remolinos un movimiento muy similar al que se produce sobre una superficie hidráulicamente lisa. El parámetro significativo para evaluar la pérdida de energía es a_r / e_r .

2.2.4.2 MOVIMIENTO DE ONDAS DE INTERFERENCIA: Se produce cuando la proximidad entre las rugosidades es suficiente para que exista interferencia entre el vórtice creado por cada rugosidad y el creado por la rugosidad situada aguas abajo. De dicha interferencia resulta una intensa turbulencia. En este caso la altura de rugosidad tiene menor importancia que el espaciamiento y también influye el calado existente sobre las rugosidades (y_{sr}). Puede considerarse como parámetro significativo y_{sr} / e_r .

2.2.4.3 MOVIMIENTO DE RUGOSIDADES AISLADAS: Corresponde a la situación en la que las rugosidades están tan distantes unas de otras que el remolino creado por cada una de ellas se desarrolla y extingue antes de llegar a la rugosidad situada aguas abajo. El parámetro significativo en la pérdida de energía es a_r / e_r .

En el movimiento sobre el talud de una presa de escollera, la altura y el espaciamiento de las rugosidades viene determinada por el tamaño, forma y disposición de la escollera en el talud. El tamaño de la escollera puede caracterizarse por el *diámetro equivalente* (d_s), que se define como el diámetro de una esfera que tiene el mismo volumen que una escollera media.

El efecto de la forma y disposición de la escollera en el talud puede considerarse mediante la definición de un *coeficiente de compacidad*, pues el hecho de que haya más o menos piedras por unidad de superficie del talud depende esencialmente de la forma que tengan y del modo en que se hayan colocado.

Las fórmulas de resistencia desarrolladas para el movimiento sobre lechos de escollera consideran como parámetro significativo la relación entre el calado y el diámetro equivalente de la escollera y también introducen un coeficiente de compacidad.

Parece deducirse que se trata de un movimiento del tipo denominado por Morris como de ondas de interferencia.

2.2.5 CARACTERÍSTICAS DIFERENCIALES

El movimiento del agua sobre el talud de una presa de escollera tiene unas características diferenciales respecto al movimiento en canales para el que se han desarrollado la mayoría de las formulaciones.

La fuerte pendiente y la elevada magnitud de la rugosidad respecto al calado de agua sobre el talud imponen un movimiento fuertemente turbulento y aireado. La disipación de energía, que es muy elevada, se produce más como efecto del alto grado de turbulencia que a causa del rozamiento.

Knauss (1979) deduce de la comparación de los trabajos de Hartung y Scheuerlein y de Linford y Sauders que la aireación tiene un efecto apreciable en la disipación de la energía para taludes igual o más inclinados que 5:1. Esta situación se da en la práctica totalidad de las presas de escollera existentes. El efecto de la aireación es favorable, permitiendo la evacuación de caudales mayores a igualdad del resto de los parámetros.

Por otra parte, el espaldón de una presa de escollera constituye un lecho permeable, produciéndose en la zona superior la entrada de al menos parte del caudal que discurre por la superficie hacia el interior de la presa. En la zona inferior sucede lo contrario, afluyendo hacia la superficie del talud agua proveniente de la infiltración ocurrida en la zona alta. En consecuencia, el caudal que discurre sobre el talud de la presa es variable, decreciente al comenzar el descenso y creciente en la zona más baja. El efecto de la variabilidad del caudal

será despreciable cuando el caudal vertido sobre la presa sea considerable en relación al caudal que el espaldón es capaz de mantener circulando por su interior. En resumen, las características diferenciales del movimiento sobre el talud de aguas abajo de una presa de escollera son:

- Fuerte pendiente.
- Elevada magnitud de la rugosidad respecto al calado.
- Alto grado de turbulencia.
- Efecto apreciable de la aireación.
- Elevada disipación de energía.
- Participación notable de la turbulencia en la disipación de energía.
- Variabilidad del caudal a lo largo del talud.

Todo ello hace precisa una formulación específica para estimar la pérdida de energía.

2.3 PERDIDA DE CARGA SOBRE EL TALUD DE LA PRESA

A continuación se presentan algunas de las formulaciones que han utilizado los investigadores para determinar la pérdida de carga sobre lechos de escollera.

Fórmula de Manning-Strickier

La fórmula de Manning es empírica y puede escribirse:

$$V = \frac{1}{n} * Rh^{2/3} * i^{1/2}$$

Siendo:

v: velocidad media (m/s)

Rh,: radio hidráulico (m)

i: pérdida de carga por unidad de longitud (adimensional)

n: coeficiente de rugosidad de Manning ($m^{-1/3} * s$)

Según recoge Stephenson (1979), Strickier desarrolló una fórmula empírica para estimar n en función de la rugosidad absoluta (e).

$$n = \frac{0.13}{\sqrt{g}} * e^{1/6}$$

Siendo:

g: aceleración de la gravedad (m/s^2)

e: rugosidad absoluta (m)

Sustituyendo en la ecuación de Manning, obtenemos la fórmula de Manning-Strickler:

$$V = 7.7 * \left(\frac{Rh}{e}\right)^{1/6} * \sqrt{Rh * i * g}$$

Por lo que respecta a la aplicación de esta fórmula al cálculo de la pérdida de carga sobre el talud de una presa de escollera, debemos tener en cuenta lo siguiente:

1° Knauss (1979) llama la atención sobre el hecho de que la fórmula de Manning sólo es aplicable cuando:

$$y > 2.5 d_s$$

Siendo:

y: calado

d_s : diámetro equivalente de la escollera

Esta limitación a la rugosidad relativa resulta severa y no se cumplirá en la mayoría de los casos, pues la fuerte pendiente implica calados reducidos y escollera de tamaño considerable en relación al calado.

2° La fórmula no considera al efecto de la aireación que, como hemos dicho anteriormente, se produce para taludes más inclinados que 5:1.

3° La fórmula tampoco considera al efecto de la forma y colocación de la escollera, cuyo efecto no resulta despreciable.

A pesar de todo ello, diversos investigadores han utilizado la fórmula de Manning, obteniendo resultados interesantes con las limitaciones que se derivan de las consideraciones anteriormente mencionadas.

2.3.1 FORMULACIÓN DE HARTUNG-SCHEUERLEÍN

La metodología completa de Hartung-Scheuerlein (1970), conduce a la determinación de un talud y diámetro equivalente de escollera que permiten el vertido sobre coronamiento de un caudal unitario previamente fijado. Para ello desarrollan una fórmula de resistencia hidráulica y plantean el equilibrio de una piedra sometida a la velocidad deducida mediante dicha fórmula de resistencia, de donde se deriva una velocidad crítica máxima que será resistida por una piedra de un cierto tamaño situada en un talud prefijado.

En este trabajo vamos a analizar únicamente la fórmula de resistencia que permite evaluar la pérdida de carga en el movimiento del agua sobre el talud de escollera.

Esta fórmula es:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -3.2 * \log \left(c * \frac{\theta_m}{4 * y_m} \right)$$

Con:

$$\theta_m = \frac{d_s}{3}$$

$$c = \sigma * (1.7 + 1.81 * \phi * \sin \alpha)$$

$$\sigma = \frac{\gamma_{wL}}{\gamma_w} \cong 1 - 1.3 * \sin \alpha + 0.08 * \frac{y_m}{\theta_m}$$

Siendo:

λ : coeficiente de resistencia (adimensional)

θ_m : altura de rugosidad media (m)

y_m : calado medio de la mezcla de agua-aire (m)

d_s : diámetro equivalente de la escollera (m)

α : ángulo del talud con la horizontal

σ : coeficiente de aireación

γ_{wL} : peso específico de la mezcla agua-aire (T/m^3)

γ_w : peso específico del agua (T/m^3)

ϕ : coeficiente de compacidad (adimensional)

El coeficiente de compacidad utilizado por Hartung y Scheuerlein se define como la relación entre la altura de un elemento rugoso y la distancia entre dos elementos rugosos consecutivos (lo cual depende de la forma y modo de colocación de la escollera en el talud). Según Knauss (1979) el coeficiente de compacidad definido en estos términos oscila entre los siguientes valores extremos:

$\phi = 0,625$ para escollera vertida (compacidad natural)

$\phi = 1,125$ para escollera colocada (compacidad manual)

El coeficiente de resistencia (λ) es del tipo de Darcy-Weisbach, de modo que la pérdida de carga unitaria puede obtenerse, a partir de λ , mediante la conocida fórmula:

$$i = \frac{\lambda}{4 * Rh} * \frac{V^2}{2g}$$

Siendo:

i : pérdida de carga por unidad de longitud (adimensional)

V : velocidad media (m/s)

Rh : radio hidráulico (m)

En un canal de gran anchura, como es el caso, podemos considerar el radio hidráulico igual al calado:

$$Rh = y_m$$

El caudal de agua por unidad de longitud de vertido viene dado por:

$$q_w = \sigma * y_m * V$$

Siendo:

q_w : caudal de agua por unidad de longitud de vertido ($m^3/s/m$)

σ : coeficiente de aireación (adimensional)

y_m : calado medio de la mezcla agua-aire (m)

V : velocidad media de la mezcla agua-aire (m/s)

La velocidad media de la mezcla agua aire en régimen uniforme puede obtenerse por:

$$V = \sqrt{\frac{8g}{\lambda} * y_m * \sin \alpha}$$

Una vez alcanzado el régimen uniforme, la pérdida de carga unitaria coincidirá con la pendiente del talud.

A continuación se presenta el procedimiento para determinar el calado y la velocidad media de la mezcla agua-aire en esta situación.

Despejando V en la fórmula de q_w y sustituyendo en la de V se obtiene que:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \frac{q_w}{\sigma * y_m * \sqrt{8g} * \sqrt{y_m * \sin \alpha}}$$

Igualando las expresiones de $\frac{1}{\sqrt{\lambda}}$ según esta ecuación y la presentada al principio se obtiene que:

$$-3.2 * \log \left(c * \frac{\theta_m}{4 * y_m} \right) = \frac{q_w}{\sigma * y_m * \sqrt{8g} * \sqrt{y_m * \sin \alpha}}$$

Una vez fijados los valores de q_w , α , d_s y ϕ , puede obtenerse y_m de la ecuación anterior. Concretamente sustituyendo en esta ecuación los valores de θ_m , c y σ de las ecuaciones presentadas anteriormente:

$$-3.2 * \log \left[\left(1 - 1.3 * \sin \alpha + 0.08 * \frac{3y_m}{d_s} \right) * (1.7 + 8.1 * \phi * \sin \alpha) * \frac{d_s}{12y_m} \right]$$

$$= \frac{q_w}{\left(1 - 1.3 * \sin \alpha + 0.08 * \frac{3y_m}{d_s} \right) * y_m * \sqrt{8g} * \sqrt{y_m} * \sin \alpha}$$

Una vez obtenido el calado y_m , puede calcularse el valor de λ entrando en cualquiera de las ecuaciones en que aparece. Mediante la ecuación de q_w se obtiene la velocidad media.

La formulación de Hartung-Scheuerlein tiene la ventaja de haberse desarrollado en base a experimentos realizados en taludes de gran rugosidad e inclinación (de hasta 1.5:1). Considera el efecto de la aireación y de la forma y modo de colocación de la escollera, adaptándose adecuadamente a un tipo de movimiento en el que la turbulencia a gran escala tiene un efecto notable en la disipación de energía.

2.3.2 LEY DE PÉRDIDA DE CARGA

A partir de la formulación de Hartung-Scheuerlein es posible obtener una expresión que proporcione la pérdida de carga unitaria, más adecuada para el estudio del movimiento del agua sobre el talud que la fórmula de Manning. Despejando el valor de λ y el de V y sustituyendo ambos valores en una ley del tipo Darcy Weisbach se obtiene:

$$i = \frac{1}{\left\{ -3.2 \log \left[\left(1 - 1.3 * \sin \alpha + 0.08 * \frac{3y_m}{d_s} \right) * (1.7 + 8.1 * \phi * \sin \alpha) * \frac{d_s}{12y_m} \right] \right\}^2 * 4y_m}$$

$$* \frac{q_w^2}{\left(1 - 1.3 * \sin \alpha + 0.08 * \frac{3y_m}{d_s} \right)^2 * y_m^3 * 4}$$

2.3.3 PERFIL DE LA LÁMINA DE AGUA

Para obtener el perfil de la lámina de agua en su recorrido sobre la presa es preciso determinar las secciones de control hidráulico, a partir de las cuales puede comenzarse un proceso de cálculo paso a paso. En el movimiento sobre una presa de escollera, como señalan Powledge y Pravdivets (1992), el acercamiento del agua al coronamiento se produce en régimen lento y el movimiento sobre el talud de la presa es rápido. Por tanto, en las inmediaciones del coronamiento se producirá el calado crítico, constituyendo una sección de control a partir de la cual puede obtenerse el perfil de la lámina de agua paso a paso hacia arriba (régimen lento) y hacia abajo (régimen rápido).

La situación del calado crítico es difícil de precisar dependiendo, según señalan Powledge y Pravdivets, de la sección de coronamiento y de la carga sobre la cota de dicha coronación. Según Stephenson (1979), el calado crítico se produce algo aguas arriba del borde del coronamiento donde el agua inicia el descenso, aproximadamente a una distancia de tres veces el calado crítico.

También según Stephenson, sobre el referido borde de coronamiento el calado es de poco más del 70% del calado crítico (y_c), concretamente de $y_c/1.4$.

Chugh (1992) recomienda estimar el calado crítico como:

$$y_c = \frac{2}{3}H$$

Siendo:

H: la altura de carga sobre la cota de coronación, y considerar que se da en la mitad de agua abajo de la misma, pero no especifica más sobre su ubicación.

Por otra parte, como se vio anteriormente, el efecto de la variabilidad del caudal circulante superficialmente, a causa del intercambio de agua entre el interior y el exterior de la presa, puede o no resultar significativo según la relación entre el caudal de sobrevertido y el caudal máximo de circulación interna. La formulación matemática para realizar el cálculo del perfil de la lámina de agua paso a paso puede realizarse del modo habitual, pero utilizando la ley de pérdida de carga

deducida de la formulación de Hartung-Scheuerlein, o bien la de Manning si las alturas de lámina son suficientemente elevadas en relación al tamaño de la escollera.

2.4 EL MEDIO DE FILTRACION

2.4.1 INTRODUCCIÓN

El movimiento del agua se produce a través de los huecos que dejan entre sí los áridos o escolleras que constituyen el cuerpo de la presa. Consideraremos el movimiento permanente, si bien al final del apartado se hará una reflexión sobre la influencia del factor tiempo. Además, se hablará siempre de movimiento bidimensional, si no se especifica algo diferente.

El medio, obviamente discontinuo, constituido por piedras y los huecos dejados entre las mismas a través de los cuales se produce la circulación del agua, será tratado como un medio continuo.

En primer lugar, es preciso definir de la forma más precisa posible el medio real que será tratado como un medio continuo, y que denominaremos en los sucesivos *medio poroso*, aunque en la escollera relativamente gruesa resultaría más propio el término *medio ahuecado*. Según Bear (1988), puede considerarse *medio poroso* al que cumple las siguientes condiciones:

1° Es una parte del espacio ocupada por materia heterogénea o multifase, siendo al menos una de las fases no sólida. La fase sólida se denomina matriz sólida y el espacio que no forma parte de la misma constituye el espacio de huecos.

2° La matriz sólida debe estar distribuida en el medio poroso y presente en cada volumen elemental representativo, que se definirá más adelante. La superficie específica de la matriz sólida debe ser relativamente elevada y las aberturas que

constituyen el espacio de huecos deben ser relativamente estrechas.

3° Algunos de los poros que constituyen el espacio de huecos deben estar interconectados. Los poros interconectados que permiten la circulación del agua a través de ellos constituyen el espacio efectivo de huecos.

2.4.2 TRATAMIENTO DEL MEDIO POROSO COMO UN CONTINUO

No resulta posible estudiar el movimiento del agua a través de los canalículos que determinan las cavidades interconectadas existentes en el medio poroso, determinando velocidades y caudales a través de cada uno de ellos. Basta pensar en la imposibilidad de definir la geometría de dichos canalículos. Por ello es preciso tratar el medio poroso como un medio continuo.

Por otra parte, al considerar el agua como medio continuo, por ejemplo, para estudiar su movimiento en un canal, estamos realizando un artificio similar, si bien a distinto nivel, pues tampoco el agua, como el resto de la materia, es un medio continuo.

En efecto, consideremos un punto matemático del medio agua y un punto físico, cuyo centro de gravedad sea el anterior punto matemático, con un volumen $\Delta(\text{vol})$ y una masa Δm . La densidad del medio en ese punto (P) será:

$$\rho(P) = \frac{\Delta m}{\Delta(\text{vol})}$$

Pero si el volumen $\Delta(\text{vol})$ es suficientemente pequeño, de tamaño molecular, el valor de la densidad en el punto P oscilará bruscamente a medida que el volumen $\Delta(\text{vol})$ se reduce de forma continua, según que dentro de $\Delta(\text{vol})$ entren más o menos moléculas del reducido número de las mismas que caben en un volumen de tamaño molecular.

Por tanto existe un volumen Δ (vol), que Bear denomina *volumen elemental representativo* (VER), tal que para volúmenes menores el valor medio de la densidad en el Δ (vol) no puede considerarse representativa del punto P.

El VER es el mínimo tamaño de partícula física que puede considerarse para que sea válido considerar el medio agua como un medio continuo, considerando como características del medio en un punto matemático P los valores medios en la partícula que tiene como centro de gravedad el punto P.

Por otra parte, si la partícula es excesivamente grande tampoco será representativa del punto P. Consideremos la densidad de un fluido no homogéneo. Si Δ (vol) se incrementa el valor de $\rho(P) = \Delta m / \Delta(\text{vol})$ también resultará variable en función de la variación espacial de la densidad. Por tanto, conviene que el tamaño de partícula sea lo más pequeño posible y que, por consiguiente, coincida con el VER.

De ese modo, se realiza el paso del nivel molecular, en el que el agua no es un medio continuo, al nivel que podemos denominar microscópico, pues el tamaño de partícula es todavía tan pequeño que no puede apreciarse a simple vista. El proceso consiste, como hemos visto, en considerar como valor de una propiedad del medio en un punto el valor medio de dicha propiedad en una partícula física cuyo tamaño está limitado por el VER. La partícula deberá contener suficiente número de moléculas como para que la adición o sustracción de algunas más no afecte de forma apreciable al valor medio de las propiedades en la partícula.

Del mismo modo puede pasarse del nivel microscópico al nivel que podemos denominar macroscópico, para considerar un medio poroso como un medio continuo.

El razonamiento podría realizarse con otra propiedad, por ejemplo, la densidad como en el caso anterior, pero utilizaremos la porosidad como característica más representativa de un medio poroso.

La porosidad (n), se define como la relación entre el volumen de huecos y el volumen total de medio poroso, huecos más sólidos. Si consideramos un punto matemático P , y la partícula o punto físico de volumen $\Delta(\text{vol})$, con un volumen de huecos $\Delta(\text{Vol})h$ el valor medio de la porosidad en la partícula será:

$$n(P) = \frac{\Delta(\text{vol})h}{\Delta(\text{vol})}$$

El punto matemático P puede coincidir con un punto de hueco o de medio sólido. Si el volumen $\Delta(\text{vol})$ es suficientemente pequeño, estará totalmente constituido por hueco o por materia sólida y la porosidad será la unidad o cero respectivamente. De forma semejante a lo visto anteriormente para el medio agua, la partícula de un medio poroso debe tener un número suficientemente elevado de huecos como para que la inclusión o exclusión de algunos de ellos en la partícula no afecte de forma apreciable al valor de la porosidad media en la misma. En este caso, el *volumen elemental representativo* es de mayor tamaño que el de una partícula del medio agua visto anteriormente.

De forma semejante a como se ha hecho con la porosidad, puede definirse la velocidad del agua en un medio poroso como la velocidad media en una partícula de medio poroso y el caudal específico o caudal por unidad de área, por su valor medio también en una partícula de medio poroso.

Otra condición importante para poder tratar un medio discontinuo como un medio continuo es que el dominio o espacio ocupado por el medio debe contener un número suficientemente elevado de partículas.

El cumplimiento de esta condición, que parece obvio en los casos más habituales, como en el estudio de la filtración a través de un núcleo de arcilla, puede no ser tan evidente en el caso de una presa de escasa altura y escollera muy gruesa. El límite de validez del tratamiento de una escollera como un medio continuo puede ser objeto de investigación en el futuro.

2.4.3 PROPIEDADES DEL MEDIO POROSO

Consideraremos las propiedades del medio poroso más significativas a efectos del estudio del movimiento del agua a través del mismo.

La *porosidad* es, sin duda, la propiedad que ejerce una mayor influencia. En lo sucesivo, al hablar de la porosidad se entenderá que nos referimos a lo que a veces se denomina *porosidad macroscópica* y que también podríamos llamar *porosidad del medio*, considerando sólo el volumen de huecos existente entre los elementos sólidos, excluyendo los poros de los propios elementos sólidos.

La porosidad de la matriz sólida no contribuye en forma apreciable a la circulación del agua, que se produce a efectos prácticos exclusivamente a través de los huecos existentes entre los elementos sólidos y que constituyen el *volumen de huecos*.

La porosidad definida en el apartado anterior puede denominarse *porosidad volumétrica*, relación entre el volumen de huecos y el volumen total de huecos y matriz sólida, o volumen del medio. Si consideramos una sección del medio por un plano, puede definirse una *porosidad areal* como la relación entre área de huecos y área total del medio.

De forma semejante puede definirse una *porosidad lineal*, considerando una línea sobre el plano anterior y obteniendo la relación entre longitud de huecos y longitud total del medio. Bear demuestra que el valor de la *porosidad volumétrica*, de la *porosidad real* y de la *porosidad lineal* de un medio poroso resulta coincidente.

Por otra parte, para estudiar el movimiento del agua en el medio poroso deberíamos considerar la *porosidad efectiva*, computando en el volumen de huecos únicamente aquellos a través de los cuales circula el agua, y considerando como parte de la matriz sólida los huecos no conectados o los huecos en los que se forman vórtices estables.

En la práctica esto no es posible. No obstante, parece lógico que a medida que el tamaño de los huecos aumenta, el valor de la porosidad efectiva sea más próximo

a la porosidad real. Puede pensarse que para esolleras limpias los valores sean muy semejantes.

El *índice de huecos* (e), que se define como la relación entre el *volumen de huecos* y el *volumen de sólidos* en un determinado volumen del medio poroso, expresa también la cuantía de los huecos existente en el medio poroso, siéndole aplicable todo lo dicho anteriormente acerca de la porosidad.

$$n = \frac{(vol)h}{(vol)m}$$

$$e = \frac{(vol)h}{(vol)s}$$

Siendo:

(vol)h: volumen de huecos.

(vol)s: volumen de sólidos.

(vol)m: volumen de medio poroso.

La relación entre la porosidad y el índice de huecos puede expresarse así:

$$e = \frac{n}{1 - n}$$

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

La porosidad de un medio poroso depende básicamente de la forma y granulometría de las partículas sólidas, que son propiedades del material, y

también del grado de compacidad, que depende de la colocación, variando si ha sido simplemente vertido o se ha compactado o colocado a mano.

Las granulometrías uniformes conducen a valores más elevados de la porosidad que las continuas. La compacidad también tiene una influencia significativa. Basta citar la diferencia existente entre dos materiales formados ambos por elementos sólidos esféricos, pero uno de ellos con los centros de las esferas formando una malla cúbica y el otro con los centros formando una malla piramidal.

Es fácil calcular que la primera tendrá una porosidad del 47,6% y la segunda del 25,96%, independientemente de cuál sea el radio de las esferas. Esta última observación sirve para destacar la influencia de la forma (si los elementos sólidos fueran cúbicos la porosidad podría llegar a ser nula) y también la escasa importancia del tamaño en términos absolutos.

En efecto, si el tamaño de las partículas de un determinado material se reduce, cada parte reducida del nuevo material tendrá la misma porosidad, pues la relación entre huecos y total de medio poroso no habrá variado.

La *superficie específica* (S_e) es otra propiedad que juega un papel fundamental en el movimiento del agua a través de un medio poroso. Se define como la relación entre el área total de la superficie que definen los huecos (A_s) y el volumen total de medio poroso considerado ($(Vol) m$).

$$S_e = \frac{A_s}{(vol)m}$$

Si consideramos, como hicimos anteriormente, dos medios porosos siendo el material de uno de ellos igual que el del otro pero de tamaño reducido en cierta proporción, ya vimos que el valor de la porosidad era el mismo para ambos. En cambio, el material de menor tamaño tiene una superficie específica mucho mayor y esto tiene una influencia notable en la circulación del agua. Basta tener en cuenta la mayor superficie en la que se produce rozamiento y por tanto pérdida de energía.

Según Carman (Bear 1988), la *superficie específica* de la arena se encuentra en el rango de 150 a 220 cm^{-1} . La superficie específica depende de la porosidad, y por tanto de la forma, graduación y grado de compactación, y también del tamaño de los elementos sólidos.

Cuando la granulometría del material no es uniforme, como sucede habitualmente, es frecuente definir el tamaño de los elementos sólidos por un tamaño representativo d_p , que se define generalmente como el tamaño del tamiz por el que pasa el p% del material, expresando el porcentaje en peso. El tamaño d_p tiene la intención de representar un tamaño tal que el p% de los elementos sólidos sean menores que el referido tamaño d_p .

Parkin, Trollope y Lawson (1966) dan un gráfico basado en ensayos que proporciona una banda en la que se encuentra la superficie específica de una escollera en función del tamaño nominal de la piedra, que podemos definir como d_{50} .

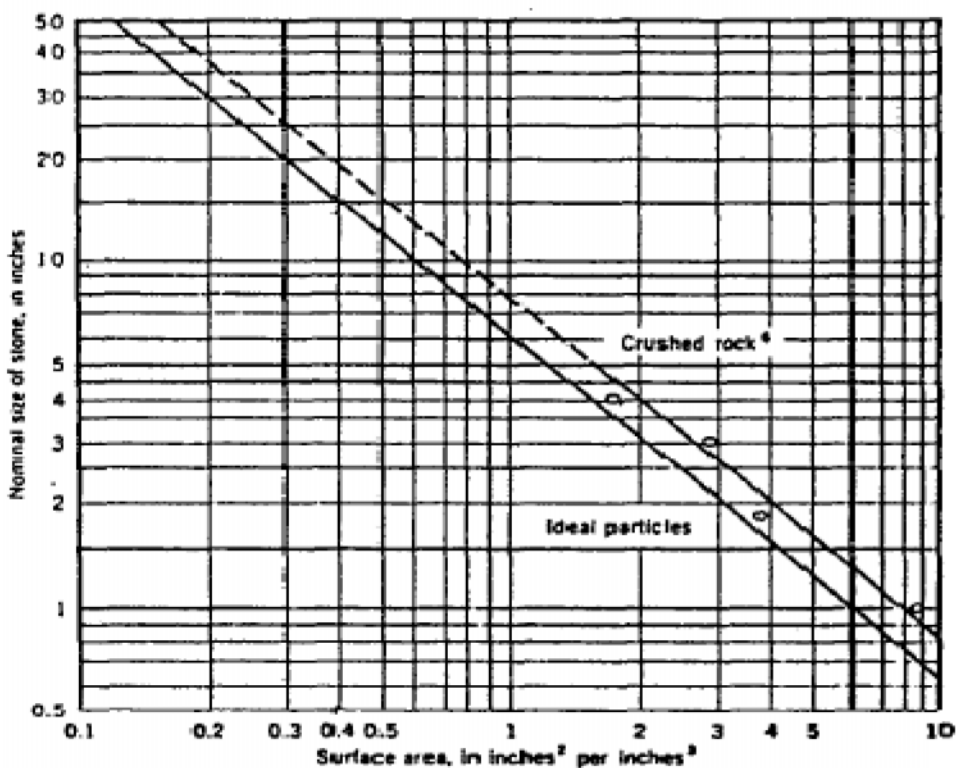


FIG. 2.1 GRAFICO PARA LA DETERMINACION DE LA SUPERFICIE ESPECÍFICA
Fuente: Parkin, Trollope y Lawson; (1966)

2.4.4 CONCEPTOS DE VELOCIDAD EN UN MEDIO POROSO

El agua circula a través de los huecos existentes entre los elementos sólidos del medio poroso. En pura teoría, en cada punto del fluido podría considerarse un vector velocidad que define la magnitud y dirección de la velocidad de la partícula de agua que ocupa esa posición en un instante dado. Como ya se ha explicado anteriormente, resulta imposible en la práctica calcular la *velocidad real* (V_r) del agua a su paso por los huecos, ya que la misma definición de la geometría de la superficie del *conducto* es inabordable.

La *velocidad real* de las partículas de agua corresponde a lo que denominamos anteriormente nivel microscópico. En el paso al nivel macroscópico, que permite considerar el medio poroso como un continuo, podemos definir la velocidad del agua en una partícula del referido medio poroso por la velocidad media del agua en dicha partícula, que es media de las velocidades reales a lo largo de los canalículos contenidos en la partícula de medio poroso, y que denominaremos simplemente *velocidad media* (V_{md}) o bien *velocidad media en los huecos* (V_h) en lo sucesivo.

Si consideramos una sección de un medio poroso, de área total (A_t) y área de huecos (A_h), puede calcularse el caudal (Q) de agua que circula a través de dicha sección como

$$Q = V_{md} * A_h = V_{md} * n * A_t$$

Siendo V_{md} la componente del vector V_{md} en la dirección normal al plano de la sección considerada.

El caudal que circula por unidad de área total del medio poroso, que suele denominarse *caudal específico* (q_e) será:

$$q_e = \frac{Q}{A_t} = V_{md} * \frac{A_h}{A_t} = V_{md} * n$$

Como puede verse, el caudal específico tiene dimensiones de velocidad, pues la porosidad es adimensional, y puede concebirse como la velocidad ficticia que debería tener el agua si ocupara toda la sección del medio poroso, y no sólo los huecos, para permitir la circulación del caudal Q que realmente circula a través de los huecos. En efecto:

$$Q = q_e * A_t$$

Por eso resulta habitual utilizar términos de velocidad para referirse al caudal específico. Algunos autores lo denominan *velocidad de Darcy* (V_d) ya que Darcy utilizó este concepto en su conocida ley de resistencia. Otros autores utilizan la denominación de *velocidad macroscópica* (V_m) o *velocidad de filtración* para referirse al caudal específico. Un término adecuado sería *velocidad ficticia* (V_f) del agua a través del medio poroso.

Aquí se emplearán indistintamente los términos *caudal específico* (q_e), *velocidad de Darcy* (V_d), *velocidad macroscópica* (V_m) *velocidad de filtración* y *velocidad ficticia* (V_f) para distinguir este concepto de la anteriormente definida *velocidad media en los huecos* (V_h) y *velocidad real* (V_r).

2.4.5 FORMULA DE RESISTENCIA

Darcy y Ritler fueron los primeros en realizar ensayos de percolación en medios porosos, cuyos resultados publicaron en 1.856. En dichos ensayos utilizaron varias arenas de diferentes granulometrías sometidas a diversas cargas de agua y con distintas longitudes de la columna de arena que atravesaba el agua.

Como resultado de todos los ensayos realizados, observaron que el caudal filtrado era aproximadamente proporcional al gradiente hidráulico, relación entre la diferencia de carga a la entrada y a la salida de la columna de arena, y la longitud de dicha columna.

La columna de arena era vertical y de sección constante. De este modo se obtuvo la conocida *Ley de Darcy*, que tiene en su origen un carácter empírico, si bien posteriormente diversos investigadores han deducido la misma ley sobre bases racionales.

$$V_d = K * i$$

Siendo:

V_d : velocidad de Darcy (m/s)

K : coeficiente de permeabilidad (m/s)

i : gradiente hidráulico (a dimensional)

V_d tiene el significado de un caudal específico o caudal por unidad de área total del medio poroso, incluyendo sólidos huecos.

El valor de K depende de las características del material granular y de las características del líquido filtrado. Definidas estas características, su valor es constante, estableciendo una relación lineal entre el caudal específico ($q_e = V_d$) y el gradiente hidráulico.

El gradiente hidráulico (i) representa la pérdida unitaria de energía del agua en el medio poroso que, tal y como se ha definido anteriormente, tiene un valor distinto que la pérdida unitaria de energía a través de los canalículos que definen los huecos del medio, ya que el recorrido sinuoso de una partícula de agua tiene una longitud mayor que la altura de la columna de arena.

La *Ley de Darcy* permite estimar el caudal filtrado a través de un medio poroso cuando se dispone de una cierta cantidad de energía o carga hidráulica y define el ritmo al que aumenta la pérdida unitaria de energía a través de dicho medio. Es frecuente denominar a este tipo de fórmulas como *fórmulas de resistencia*, puesto que permiten evaluar la mayor o menor resistencia del medio poroso al paso del agua.

Existe evidencia experimental de que cuando el tamaño de los granos o elementos que constituyen la matriz sólida alcanza un determinado tamaño, la Ley de Darcy deja de resultar válida, existiendo una relación no lineal entre el caudal específico y el gradiente hidráulico. Los investigadores han dado diversas explicaciones a este fenómeno. Cuando se hable de movimiento no lineal, se entenderá en el sentido expresado anteriormente.

Las gravas, zahorras y escolleras utilizadas en los espaldones de las presas de materiales sueltos que de forma genérica se denominan presas de escollera tienen generalmente un tamaño suficiente como para que la ley de Darcy no sea aplicable.

Por eso, para estudiar el movimiento del agua a través del cuerpo de la presa es preciso cubrir dos objetivos:

1° Delimitar el campo de validez de la ley de Darcy.

2° Definir una "fórmula de resistencia" no lineal que sea válida fuera del campo de aplicación de la ley de Darcy.

El campo de validez de la ley de Darcy se ha acotado generalmente utilizando un valor crítico del número de Reynolds (Re). Los investigadores han obtenido diversas fórmulas de resistencia no lineales. Las leyes más frecuentemente utilizadas se ajustan a los tipos de fórmulas exponencial, $i = c * V_d^m$, o cuadrática, $i = a * V_d + b * V_d^2$, siendo c, m, a, b, constantes a definir en cada caso.

A lo largo de esta investigación se pudo hallar que Forchheimer fue señalado como el investigador que sugirió por primera vez en 1.901 una formulación de tipo no lineal entre el gradiente de energía y la velocidad de filtración. La fórmula era de tipo parabólico:

$$i = a * V_d + b * V_d^2$$

Donde a y b son constantes.

Algunos investigadores se refieren a este tipo de fórmula de resistencia como *ecuación de Forchheimer*.

No obstante, según Jaeger (1.956), parece que el interés por el movimiento no lineal es anterior, y viene de Prony (1.804), anterior incluso a Darcy, quien consideró una ley de tipo exponencial.

$$i = c * V_d^m$$

Donde c y m son constantes.

Parkin se refiere a esta fórmula como la *ecuación de pérdida de energía de Prony*.

Según Volker, fue Missbach quien en 1.937 postuló una relación de tipo exponencial.

Aquí nos referimos a estos dos tipos de fórmulas como la *fórmula parabólica o cuadrática* y la *fórmula exponencial*. Ambas tienen un origen empírico, si bien la fórmula cuadrática ha sido con posterioridad deducida teóricamente en determinadas condiciones del movimiento (Ergun y Orning, Irmay, Stark y Volker), generalmente partiendo de las ecuaciones de Navier-Stokes utilizando valores promedio en el medio poroso. Otros investigadores han defendido la relación parabólica basándose en resultados experimentales. (Lindquist, Ward, Morcom).

La fórmula exponencial tiene un carácter netamente empírico y puede considerarse una aproximación de la ley teórica, que será de tipo cuadrático. Muchos investigadores han adoptado esta formulación exponencial. Volker cita a White, Escande, Wiikins, Parkiny Anandakrishnan y Varadarajulu. Stephenson va más allá y afirma que la mayoría de los investigadores han preferido una ley del tipo exponencial y cita a Dudgeon (1.966), Johnson (1.971), Leps (1.973), Parkin (1.966), Soni (1.978), Volker (1.969) y Wiikins (1.956).

Como puede verse, ambas formulaciones han resultado útiles a los investigadores. Cada una tiene sus ventajas y sus inconvenientes.

Si la determinación de las constante "c" y " m " de la fórmula exponencial o " a " y " b" de la fórmula cuadrática se realiza mediante ensayos, sometiendo una muestra del material a diversos gradientes de energía y midiendo el caudal

específico o velocidad de filtración, entonces ambas fórmulas resultan igualmente adecuadas a efectos prácticos.

En 1969 Volker utilizó árido de 0,54 pulgadas de diámetro medio. Los resultados de los ensayos realizados en permeámetro pueden verse en la siguiente figura, así como las curvas exponencial y cuadrática ajustadas por el método de los mínimos cuadrados.

Las leyes de resistencia obtenidas mediante ajuste de los resultados experimentales son:

➤ Ley exponencial $i = 8.893 * V_d^{1.745}$

➤ Ley cuadrática $i = 0.319 * V_d + 11.821 * V_d^2$

Con V_d en pies/segundo.

Volker estimó la bondad del ajuste mediante la media de los valores absolutos de las desviaciones en tanto por ciento de los gradientes calculados respecto a los obtenidos experimentalmente para cada V_d , obteniendo una desviación del 1,57% con la ley cuadrática y del 3,02% con la exponencial, ampliamente admisibles desde un punto de vista práctico.

Partiendo de las leyes obtenidas, Volker calculó por el método de los elementos finitos la carga piezométrica en el interior de una presa del material granular ensayado sometida al paso del agua. Hizo este cálculo en dos supuestos: con elemento interno impermeabilizador y sin él. En ambos casos, en los puntos de control seleccionados (de medición directa en un modelo físico que también llevó a cabo), los valores obtenidos a partir de las dos leyes fueron idénticos hasta dos cifras decimales.

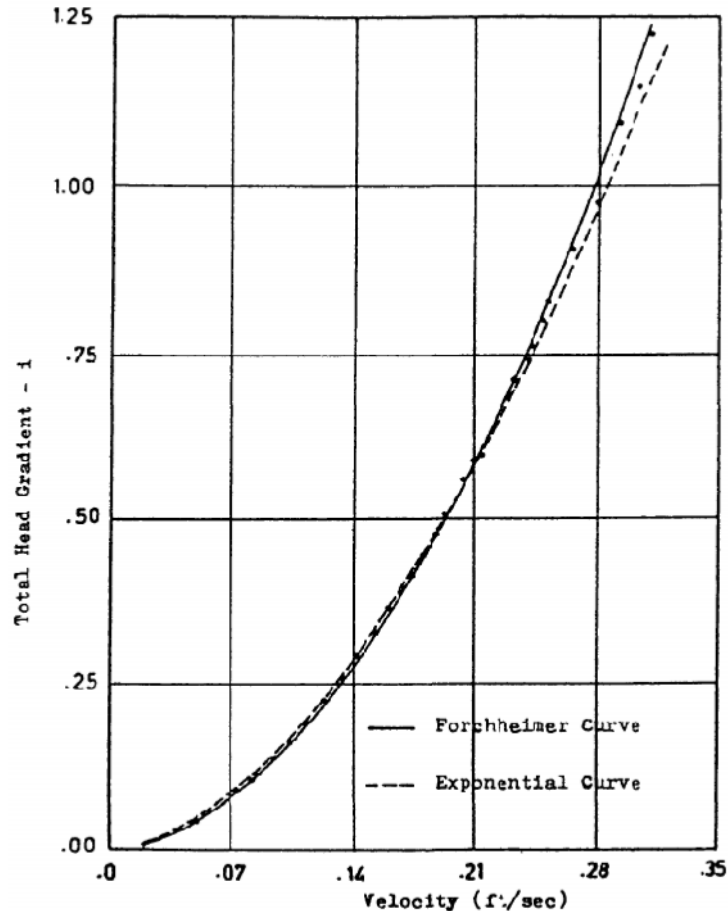


FIG. 2.2 LEYES EXPONENCIAL Y CUADRÁTICA AJUSTADAS A LOS PUNTOS OBTENIDOS EXPERIMENTALMENTE PARA UN MATERIAL DE 7.37 CM. DE DIÁMETRO MEDIO.

(Fuente: Volker; 1969)

Por tanto, si la determinación de los coeficientes se realiza empíricamente, no parece justificada la preferencia por una u otra fórmula. Incluso en el caso de que la fórmula sea racional, y por tanto cuadrática, si en la fórmula existe, como es frecuente, alguna constante cuya determinación exija la realización de ensayos, entonces tampoco supone ventaja alguna, desde un punto de vista práctico, la utilización de la fórmula racional frente a otra de carácter empírico.

Además, la fórmula exponencial conduce a una ecuación de campo más fácil de manejar analíticamente. Por todo ello, son muchos los autores que han basado sus trabajos en fórmulas de tipo exponencial, con un carácter totalmente empírico.

2.4.5.1 COEFICIENTES DE LA FÓRMULA DE RESISTENCIA

Según Wilkins (1.956) en la fórmula exponencial el valor $m=1,85$ es suficientemente aproximado a efectos prácticos en la mayoría de los casos de materiales compuestos por partículas convexas con diámetro mayor que 0,5 pulgadas, a pesar de reconocer la dependencia de la roca y de las características del movimiento y el coeficiente c de la fórmula exponencial depende principalmente del radio hidráulico del medio poroso y del coeficiente de forma, y dice que el efecto de la rugosidad superficial suele despreciarse no conociéndose la importancia del papel que juega. La variación del coeficiente de forma para materiales angulosos obtenidos por fragmentación de piedras de mayor tamaño no es grande.

Puesto que el radio hidráulico de un medio poroso puede definirse, en función del índice de huecos (e) y la superficie específica (Se), admitido un cierto coeficiente de forma, c dependerá básicamente de e y Se .

Basándose en ello, Parkin, Trollope y Lawson (1966) sugieren un procedimiento para determinar el coeficiente c de la ley exponencial en primera aproximación.

1° Se determina el índice de huecos (e).

2° Se determina la superficie específica (Se). Esto puede hacerse utilizando la figura 2.1

3° Se obtiene c del nomograma de la figura 2.3 que tiene en cuenta de modo aproximado el efecto de la forma.

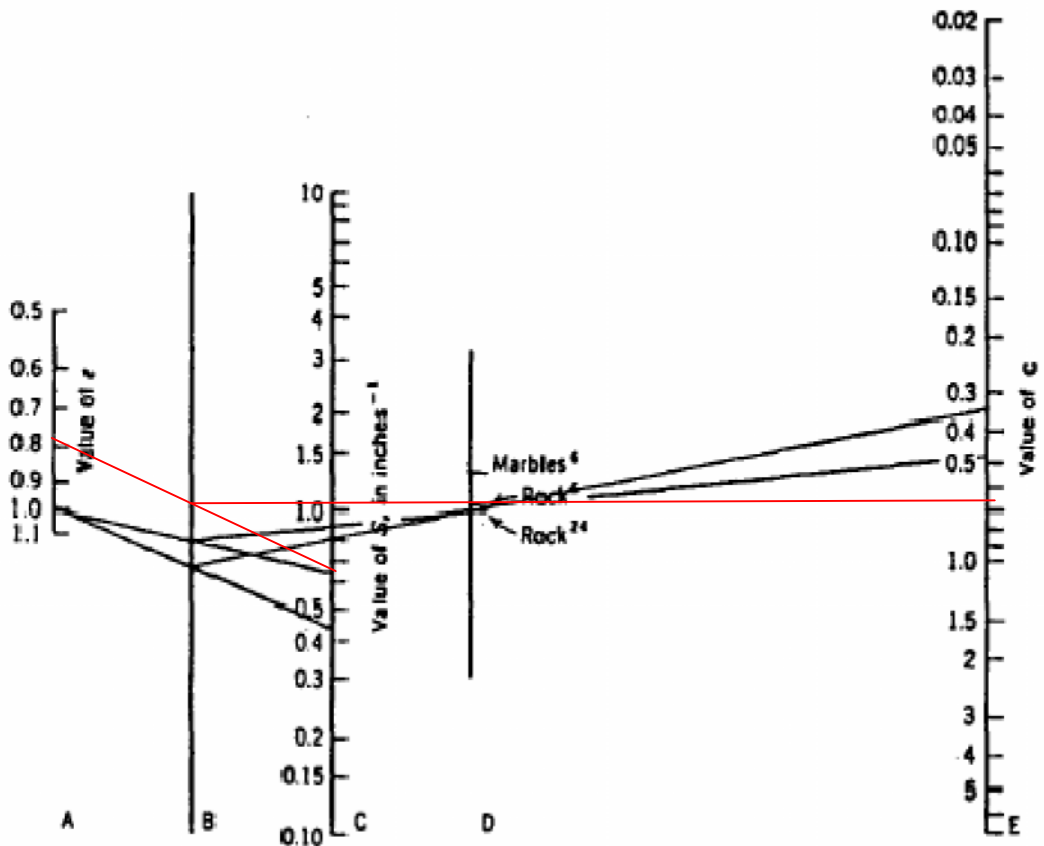


FIG. 2.3 NOMOGRAMA PARA DETERMINAR LA CONSTANTE "C" EN LA FÓRMULA DE RESISTENCIA
Fuente: Parkin, Trollope y Lawson; (1966)

El nomograma se utiliza trazando la línea que une los puntos de A y C correspondientes a los valores de e y S_e respectivamente.

El punto de intersección con B se une con el punto que corresponde de D y se prolonga la recta hasta cortar E, donde queda determinado el valor del coeficiente c .

2.5 MOVIMIENTO DEL AGUA A TRAVÉS DE LA ESCOLLERA

2.5.1 ESTUDIO PARAMETRICO

Una vez conocida la fórmula de resistencia o ley de pérdida de energía, puede plantearse el estudio del movimiento del agua a través de la escollera.

Se considera al espaldón de escollera completamente saturado y definido geoméricamente como puede verse en la siguiente figura:

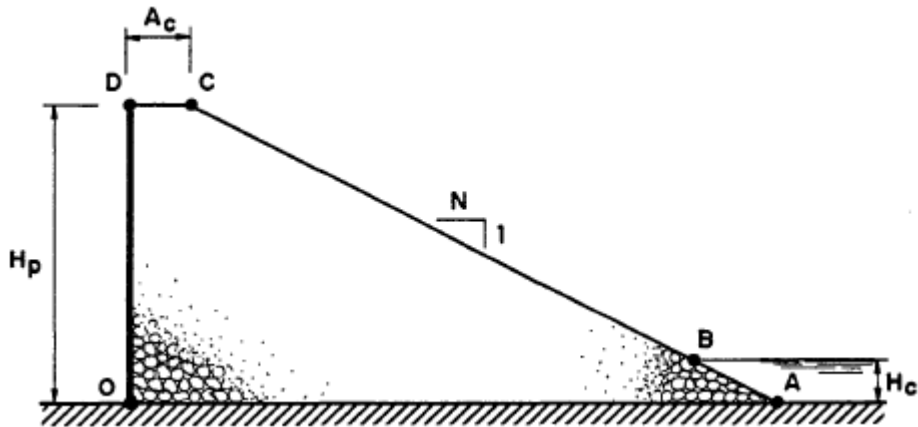


FIG. 2.4 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN TIPO DE CÁLCULO

La notación empleada es:

H_p : altura de presa

N : talud

A_c : ancho de coronamiento, desde el elemento impermeable

H_c : altura de agua al pie de la presa

Para la modelización matemática del estudio paramétrico se ha encontrado a través de este trabajo de investigación estudios realizados con el programa informático MNLEE.RDF que es un programa desarrollado para el estudio del movimiento del agua en el espaldón de aguas abajo de una presa de escollera sometida a sobrevertido, a partir de una formulación no lineal del problema de filtración.

Este programa responde a la formulación en diferencias finitas, que se basa en la ecuación de campo de Parkin, considerando una fórmula de resistencia de tipo exponencial:

$$i = c * V_d^m$$

Las condiciones de contorno son:

- Cimiento (tramo $ÓA$ del contorno) impermeable

- Elemento impermeabilizante de la presa cerrando completamente la altura de la presa (tramo $ÓD$)
- Potencial constante en el tramo AB del talud, correspondiente a una carga igual a H_c .

$$\varphi_{AB} = \frac{h_{AB}}{c} = \frac{(z + \frac{p}{\gamma_w})_{AB}}{c} = \frac{H_c}{c}$$

- Potencial impuesto en el tramo BC del talud, correspondiente a una presión nula.

Esta última condición de contorno se justifica por considerarse la altura de agua sobre el talud despreciable en relación a las cargas hidráulicas existentes en el dominio de filtración, ya que las láminas vertientes sobre la presa compatibles con la estabilidad superficial del talud frente al arrastre de la escollera son moderadas. Esta hipótesis permite considerar de forma desacoplada el movimiento del agua por el interior de la presa y sobre el talud.

En el estudio paramétrico se ha caracterizado la influencia que tienen en el movimiento del agua a través de la escollera los parámetros principales:

Constante (c) y exponente (m) de la fórmula de resistencia $i = c * v^m$

- Altura de la presa (H_p)
- Talud del espaldón de agua abajo (N)

Mediante el programa MNLEE.RDF se ha modelizado el movimiento del agua en el espaldón para los casos que se especifican a continuación, obteniendo en cada caso los campos de:

- Potencial de velocidad (φ)
- Velocidad de filtración (V)
- Gradiente hidráulico (i)
- Presión del agua (p)

c (s ^{-m} /cm ^{-m})	Hp (m)	N	c (s ^{-m} /cm ^{-m})	Hp (m)	N	c (s ^{-m} /cm ^{-m})	Hp (m)	N
3.6*10 ⁻³	25	1	7.1*10 ⁻²	25	1	8.9*10 ⁻¹	25	1
		1.5			1.5			1.5
		2			2			2
		2.5			2.5			2.5
		3			3			3
	50	1		1	1			
		1.5		1.5	1.5			
		2		2	2			
		2.5		2.5	2.5			
		3		3	3			
	75	1		1	1			
		1.5		1.5	1.5			
		2		2	2			
		2.5		2.5	2.5			
		3		3	3			
	100	1		1	1			
		1.5		1.5	1.5			
		2		2	2			
		2.5		2.5	2.5			
		3		3	3			
150	1	1	1					
	1.5	1.5	1.5					
	2	2	2					
	2.5	2.5	2.5					
	3	3	3					

También se han realizado cálculos con $m = 1,7$ y $m = 2$, observando que las diferencias con $m = 1,85$ eran despreciables.

Interesa analizar las presiones intersticiales, el gradiente hidráulico y el caudal filtrado. Las primeras determinan la seguridad del espaldón frente al deslizamiento en masa. El gradiente hidráulico en la zona de emergencia puede influir en la estabilidad de la escollera situada en dicha zona, por ser proporcional a él la fuerza de filtración.

El caudal que circula internamente da idea del caudal de vertido sobre el coronamiento necesario para saturar completamente el espaldón.

De los resultados obtenidos mediante el programa MNLEE.RDF se extraen las siguientes conclusiones:

1 ° La constante c de la fórmula de resistencia no influye en el campo de presiones, lo que se explica teniendo en cuenta que el potencial de velocidad:

$$\varphi = \frac{h}{c} = \frac{(z + \frac{p}{\gamma_w})}{c}$$

También podría haberse definido alternativamente como:

$$\varphi' = c\varphi = h = z + \frac{p}{\gamma_w}$$

Como c tiene un valor constante, es indiferente obtener el campo de valores φ y de él deducir el de valores p , o deducir éste a partir del campo de valores φ .

2° En cambio, el exponente m de la fórmula de resistencia influye, aunque de forma moderada, en el campo de presiones. Al aumentar su valor desde $m = 1$, movimiento lineal y ley de Darcy válida, hasta $m = 2$, movimiento completamente turbulento, se produce un aumento de presiones en la zona del pie de presa y una disminución de las mismas en la zona de la coronación. Al final de este apartado pueden verse las Figuras N° 2.7 y 2.8 en las que se representan las líneas de igual diferencia de presión de agua en valores absolutos y en valores relativos, correspondientes a una altura de presa de 50 m. y taludes 1,5 y 2.

En realidad, el exponente m en escolleras oscila poco en torno al valor 1,8 ó 1,85, por lo que puede decirse que si el campo de presiones se calcula mediante un programa comercial, y considerando la diferencia entre las presiones relativas obtenidas con fórmula de resistencia no lineal y lineal, los valores máximos se producen en las proximidades del talud.

-Error máximo positivo: Se produce en una zona intermedia del talud, siendo menor que el 10%.

-Error máximo negativo: Se produce en la zona de coronación, representando un porcentaje elevado por ser pequeñas las presiones relativas en esa zona.

3° El campo de *presiones relativas* no varía con la altura de la presa. Si consideramos dos presas construidas con escolleras de igual fórmula de resistencia, la proporcionalidad geométrica de dimensiones se mantiene en el campo de las presiones intersticiales. Pero ya hemos visto que la constante c de la fórmula de resistencia no influye en el campo de presiones y como, además, el exponente varía poco en torno al valor 1.8 ó 1,85, y para oscilación tan reducida la influencia en el campo de presiones es completamente despreciable, puede extraerse la conclusión de que aunque las escolleras sean distintas, la proporcionalidad geométrica y de presiones intersticiales también se mantiene a efectos prácticos.

4° La presión relativa es máxima en la zona del pie de presa y próxima al 100%, esto es, la presión del agua tiene valores próximos a la altura de escollera correspondiente en cada punto. Además, en todos los casos existe una zona en la que la presión relativa alcanza el 100%. Esto se debe a que las líneas de filtración son prácticamente horizontales en la zona del pie de presa, admitido que el terreno de apoyo es impermeable a efectos prácticos.

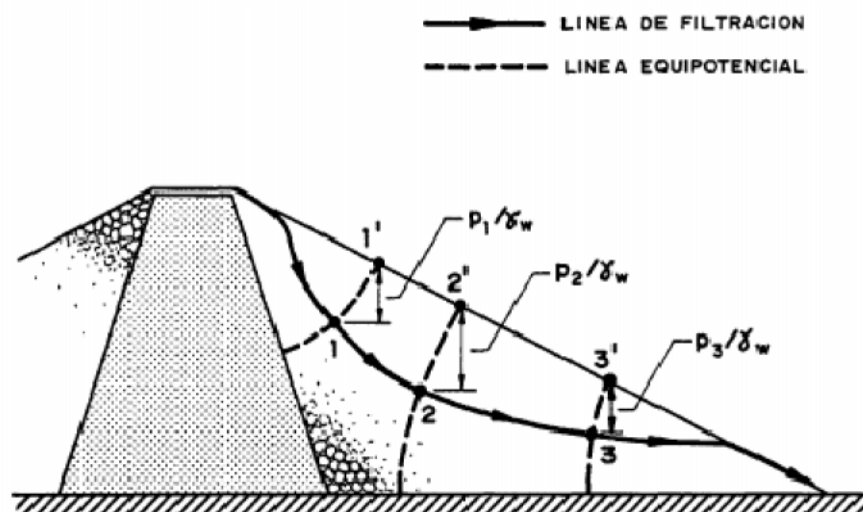


FIG. 2.5 ESQUEMA DE LA DETERMINACIÓN GRÁFICA DE LA PRESIÓN DEL AGUA EN DISTINTOS PUNTOS DE UNA LÍNEA DE FILTRACIÓN

Si consideramos un punto cualquiera del dominio de filtración y las líneas de corriente y equipotencial que se cortan en él, como el punto 1 de la Figuras N° 2.5

$$\varphi_1 = \varphi_1'$$

Como:

$$\varphi = \frac{h}{c}$$

y c tiene un valor constante en todo el dominio, entonces:

$$h_1 = h_1'$$

Luego:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma_w} = z_{1'} + \frac{p_{1'}}{\gamma_w}$$

Como:

$$p_{1'} = 0$$

Tenemos que:

$$\frac{p_1}{\gamma_w} = (z_{1'} - z_1)$$

O sea, que la diferencia de cotas entre los puntos 1 y 1' es igual a la presión del agua en el punto 1, admitiendo un peso específico del agua igual a la unidad.

En la zona del pie de presa las líneas de corriente son prácticamente horizontales y, por tanto, verticales las líneas equipotenciales. En consecuencia, la diferencia de cota existente entre un punto cualquiera del dominio en esa zona y la del punto de intersección con el talud de la equipotencial que pasa por él, es igual a la altura de escollera sobre dicho punto, como sucede en el punto 3 de la Figuras N° 2.5.

Se deduce de lo anterior, que la presión relativa no puede exceder el 100%. Lo que sucede al aumentar el talud es que:

- Las líneas de filtración aumentan su longitud, reduciéndose los gradientes hidráulicos y aumentando las presiones del agua.
- En la zona afectada por presiones relativas del 100% no es posible un aumento de la presión del agua. Lo que sucede al aumentar el talud es que la zona con presiones próximas al 100% aumenta de tamaño extendiéndose desde el pie de presa hacia aguas arriba. En las Figuras N° 2.9 – 2.12 que se incluyen al final de este apartado, se señala en rojo el área del dominio de filtración afectada por una presión relativa del agua mayor que el 95%. Puede apreciarse cómo aumenta su extensión al aumentar el talud. Para taludes mayores que 2,5 prácticamente la mitad del espaldón está afectada por una presión relativa mayor que el 95%.

Las conclusiones respecto a los gradientes hidráulicos están en consonancia con lo observado para las presiones intersticiales, resumiéndose en los siguientes puntos:

1° El campo de gradientes hidráulicos no varía apreciablemente con la altura de la presa, ni con la constante c de la fórmula de resistencia y lo hace muy ligeramente con el exponente m . Queda determinado esencialmente por el talud del espaldón.

2° El rango de gradientes existentes en el dominio de filtración es amplio, más amplio cuanto menor es el talud del espaldón.

3° Los gradientes hidráulicos son máximos en las zonas de coronación y pie de presa, algo mayores en la primera de ellas. No obstante, la fuerza de filtración asociada al gradiente donde resulta desfavorable es en la zona del pie, siendo en esa zona una fuerza desestabilizadora para la escollera por dirigirse hacia el exterior del espaldón.

4° El gradiente hidráulico máximo en el pie de presa puede calcularse mediante la expresión: $i_{\text{máx}} = l/N$ siendo N el talud del espaldón, o bien $i_{\text{máx}} = \text{tg } \alpha$, siendo α el ángulo que forma la superficie del talud con la horizontal.

La causa es la horizontalidad de las líneas de filtración en el pie de presa.

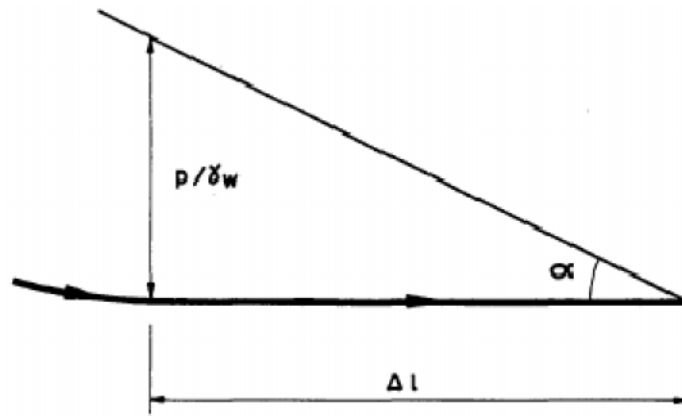


FIG. 2.6 ESQUEMA DE LÍNEA DE FILTRACIÓN EN LAS PROXIMIDADES DE PIE DE PRESA Y PRESIÓN DEL AGUA CORRESPONDIENTE A UN PUNTO DE LA MISMA

Si consideramos el tramo final de una línea de corriente, el gradiente hidráulico es la relación entre la carga hidráulica perdida en ese tramo y la longitud del mismo. La carga que se pierde es la presión existente, dividida por el peso específico del agua, que es igual, como hemos visto anteriormente, a la altura de escollera en el punto inicial del tramo admitiendo un peso específico del agua igual a la unidad, en T/m^3 .

$$i = \frac{p_p/\gamma_w}{\Delta l} = \tan \alpha = \frac{1}{N}$$

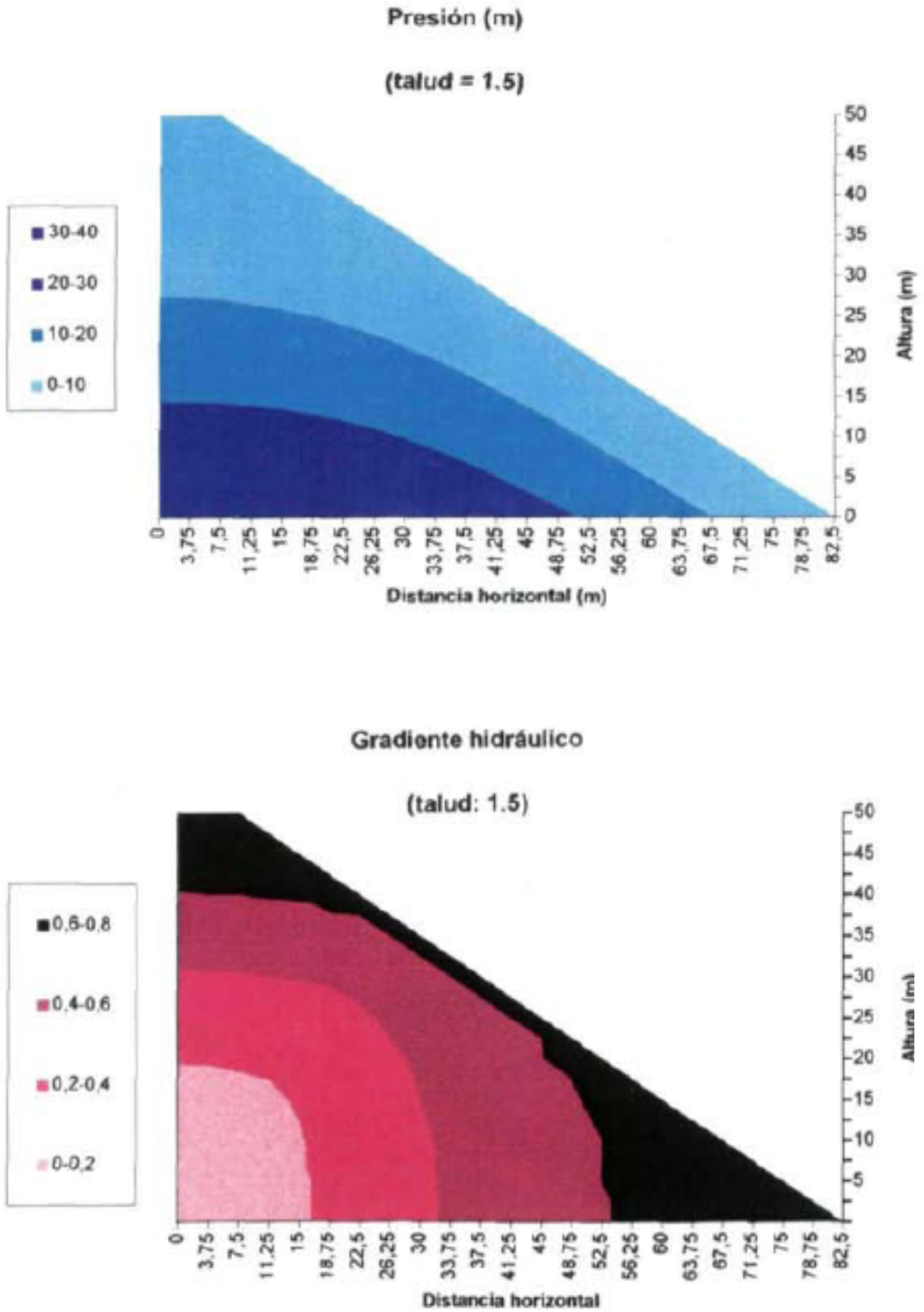


FIG. 2.7 ISOLINEAS PARA TALUD 1.5 a) PRESIÓN DEL AGUA: b) GRADIENTE HIDRÁULICO

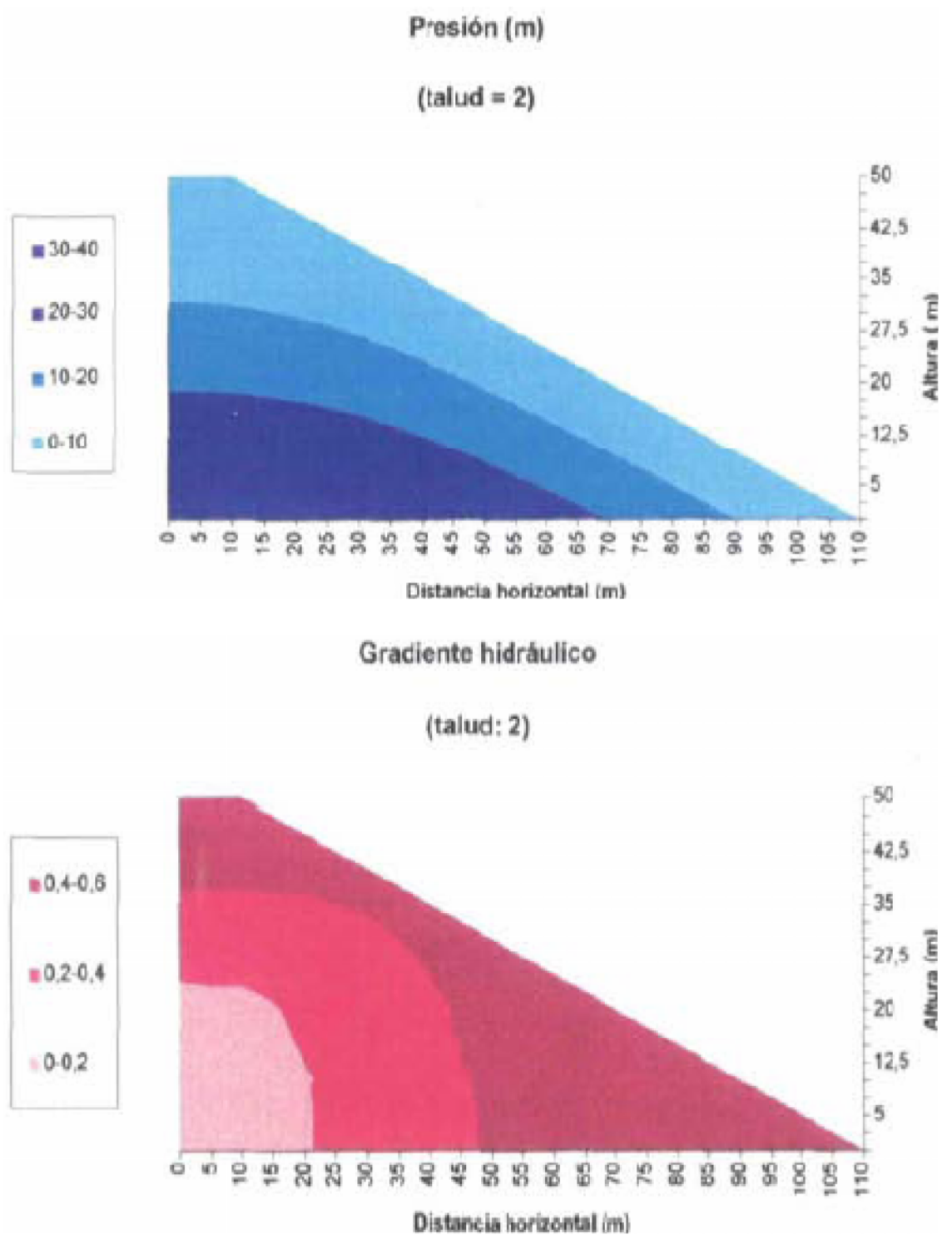


FIG.2.8 ISOLINEAS PARA TALUD 2 a) PRESIÓN DEL AGUA; b) GRADIENTE HIDRÁULICO

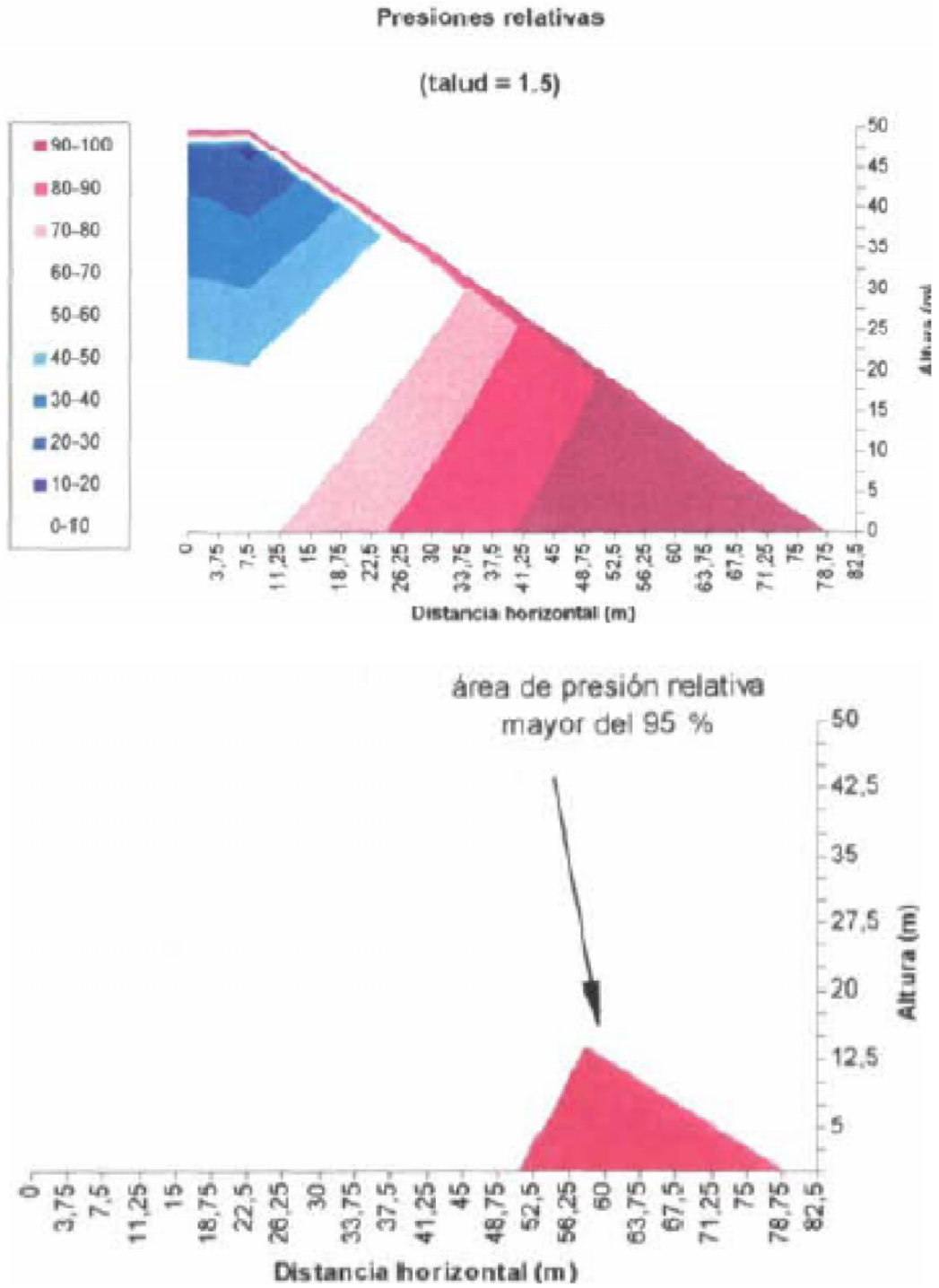


FIG.2.9 PARA TALUD 1,5

a) ISOLINEAS DE PRESIÓN RELATIVA DEL AGUA; b) ÁREA DE PRESIÓN RELATIVA MAYOR DEL 95 %

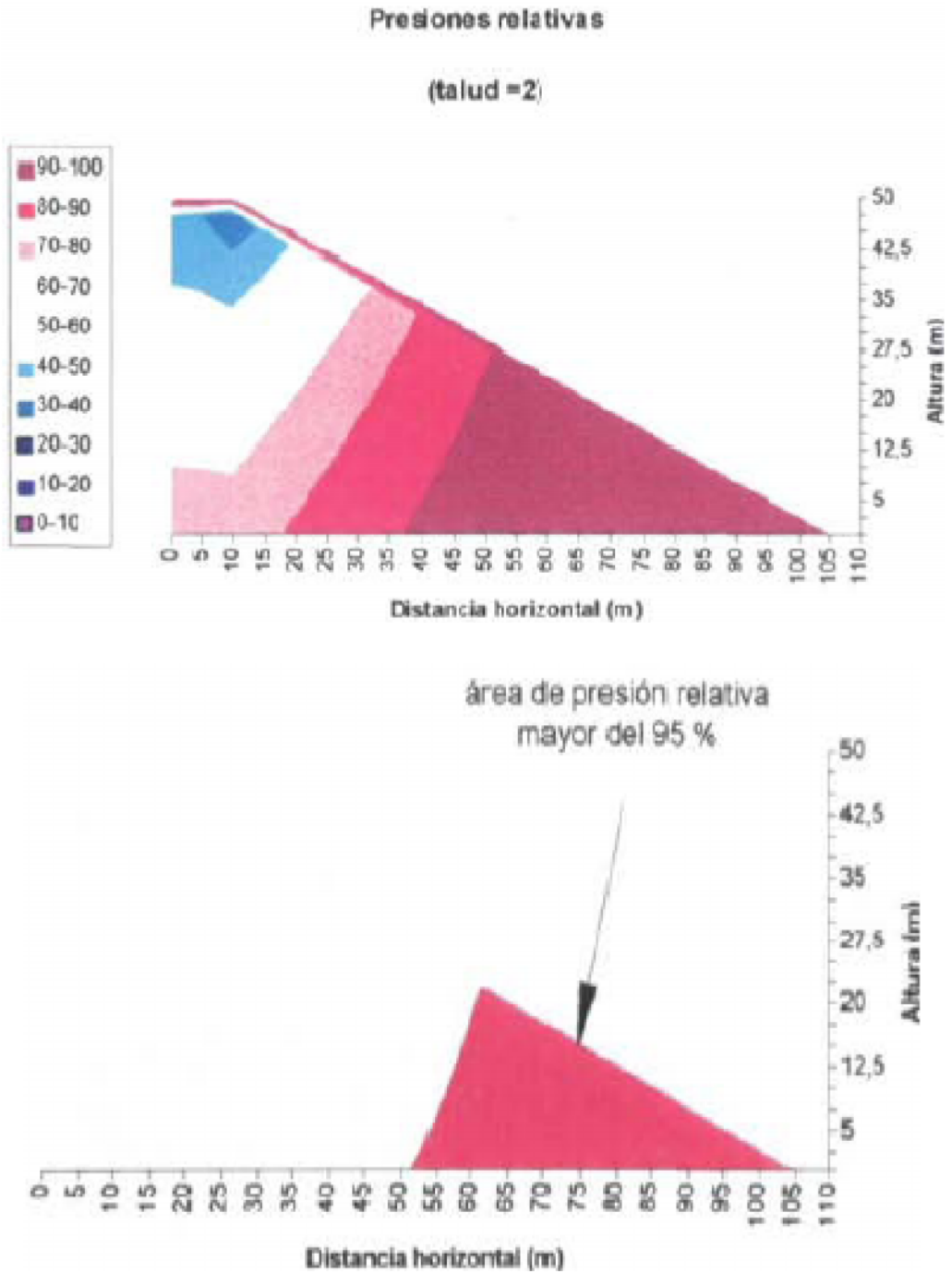


FIG. 2.10 PARA TALUD 2

a) ISOLINEAS DE PRESIÓN RELATIVA DEL AGUA; b) ÁREA DE PRESIÓN RELATIVA MAYOR DEL 95 %

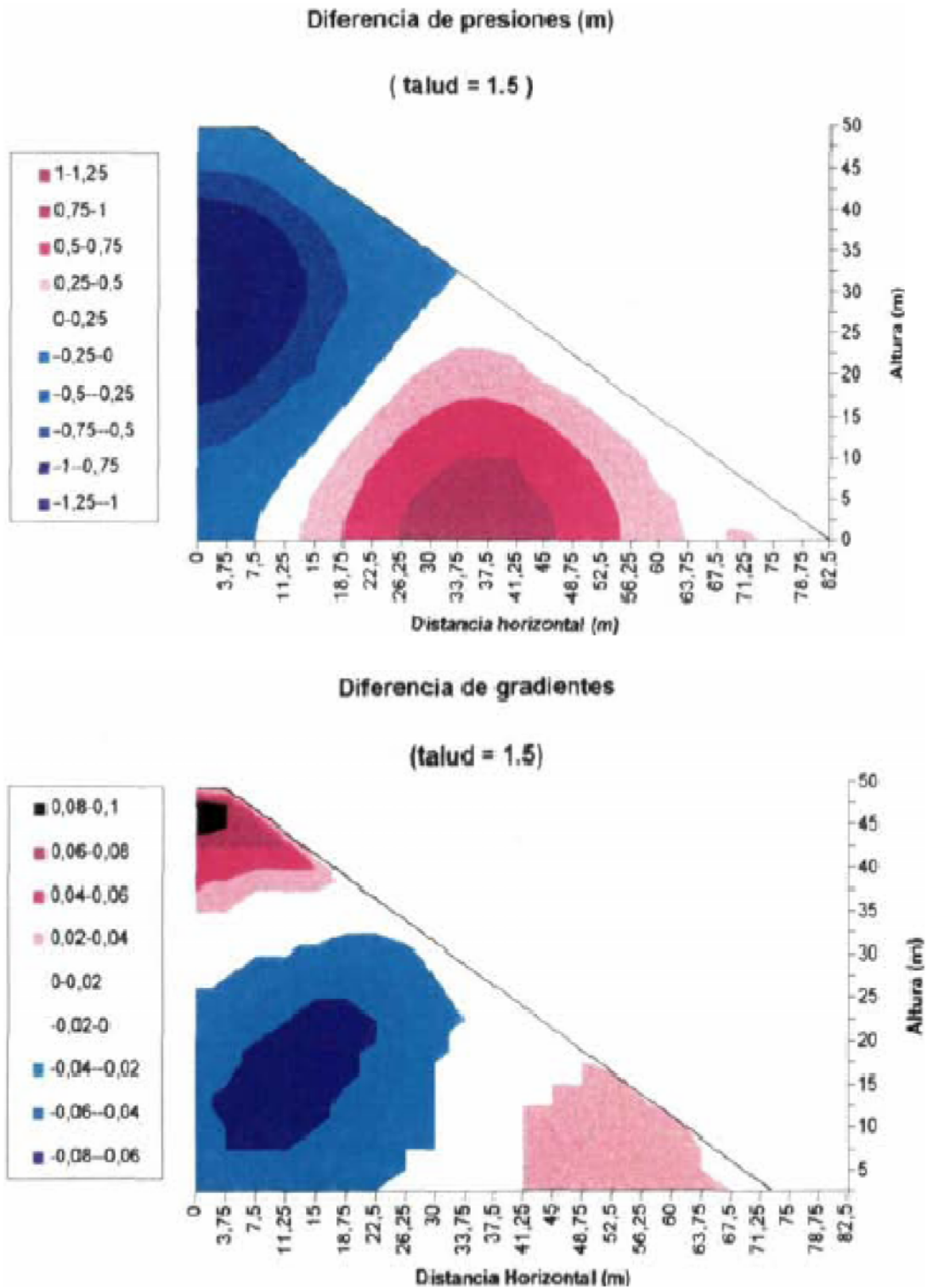


FIG. 2.11 PARA TALUD 1,5, LÍNEAS DE DIFERENCIA DE
a) PRESIÓN DEL AGUA; b) GRADIENTE HIDRÁULICO, PARA MOVIMIENTO LINEAL ($M = 1$)
Y NO LINEAL ($M = 1.85$). EL SIGNO POSITIVO INDICA VALOR MAYOR PARA MOVIMIENTO
NO LINEAL.

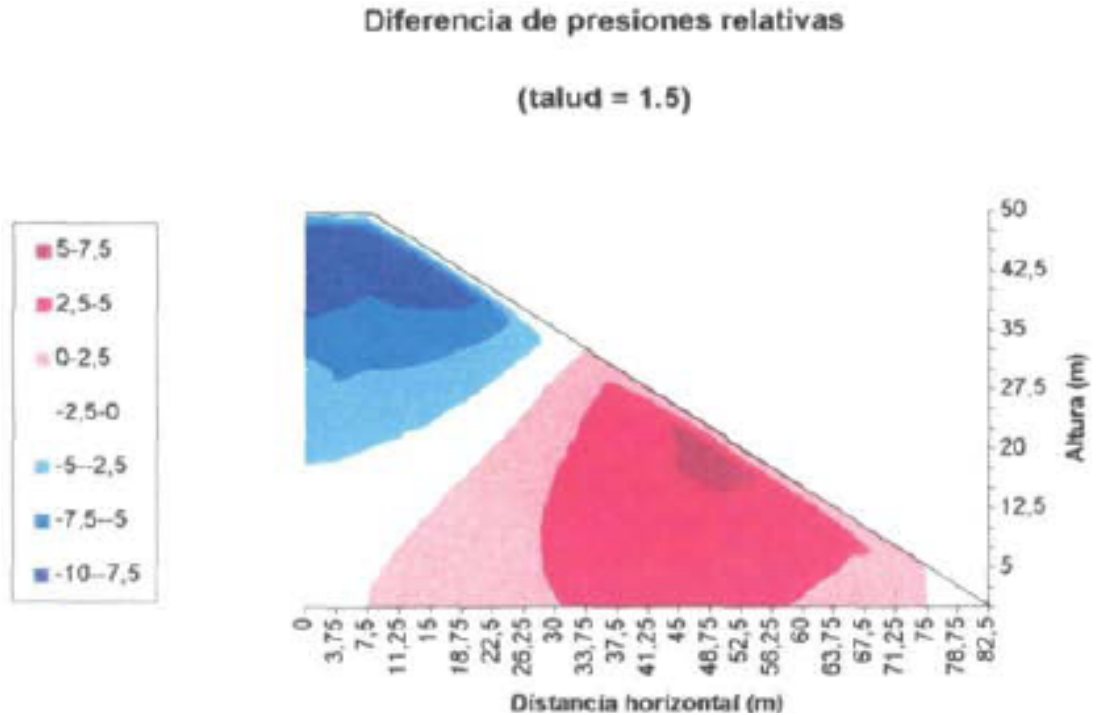


FIG. 2.12 DIFERENCIA DE PRESIONES RELATIVAS PARA MOVIMIENTO LINEAL ($M=1$) Y NO LINEAL ($M=1.85$) PARA TALUD 1,5. EL SIGNO POSITIVO INDICA VALOR MAYOR PARA MOVIMIENTO NO LINEAL.

En la siguiente tabla se resumen las velocidades $v_{\text{máx}}$ correspondientes a los valores del coeficiente c considerados en los cálculos realizados, para distintos valores del talud:

$c(\text{s}^{1.85}/\text{cm}^{1.85})$	N	$V_{\text{máx}} (\text{cm/s})$
$8.91 \cdot 10^{-1}$	1.5	0.85
	4	0.50
$7.13 \cdot 10^{-2}$	1.5	3.35
	4	1.97
$3.56 \cdot 10^{-3}$	1.5	16.92
	4	9.96

Naturalmente, la velocidad de filtración depende esencialmente de las características de permeabilidad de la escollera y del talud de forma secundaria.

Respecto a la dirección del vector velocidad de filtración, se representan en la siguiente página dos casos, correspondientes a taludes 1.5 y 2 respectivamente. Un segmento situado en cada punto de la malla representada indica la dirección

del vector velocidad en dicho punto, que coincide con la tangente a la línea de filtración que pasa por él. Puede verse cómo a medida que el talud es mayor, las líneas de filtración se aproximan más a la dirección horizontal en la zona del pie de aguas abajo, en consonancia con el hecho observado de que en dicha zona las presiones del agua son próximas a la altura de escollera sobre cada punto considerado en una zona más amplia cuanto mayor es el talud.

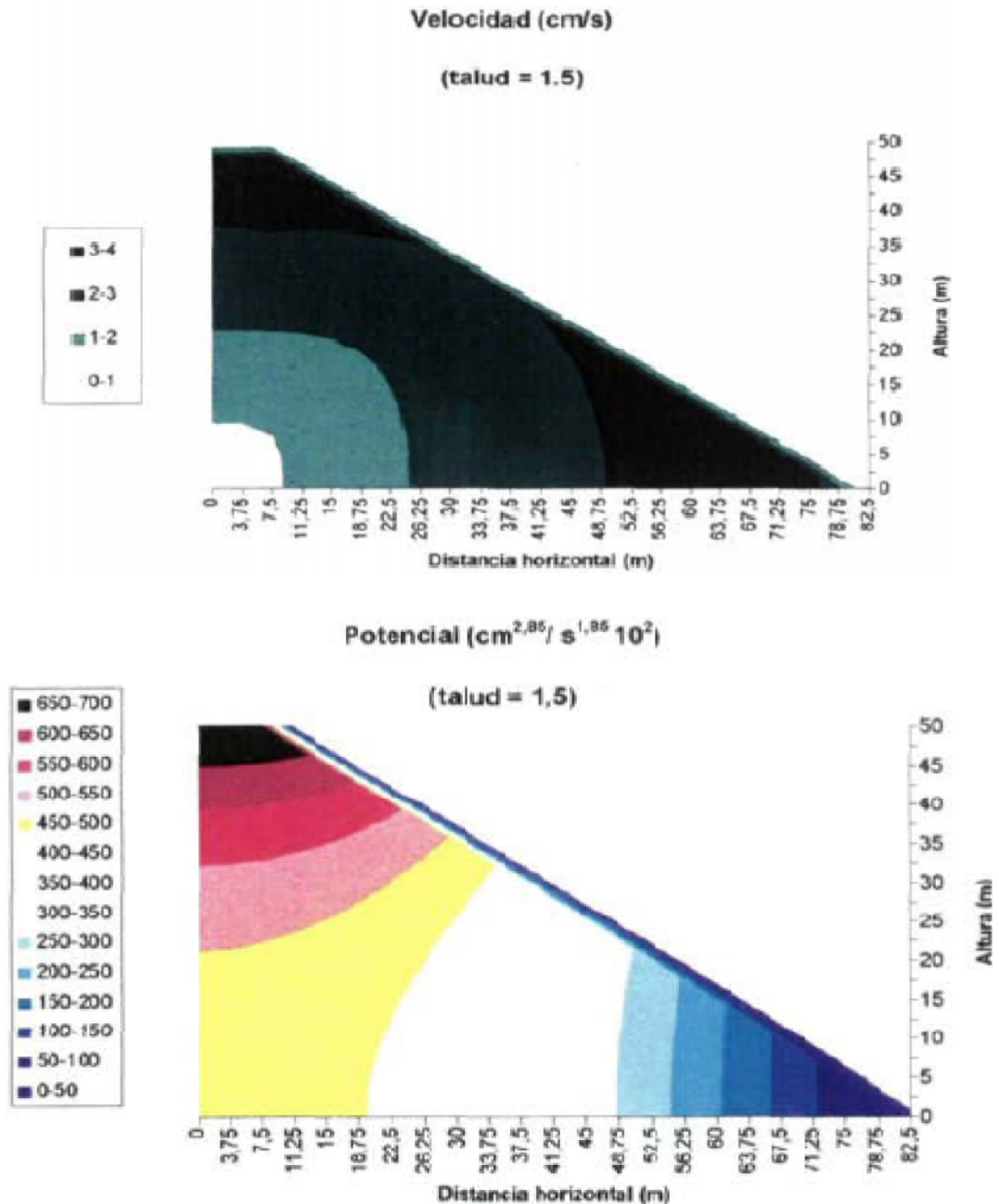


FIG. 2.13 PARA TALUD 1.5 a) LÍNEAS DE IGUAL VELOCIDAD DE FILTRACIÓN; b) LÍNEAS EQUIPOTENCIALES

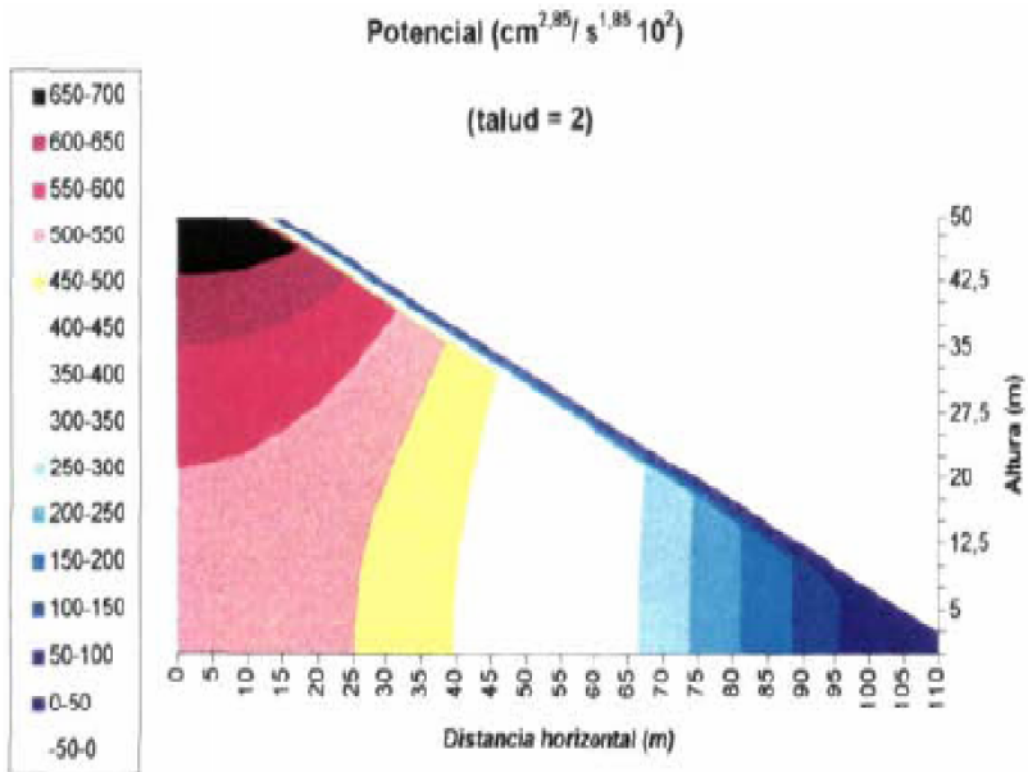
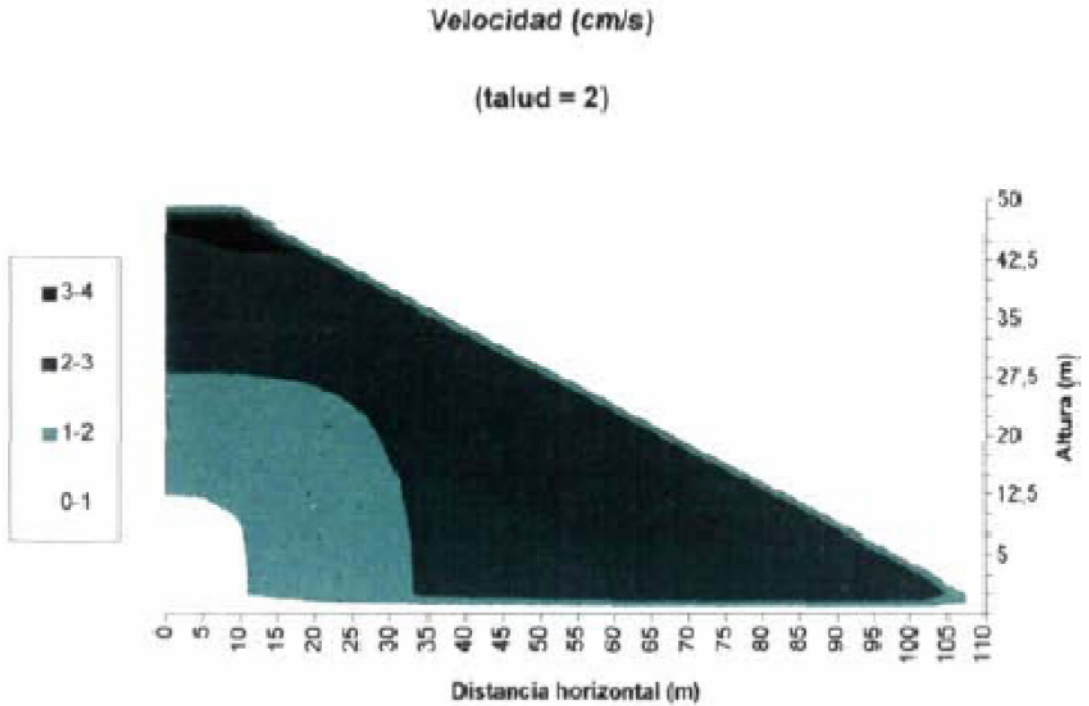


FIG. 2.14 PARA TALUD 2 a) LÍNEAS DE IGUAL VELOCIDAD DE FILTRACIÓN; b) LÍNEAS EQUIPOTENCIALES

Mediante el programa MNLEE.RDF se ha obtenido el caudal de saturación correspondiente a diversos taludes y alturas de presa, y ello para los tres coeficientes distintos de la fórmula de resistencia antes indicados.

Con los resultados obtenidos se han elaborado figuras que permiten apreciar dicho caudal de saturación. Considerando necesaria para este trabajo sólo la presentación de las figuras correspondientes a una sola fórmula de resistencia ya que para las otras dos el nivel de variación es mínimo.

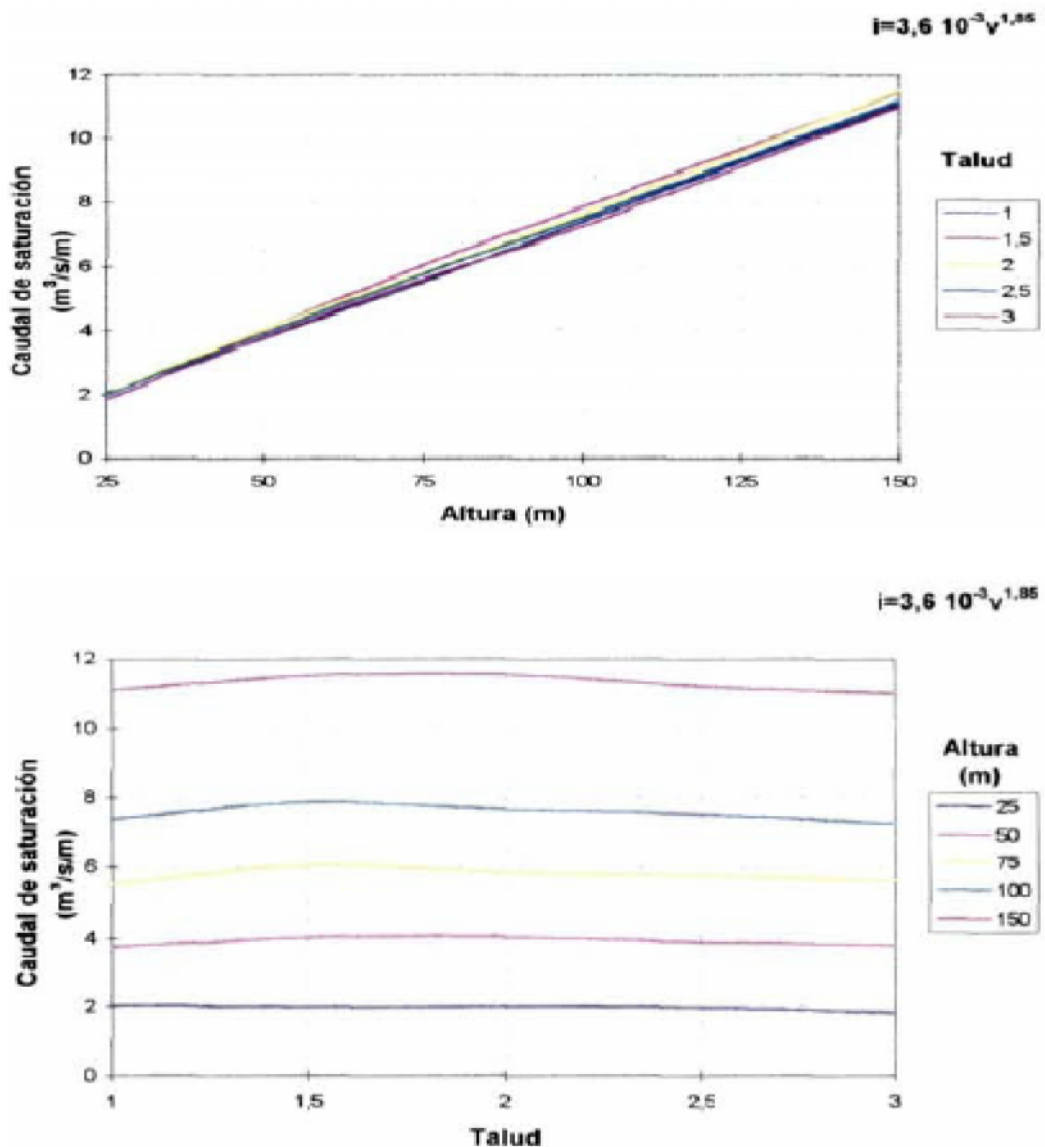


FIG.2.15 CAUDAL DE SATURACIÓN PARA FÓRMULA DE RESISTENCIA $i = 3,6 \times 10^{-3} \cdot v^{1,85}$ a) REPRESENTACIÓN EN EL PLANO ALTURA - CAUDAL DE SATURACIÓN, PARA DISTINTOS TALUDES b) REPRESENTACIÓN EN EL PLANO TALUD- CAUDAL DE SATURACIÓN, PARA DISTINTAS ALTURAS

Dichas figuras permiten extraer algunas conclusiones:

1° El caudal de saturación depende esencialmente de las características de permeabilidad de la escollera y de la altura de presa.

2° La influencia del talud es mínima, despreciable a efectos prácticos.

3° El caudal de saturación varía de forma prácticamente lineal con la altura de presa. Ver Figura N° 2.16

4° Dependiendo de las características de permeabilidad de la escollera y de la altura de la presa, el caudal de saturación oscila en un rango muy amplio, entre poco más que cero y más de $10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. en los casos modelizados.

Teniendo en cuenta que la influencia del talud sobre el caudal de saturación es despreciable a efectos prácticos, se ha ajustado, para cada uno de los tres coeficientes de la fórmula de resistencia considerados, una recta que determina el caudal de saturación en función de la altura de presa. Ver Figura N° 2.16

La determinación del *caudal de saturación* para un caso concreto puede realizarse a partir de la Figura N°2.16 únicamente en el caso de que el coeficiente de la fórmula de resistencia coincida con uno de los tres casos modelizados, ya que la variación del *caudal de saturación* con dicha constante no es lineal, lo que dificulta la interpolación.

La referida determinación, en cambio, es sencilla utilizando la Figura N° 2.17 en la que se representa en abscisas el valor de la constante a escala logarítmica y en ordenadas el *caudal de saturación* quedando definida una curva para cada altura de presa. La interpolación entre cada dos de estas curvas es sencilla, ya que, el *caudal de saturación* varía linealmente con la altura.

En definitiva, el ábaco que se incluye como Figura N° 2.17 permite la estimación rápida del *caudal de saturación* en función de la constante de la fórmula de resistencia y de la altura de presa.

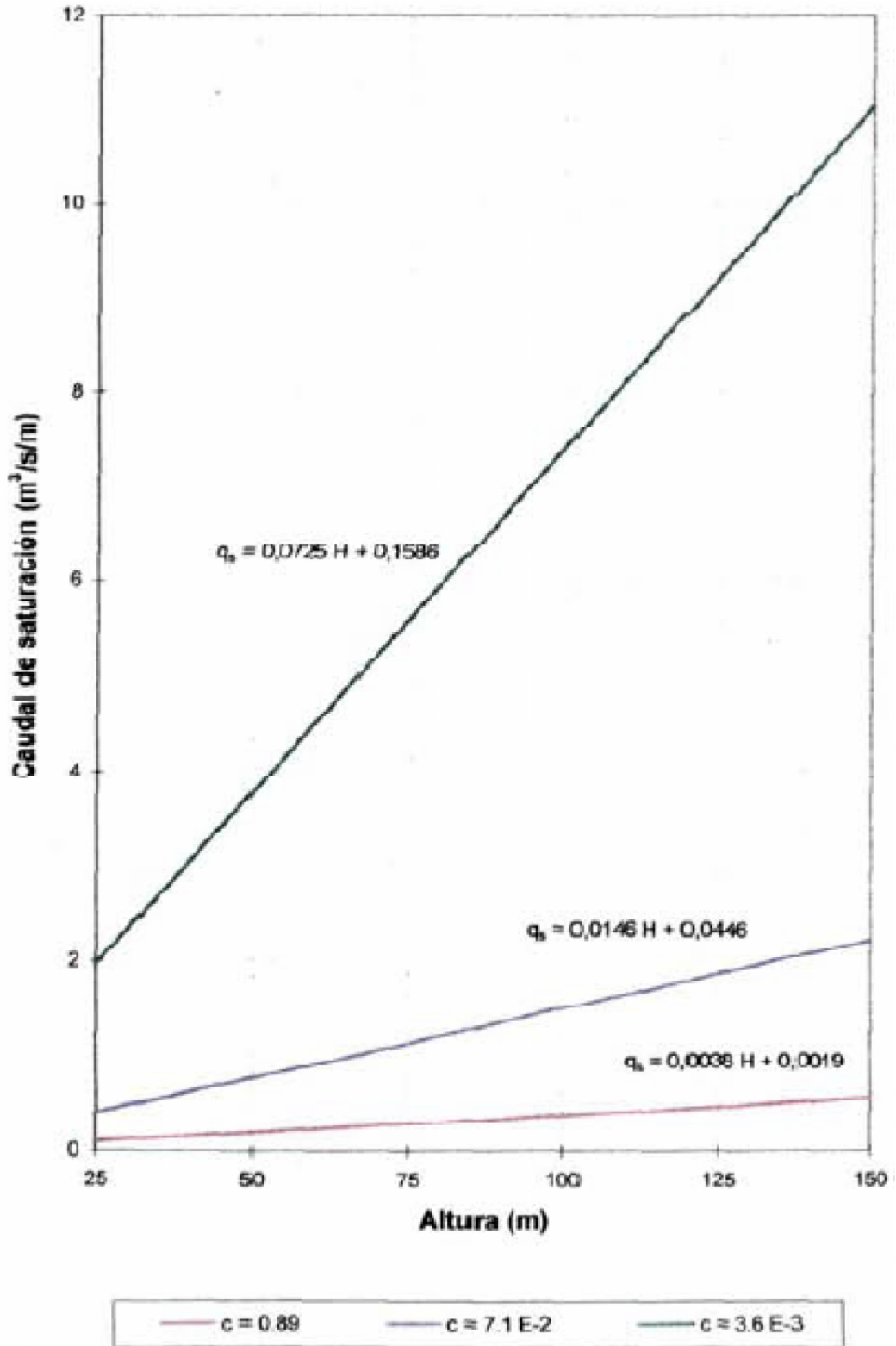


FIG. 2.16 RELACIÓN LINEAL ALTURA - CAUDAL DE SATURACIÓN, PARA DISTINTOS VALORES DEL COEFICIENTE DE LA FÓRMULA DE RESISTENCIA

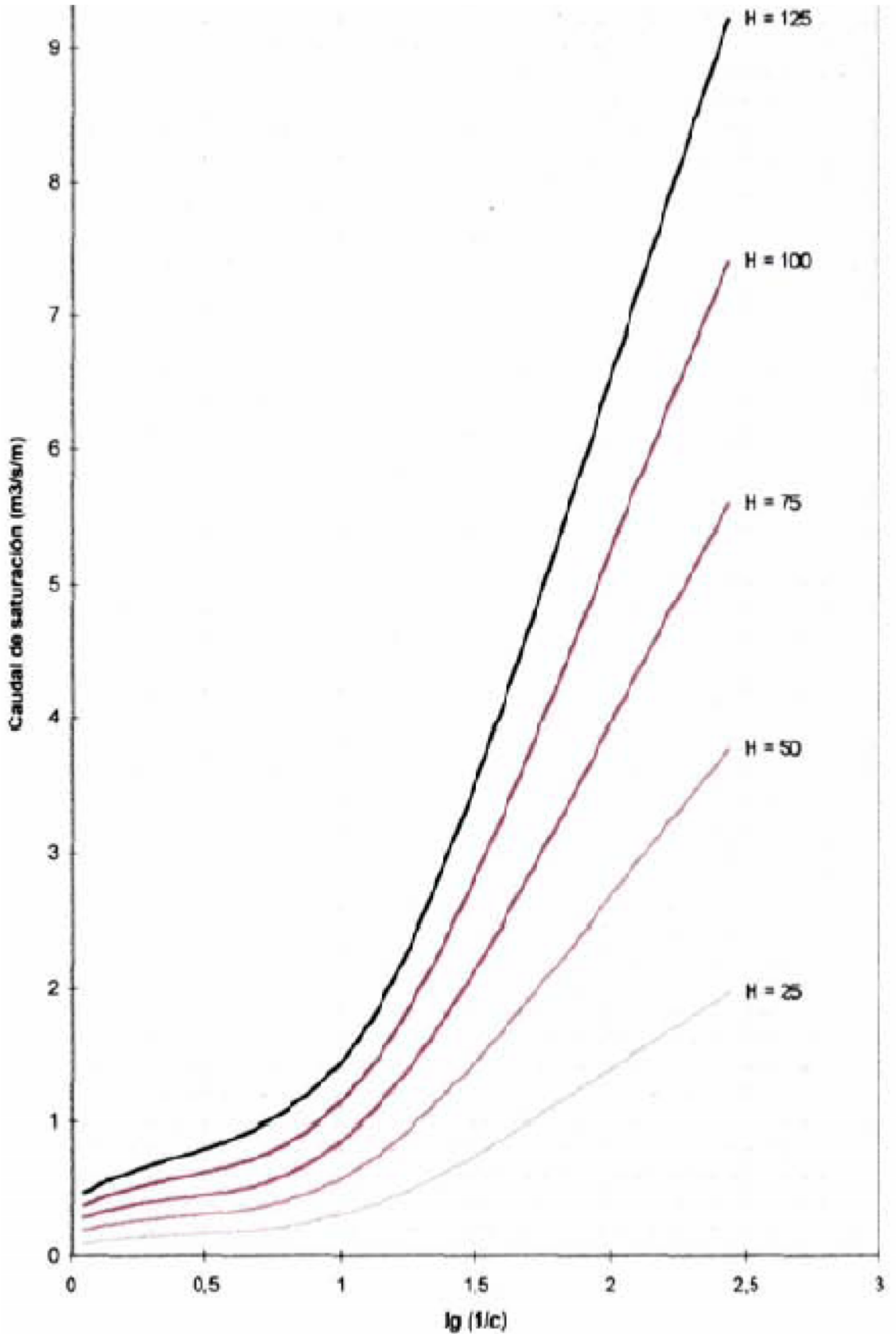


FIG. 2.17 ABACO PARA LA DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE SATURACIÓN

2.6 ESTABILIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO

2.6.1. MECANISMOS BÁSICOS DE ROTURA

Aunque el mecanismo real de rotura es complejo y generalmente se produce por fases en las que participan diversos mecanismos de detalle, podemos agrupar los mecanismos simples de rotura de una presa de materiales sueltos sometida a vertido sobre su coronamiento en dos básicos:

1° Arrastre de piedras o de partículas por la corriente de agua que circula sobre el talud de agua abajo y erosión progresiva del espaldón.

2° Deslizamiento en masa de una parte del espaldón a causa del campo de presiones intersticiales correspondientes a la filtración del agua a través del cuerpo de la presa. En este caso el fallo se produce de forma súbita.

Cualquier mecanismo simple puede incluirse dentro de uno de estos dos grupos, salvo algunos especiales que no suelen ser causa del fallo total de la presa, como puede ser el arrastre de partículas del núcleo por el caudal que circula por el interior del espaldón de agua abajo, estudiado en Noruega por Skoglund y Solvik (1995).

2.6.1.1 ROTURA POR ARRASTE Y EROSIÓN

Es el mecanismo de rotura al que se ha dedicado más atención, casi exclusivamente.

El mecanismo es distinto según el material sobre el que se produce el movimiento del agua. En una presa homogénea o con espaldón de aguas abajo impermeable,

de material arcilloso, la resistencia a la erosión se debe a la cohesión existente entre las partículas que son muy finas y serían arrastradas inmediatamente por el agua si no fuera por la fuerza cohesiva aglutinante. En cambio, las presas de tierra o de escollera, con espaldón de aguas abajo constituido por material granular no cohesivo, la resistencia al arrastre se produce principalmente por el peso de cada partícula o escollera considerada aisladamente y también por la imbricación de las partículas superficiales.

Los materiales cohesivos han demostrado una resistencia al paso del agua mucho mayor que los materiales granulares. Si el peso de la escollera no es suficiente para resistir la fuerza de arrastre del agua que escurre sobre el talud de la presa, el espaldón de escollera es erosionado de forma relativamente rápida, y eso suele suceder en la inmensa mayoría de las presas construidas. Para que el arrastre no se produzca, aún con escollera superficial de tamaño relativamente grande, es preciso adoptar taludes de aguas abajo suaves.

Esta es la causa por la que únicamente se tiene referencia de una presa de relativa envergadura diseñada sin otro aliviadero que el propio cuerpo de presa protegido con escollera. Se trata de la presa de Khasab, diseñada siguiendo los criterios de Knauss (1979). En cambio, el material cohesivo adecuadamente compactado ha demostrado resistir durante un tiempo apreciable vertidos de relativa importancia.

A continuación se recogen algunos casos de roturas documentadas que acreditan lo anterior.

ALGUNOS CASOS DE ROTURA POR SOBREVERTIDO

ROTURA DE LA ATAGUÍA DE LA PRESA DEL JERTE

La ataguía de la Presa del Jerte estaba prevista de 23 m. de altura sobre cimiento, 15m. sobre cauce, con núcleo arcilloso ligeramente inclinado con talud 0,4:1 quedando en desplome hacia agua abajo y espaldones de grava. La longitud de coronación es de 220 m. En el momento en que se produjo la rotura, el 7 de Diciembre de 1.977, la ataguía se había construido en toda su longitud hasta una altura de 15 m. sobre cimiento, 7 m. sobre cauce.

El vertido sobre coronación comenzó a las 11:55 horas, y la máxima altura de lámina de sobrevertido, de 0,90 m., se registró 50 minutos más tarde, a las 12:45 horas. El espaldón de grava y los filtros situados aguas abajo del núcleo fueron eliminados en poco tiempo. A los 25 minutos del inicio del vertido ya no quedaba nada de ellos, manteniéndose en pie el núcleo de arcilla a pesar de su desplome hacia aguas abajo y de la falta de apoyo sobre el espaldón eliminado.

El núcleo comenzó a romperse a las 12:45 horas según lajas paralelas al eje de presa, cuando el caudal era máximo, con 90 cm. de altura de lámina, manteniendo la cota de coronación inalterada hasta que apareció la primera escotadura, de 60 m. de longitud y forma prácticamente rectangular, con 2,5 a 3 m. de altura, a las 14:00 h. aproximadamente. El núcleo se fue erosionando lentamente hasta que, a la mañana siguiente, la escotadura tenía su umbral a la cota del río. En las fotografías que se incluyen en las páginas siguientes puede observarse la evolución del proceso de rotura por sobrevertido.

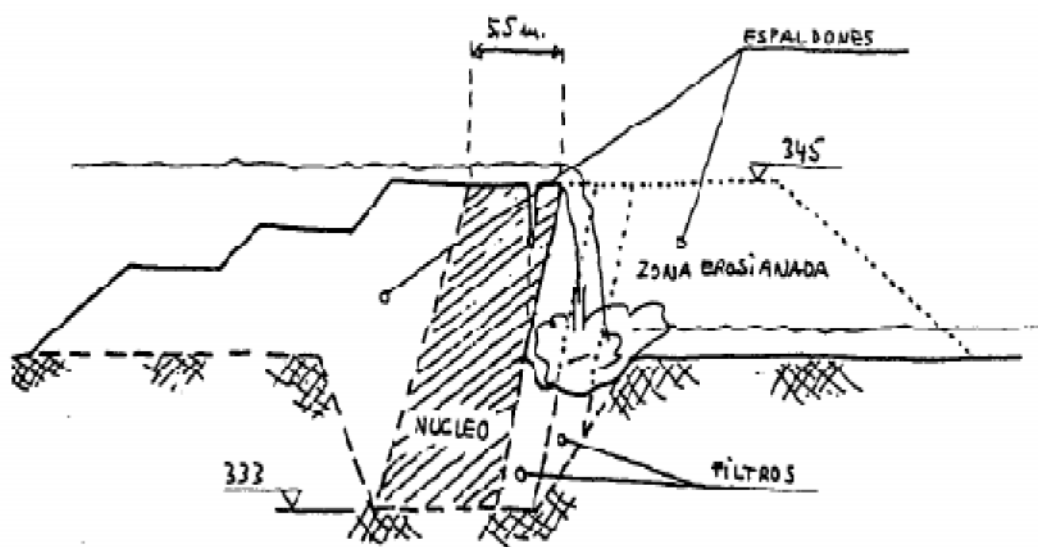


FIG. 2.18 CROQUIS DE LA ROTURA DE LA ATAGUÍA DE LA PRESA DEL JERTE POR SOBREVERTIDO.
Fuente: Euro estudios, S.A; (1977)

Con anterioridad al episodio que provocó la rotura de la ataguía el 7 de Diciembre de 1.977, ya el 9 de Octubre del mismo año la ataguía había sufrido otro episodio

lluvioso que provocó el sobrevertido durante unas 4 horas con una altura de lámina que llegó a ser de 40 cm., sin que se produjera otro daño en el núcleo que la verticalización del mismo en su zona superior desplomada hacia agua abajo, y sin reducirse la cota de coronación, que en ese momento de la construcción era la 341.5, 3.5 m. menos que la alcanzada en el momento de producirse la avenida que produjo la rotura. Durante el episodio del 9 de octubre gran parte del espaldón de aguas abajo fue eliminado.



SOBREVERTIDO POR ENCIMA DEL ATAGUIA



INICIO DE LA BRECHA DE ROTURA



INCREMENTO DEL TAMAÑO DE LA BRECHA



ROTURA DE LA ATAGUIA DE LA PRESA DEL JERTE POR SOBREVERTIDO

ROTURA DE LA ATAGUÍA DE LA PRESA DE HANS STRYDOM

Más adelante se analizará en detalle este caso de rotura por sobrevertido. Nos centraremos ahora en resaltar la resistencia que ofreció el núcleo arcilloso de la ataguía, que en el momento de la rotura, el 7 de Marzo de 1,977, había alcanzado 18,6 m. sobre cimiento de los 22 que habría de tener una vez completada.

Después de haber sido completamente eliminado el espaldón de escollera de aguas abajo, el núcleo resistió en ménsula durante 20 minutos, hasta que el agua vertida sobre el mismo erosionó su apoyo y se produjo el vuelco, rompiéndose en grandes bloques de material compactado que fueron encontrados entre el resto de material esparcido por el río en un tramo de 200 m. aguas abajo de la ataguía, con un espesor de unos 4 m. La altura de lámina de vertido sobre el núcleo llegó a ser de 0,5 m., pero la duración del vertido no fue suficiente para erosionar el núcleo, que falló por inestabilidad global como un sólido rígido. Hay que señalar que la compactación del núcleo había sido muy intensa.

ROTURA DE LA PRESA DE TOUS

La antigua presa de Tous, de escollera con núcleo de arcilla, fue destruida el 20 de octubre de 1.982 como consecuencia de una avenida excepcional que provocó el sobrevertido a las 16:00 h. A los 20 minutos la lámina de sobrevertido alcanzó el valor máximo de 1 m. La rotura de la mayor parte de la presa se completó en unas 5 horas. A pesar de lo cuantioso de los caudales que circularon sobre el núcleo, y que arrastraron casi completamente el espaldón de escollera de aguas abajo, una parte relativamente importante del núcleo resistió y ha sido aprovechada para la construcción de la nueva Presa de Tous en el mismo emplazamiento.

Como podemos deducir de los casos anteriores, en materiales cohesivos la resistencia a la erosión es apreciable, por lo que se requiere, aparte de un caudal suficientemente elevado, una duración mínima para que la afección resulte significativa. Parece seguro que numerosas presas homogéneas de material arcilloso habrán sufrido vertidos con caudales y/o duraciones insuficientes para provocar daños apreciables, por lo que dichos episodios han pasado inadvertidos.

La relativamente elevada resistencia de los materiales cohesivos a la erosión hace posible un mecanismo de fallo repentino, no progresivo, en presas con núcleo arcilloso y espaldones de material granular, por eliminación del espaldón de aguas abajo durante la fase inicial de vertido y pérdida posterior de estabilidad del núcleo como sólido rígido al carecer de dicho apoyo, liberándose de forma súbita el agua contenida en el embalse.

Otros ejemplos de resistencia del material cohesivo al vertido son las presas de Loerie (Sudáfrica) o la de Cubillas. La primera, de 26 m. de altura, resistió el paso de una lámina de 45 cm. durante 25 minutos. El talud de aguas abajo estaba protegido únicamente con plantación de césped. En Marzo de 1.981 sufrió el paso de una lámina de 1,74 m. durante 75 minutos, produciéndose algunos daños, pero no la rotura de la presa (Jiménez Salas 1993).

Como hemos visto, son los materiales granulares, aunque se trate de escollera de tamaño apreciable, los que ofrecen una menor resistencia al arrastre por el agua que circula sobre el talud de aguas abajo como consecuencia del vertido sobre el coronamiento de la presa.

La pérdida de material del espaldón no se produce de forma uniforme en toda el área afectada por el vertido, sino que se inicia en determinados puntos a partir de singularidades que propician dicho inicio. Entonces la erosión se concentra en esos puntos de inicio para extenderse a partir de ellos hasta que la brecha abierta permite desaguar el caudal preciso para que cese el vertido sobre la parte del coronamiento no afectada por la erosión, deteniéndose el proceso erosivo, salvo en la zona de la brecha, donde progresa hasta que el proceso se estabiliza.

La erosión puede iniciarse en el perímetro de contacto del talud de aguas abajo con el terreno, donde el agua vertida sobre el coronamiento choca con el terreno de apoyo de la presa, produciéndose turbulencias que favorecen el levantamiento y posterior arrastre de las partículas. Particularmente delicado a este respecto es el pie de la presa, ya que la estabilidad de las partículas situadas en esa zona se ve afectada negativamente por la fuerza de rozamiento debido al caudal que circula

por el interior del espaldón y que sale al exterior a través de la zona de emergencia, con gradientes máximos en la zona del pie.

A esto debe añadirse, como se verá más adelante, la posibilidad de que en dicha zona se produzcan deslizamientos superficiales que favorezcan el inicio del proceso erosivo al romper la continuidad del talud.

Otra zona de posible inicio de la erosión es la del coronamiento, donde se produce un violento cambio de dirección del agua y localmente succiones que pueden provocar el levantamiento de partículas favoreciendo su arrastre.

También puede iniciarse el proceso erosivo a partir del levantamiento de partículas de menor peso y con menor imbricación en el conjunto o dispuestas de modo menos favorable, por ejemplo, con su superficie mayor paralela a la superficie del talud. Se ha comprobado mediante ensayos en modelo reducido que dicha posición resulta mucho menos estable frente al arrastre que la correspondiente a la superficie mayor ortogonal al talud y paralela a la dirección del agua sobre el mismo.

En consecuencia, para evitar la rotura de una presa de escollera por vertido sobre coronamiento, las medidas deben encaminarse a la protección del pie de presa, del perímetro de contacto con el terreno de apoyo y del propio coronamiento. También debe elegirse un tamaño de escollera de protección adecuado, teniendo en cuenta al analizar la estabilidad que la imbricación, forma y disposición de la escollera también influyen en la estabilidad. Numerosos investigadores se han ocupado del estudio de la estabilidad de la escollera frente al arrastre, algunos de los cuales se verán más adelante.

2.6.1.2 ROTURA POR DESLIZAMIENTO EN MASA

Para que se produzca la rotura por deslizamiento en masa es preciso que el agua penetre en el espaldón de aguas abajo, saturándolo parcial o totalmente e instalando un campo de presiones intersticiales suficiente para provocar la

inestabilidad de una parte del espaldón según una superficie de deslizamiento potencial.

Si la presa es de escollera, el agua encuentra poca dificultad para penetrar en el espaldón de aguas abajo al producirse el vertido sobre coronamiento, por lo que la saturación del espaldón puede producirse de forma rápida, siendo factible que ello suceda en el intervalo de tiempo que dure el vertido sobre el coronamiento.

Por tanto, en este caso pueden darse las condiciones para que se produzca un deslizamiento en masa. En cambio, el tiempo necesario para que se produzca la saturación del espaldón, aunque sólo sea parcial, de una presa de material cohesivo arcilloso es grande, mucho mayor que la duración de una avenida.

En consecuencia, difícilmente puede producirse la rotura de una presa de material cohesivo por deslizamiento en masa. Este tipo de presa romperá, si el caudal y la duración del vertido son suficientes, por erosión superficial.

A continuación se presentan algunos casos de presas en cuya rotura ha participado el mecanismo de rotura por deslizamiento en masa.

ROTURA DE LA PRESA DE BELC

La presa de Belc (Rumania) tenía 415 m. de longitud de coronamiento, con una parte central de hormigón en la que se situaban los órganos de desagüe, y dos diques laterales de tierra con núcleo de arcilla. Además, el talud de agua arriba se impermeabilizó mediante una pantalla de hormigón. Los espaldones eran de grava aluvial del río compactada. La altura total de la presa en los diques de tierra era de 18,5 m. sobre el fondo de la zanja de apoyo del núcleo arcilloso.

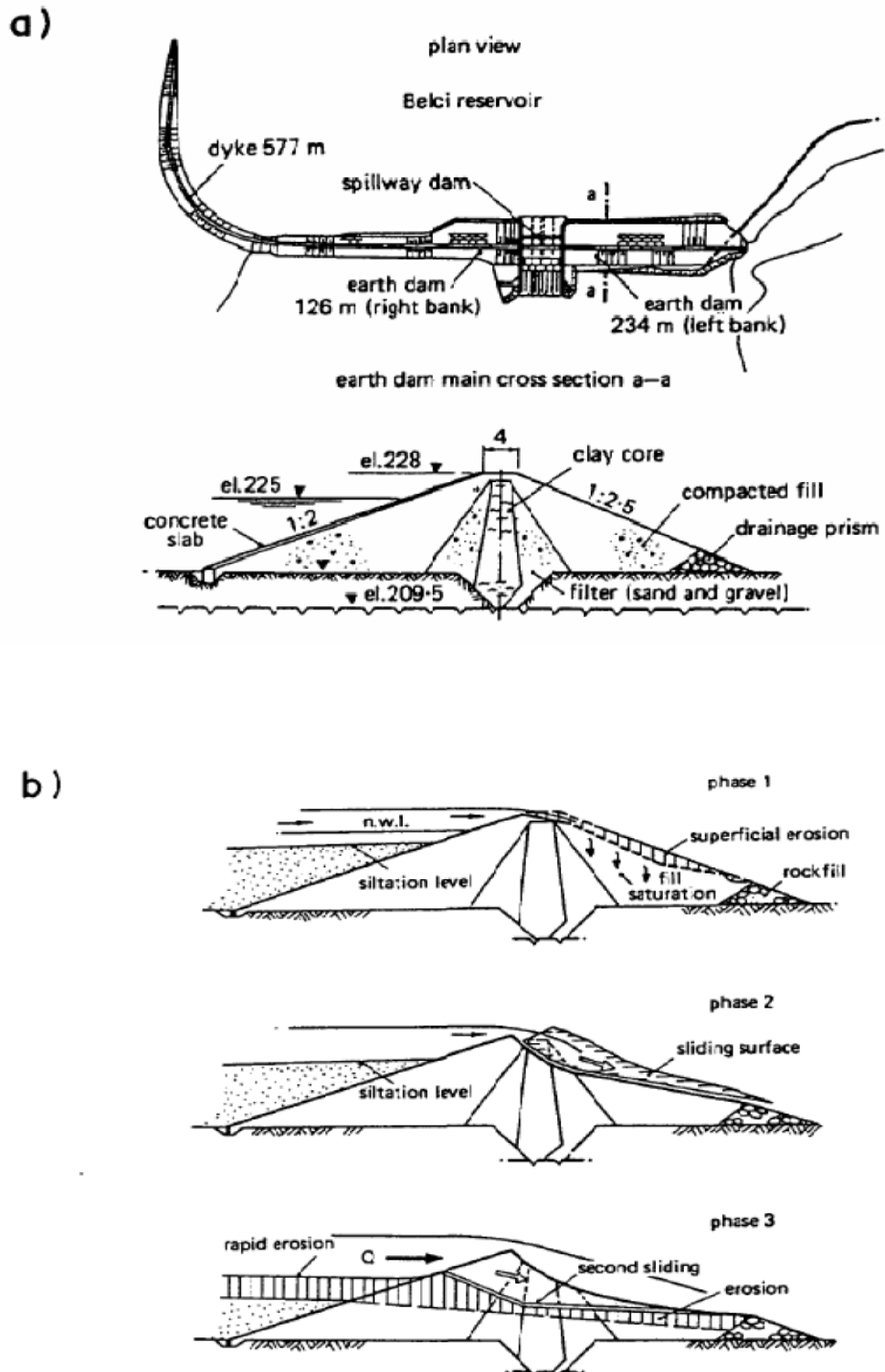


FIG. 2.19 PRESA DE BELCI:

a) PLANTA Y SECCIÓN TIPO; b) ESQUEMA DE LAS FASES DE ROTURA POR SOBREVERTIDO.

Fuente: Diacon, Stematiu y Mircea; (1992)

La cronología de la rotura puede resumirse así:

- 22:00 Inicio del episodio lluvioso cuando el agua se encontraba 0.40 m. bajo la cota del máximo nivel normal. Se registran en las estaciones próximas precipitaciones de 95.6 y 148.8 mm. en hora y media.
- 23:50 Intento de apertura de compuertas y fallo de suministro eléctrico. Sólo pueden abrirse 0.40 m. de una compuerta.
- 2:15 Inicio de vertido sobre el coronamiento.
- 4:50 Primer deslizamiento en el dique de la margen izquierda, abriendo una brecha de unos 80 m. de longitud y 3.5 m. de profundidad.
- 6:15 Segundo deslizamiento, que amplía la brecha anterior a unos 100 m. de longitud y 6.5 m. de profundidad.
- 6:30 Inundación principal de las ciudades de Slobozia y Gura Vaii.
- 7:15 El embalse se encuentra ya casi vacío.
- 7:50 El río circula a través de la brecha abierta en la presa hasta el nivel de los aterramientos.

En el momento de inicio del vertido el caudal de avenida era de 2.200 m³/s. Como consecuencia de los deslizamientos producidos se registraron en las estaciones situadas aguas abajo de la presa, violentas ondas de rotura. El tiempo transcurrido desde el inicio del vertido hasta el primer deslizamiento fue de unas 2.5 horas, lo que parece indicar que el campo de presiones intersticiales se instaló en el espaldón de aguas abajo de una forma relativamente rápida. El mecanismo de rotura fue mixto, produciéndose varios deslizamientos combinados con arrastre y erosión.

ROTURA DE LA ATAGUÍA DE LA PRESA DE HANS STRYDOM

La ataguía de la presa de Hans Strydom (Sudáfrica), de escollera con núcleo de arcilla, sufrió sobrevertido el 7 de Marzo de 1.977, cuando se habían completado 18.6 m. de los 22 que habría de tener una vez finalizada, como ya se ha mencionado anteriormente.

Los intentos de abrir brechas en roca sana para facilitar la salida del agua sin daños fueron inútiles. A las 9:30 h. comenzó el vertido sobre el coronamiento. A las 10:30 h. el nivel del agua seguía subiendo y antes de finalizar una apertura que estaba siendo ejecutada en el cuerpo de la presa se produjo un gran deslizamiento. Además de la erosión que se produjo a continuación, se observó una sucesión de deslizamientos progresivamente más profundos. El espaldón de escollera fue totalmente eliminado mientras, como ya se dijo anteriormente, el núcleo se mantuvo en ménsula un tiempo para acabar volcando como un sólido rígido.

También en este caso parece que la saturación del espaldón debió producirse en un intervalo de tiempo reducido.

Hay otros casos en los que se han producido deslizamientos como consecuencia del vertido sobre coronación.

En la presa de Bridle Drift, de escollera armada con núcleo inclinado y 51 m. de altura, parece que se produjo un deslizamiento profundo en la zona superior, según deducen Shand y Pells de un descenso rápido que se produjo en la lámina de agua.

En la presa de Hell Hole se produjeron grandes deslizamientos después de haberse producido una erosión que cambió la geometría del talud.

La presa de Xonxa (Sudáfrica), de tierra y escollera armada con altura máxima de 48 m., se rompió como consecuencia de un vertido sobre su coronamiento, pero no se encontraron indicios de que se hubieran producido deslizamientos profundos, lo que se explicó teniendo en cuenta la elevada permeabilidad horizontal y reducida permeabilidad vertical de la escollera, que debió impedir la instalación del campo de presiones intersticiales en la zona inferior del espaldón.

2.6.2 PLANTEAMIENTO DEL ANÁLISIS

Como se puede deducir de los casos referenciados de roturas de presas de escollera por sobrevertido, el mecanismo de rotura es complejo, participando generalmente los dos mecanismos básicos de arrastre y deslizamiento. En ocasiones los deslizamientos quedarán enmascarados por el fenómeno de arrastre al ser los deslizamientos muy superficiales. En este caso los deslizamientos aceleran el proceso de arrastre de la escollera del espaldón, pero no provocan por sí mismos la rotura súbita de la presa, aunque sí pueden, por cambio de geometría del espaldón, favorecer el desencadenamiento de deslizamientos más profundos, como sucedió en la presa de Hell Hole.

El análisis de la estabilidad frente al deslizamiento en una presa de escollera sometida a un sobrevertido puede tener básicamente dos objetivos alternativos:

a) Definir el coeficiente de seguridad de una presa existente o el talud mínimo con que se ha de diseñar una presa para que el coeficiente de seguridad sea uno prefijado. En este caso debe admitirse la situación pésima de espaldón completamente saturado, que es una situación estacionaria.

b) Analizar el comportamiento de una presa, existente o en fase de diseño, frente al sobrevertido producido por una avenida de proyecto. En este caso el factor tiempo resulta esencial y los fenómenos de arrastre y deslizamiento, somero o profundo, deben considerarse de forma acoplada.

A efectos de diseño o determinación de la seguridad de una presa existente, el primero de los dos objetivos anteriores es prioritario. En este proyecto de grado, en el apartado siguiente, se analiza de forma detallada el caso de presa de escollera sometida a un sobrevertido, habiéndose alcanzado la situación de espaldón completamente saturado.

El objetivo esencial es la determinación de la relación existente entre la geometría de la presa, las características de la escollera utilizada y el coeficiente de seguridad de la presa frente al deslizamiento por sobrevertido.

Para ello se realiza un estudio paramétrico haciendo variar en el modelo matemático las principales magnitudes intervinientes, como se detalla en el apartado 2.6.3.

2.6.3 ESTUDIO PARAMÉTRICO

El estudio paramétrico se plantea en función de los objetivos propuestos y teniendo en cuenta las conclusiones obtenidas del análisis del movimiento del agua a través del espaldón sometido a un sobrevertido.

Los aspectos que se pretende analizar son:

1° Coeficiente de seguridad frente al deslizamiento.

2° Área inestable.

3° Influencia de la linealidad o no linealidad de la fórmula de resistencia.

A continuación se especifican los cálculos de estabilidad realizados para cubrir cada uno de los objetivos anteriores.

a) COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO

Dado que las presiones relativas, expresadas como porcentaje de la altura de espaldón sobre el punto considerado, no dependen de la altura de presa, ni tampoco del coeficiente de la fórmula de resistencia de la escollera, y teniendo en cuenta que el exponente de dicha fórmula se encuentra generalmente próximo al valor 1,85 y la dependencia de dicho exponente es despreciable en el rango de valores existentes en la práctica, se han fijado los valores de dichos parámetros, para hacer variar los que tienen influencia en la estabilidad de la presa. Así, todos los cálculos realizados tienen en común:

- Altura de presa: 50 m.
- Fórmula de resistencia: $i = 0,07134 * v^{1.85}$

Los parámetros que se han hecho variar son:

- Talud (N)
- Ángulo de rozamiento de la escollera (ϕ)
- Densidad saturada de la escollera ($\gamma_{e, \text{sat}}$)

Los 32 casos modelizados son:

N	Φ (°)	$\gamma_{e, \text{sat}}$
1.5	32	2
		2.2
	38	2
		2.2
	45	2
		2.2
	50	2
		2.2
1.75	32	2
		2.2
	38	2
		2.2
	45	2
		2.2
	50	2
		2.2
2	32	2
		2.2
	38	2
		2.2
	45	2
		2.2
	50	2
		2.2
3	32	2
		2.2
	38	2
		2.2
	45	2
		2.2
	50	2
		2.2

Los casos modelizados abarcan la inmensa mayoría de los que pueden presentarse en la práctica.

Previamente a la realización de los cálculos anteriores, se analizó la influencia de la profundidad de los círculos superficiales en el coeficiente de seguridad obtenido. Para ello se realizaron los siguientes cálculos, para dos taludes distintos,

haciendo variar la profundidad de círculo mínima a considerar, expresada como un porcentaje de la altura de presa (P_{\min}).

N	P_{\min} (%)
1.5	2
	5
	10
	15
3	2
	5
	10
	15

Los parámetros que se mantuvieron fijos son:

Altura de presa: $H = 50$ m.

Fórmula de resistencia: $i = 0,07134 * v^{1.85}$

Ángulo de rozamiento: $\varphi = 45^\circ$

Densidad saturada de la escollera: $\gamma_{e, \text{sat}} = 2,2 \text{ T/m}^3$

b) ÁREA INESTABLE

Para analizar el área inestable de la presa se han realizado cálculos manteniendo invariables:

Altura de presa: $H = 50$ m.

Fórmula de resistencia: $i = 0,07134 * v^{1.85}$

Densidad saturada de la escollera: $\gamma_{e, \text{sat}} = 2,2 \text{ T/m}^3$

Se ha definido la envolvente de las superficies de deslizamiento con coeficiente de seguridad $F < 1$ en los siguientes casos:

N	$\varphi(^{\circ})$
1.5	32
	38
	45
	50
1.75	32
	38
	45
	50
2	32
	38
	45
	50

c) INFLUENCIA DE LA LINEALIDAD O NO LINEALIDAD DE LA FORMULA DE RESISTENCIA

Se ha realizado el cálculo correspondiente a:

Altura de presa: $H = 50$ m.

Fórmula de resistencia: lineal y no lineal.

Ángulo de rozamiento: $\varphi = 45^{\circ}$

Densidad saturada de la escollera: $= \gamma_{e, \text{sat}} = 2,2 \text{ T/m}^3$

Talud: $N = 2$

Considerando los campos de presiones intersticiales obtenidos en dos casos, de movimiento lineal y no lineal, con fórmulas de resistencia con exponente $m = 1$ y $m = 1,85$ respectivamente.

2.6.4 FORMULA QUE SE PROPONE PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO

Como se vio anteriormente, la presión del agua en la zona del pie de presa es del

orden del 100% de la altura de escollera sobre el punto considerado. La extensión del área afectada por una presión relativa próxima al 100% depende esencialmente del talud. Podemos establecer el equilibrio de una rebanada del espaldón limitada por la superficie del mismo y una superficie paralela a una distancia prefijada.

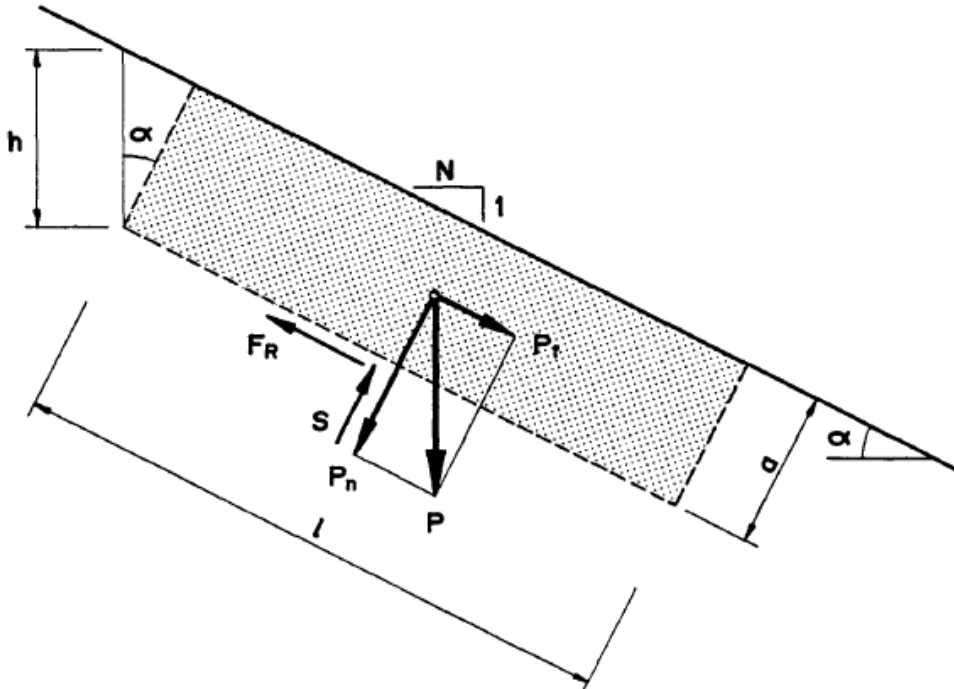


FIG. 2.20 ACCIONES SOBRE UNA REBANADA SEGÚN EL TALUD.

La presión media del agua en la base de la rebanada será una fracción de la altura de escollera sobre dicha base.

$$S = \beta * h * l * \gamma_w$$

Siendo:

S : subpresión resultante sobre la base de la rebanada.

β : coeficiente de subpresión.

h : altura de escollera sobre la base, medida verticalmente.

l : longitud de la rebanada considerada.

γ_w : densidad del agua.

El peso de la rebanada será:

$$P = \gamma_{e\ sat} * a * l$$

Siendo:

$\gamma_{e, sat}$: densidad saturada de la escollera.

a: anchura de la rebanada, medida normalmente a la superficie del talud.

El peso de la rebanada puede descomponerse en sus componentes normal y tangencial en relación a la base de la rebanada, que es la superficie de deslizamiento potencial.

$$P_n = \gamma_{e\ sat} * a * l * \cos \alpha$$

$$P_t = \gamma_{e\ sat} * a * l * \sin \alpha$$

La fuerza de rozamiento en la base del talud es:

$$F_R = \frac{\tan \varphi}{F} * (P_n - S)$$

Siendo:

φ : ángulo de rozamiento interno de la escollera.

F: coeficiente de seguridad.

El coeficiente de seguridad frente al deslizamiento se define como el valor por el que hay que dividir $\tan \varphi$ para que el equilibrio sea estricto.

La condición de equilibrio estricto respecto al deslizamiento de la rebanada según su base es:

$$P_t = F_R$$

Sustituyendo:

$$\gamma_{e\text{ sat}} * a * l * \sin \alpha = \frac{\tan \varphi}{F} * (\gamma_{e\text{ sat}} * a * l * \cos \alpha - \beta * h * l * \gamma_w)$$

Teniendo en cuenta que:

$$h = \frac{a}{\cos \alpha}$$

Se tiene:

$$\gamma_{e\text{ sat}} * \sin \alpha = \frac{\tan \varphi}{F} * \left(\gamma_{e\text{ sat}} * \cos \alpha - \frac{\beta}{\cos \alpha} * \gamma_w \right)$$

Despejando F y operando se obtiene:

$$F = \frac{1}{\gamma_{e\text{ sat}}} * \left(\gamma_{e\text{ sat}} - \frac{\beta * \gamma_w}{\cos^2 \alpha} \right) \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha}$$

En la siguiente tabla se resumen los valores:

F1: coeficiente de seguridad obtenido mediante el cálculo completo de estabilidad realizado mediante el paquete informático comercial SLOPE/W a partir de las presiones del agua obtenidas mediante el paquete informático MNLEE.RDF.

F2: coeficiente de seguridad obtenido mediante la fórmula propuesta, considerando $\beta=1$

B: valor del coeficiente de subpresión que iguala los valores F1 y F2

CUADRO N° 2.1 COEFICIENTES DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO

N	$\varphi(^{\circ})$	$\gamma_{e, \text{sat}}$	F1	F2	β	
1.5	32	2.0	0.402	0.260	0.79	
		2.2	0.449	0.322	0.79	
	38	2.0	0.505	0.326	0.79	
		2.2	0.566	0.402	0.79	
	45	2.0	0.646	0.417	0.79	
		2.2	0.724	0.515	0.79	
	50	2.0	0.770	0.497	0.79	
		2.2	0.860	0.610	0.79	
	1.75	32	2.0	0.435	0.368	0.91
			2.2	0.500	0.434	0.91
38		2.0	0.544	0.460	0.91	
		2.2	0.619	0.543	0.91	
45		2.0	0.696	0.589	0.91	
		2.2	0.792	0.695	0.91	
50		2.0	0.830	0.702	0.91	
		2.2	0.940	0.830	0.91	
2		32	2.0	0.474	0.469	0.99
			2.2	0.544	0.540	0.99
	38	2.0	0.592	0.586	0.99	
		2.2	0.681	0.675	0.99	
	45	2.0	0.758	0.750	0.99	
		2.2	0.871	0.864	0.99	
	50	2.0	0.903	0.894	0.99	
		2.2	1.040	1.030	0.99	

Se destacan las siguientes conclusiones:

1° Como era de esperar, el valor del coeficiente de subpresión depende únicamente del talud, que es el que determina el campo de presiones relativas del agua.

2° A medida que aumenta el talud, y por tanto existe un área mayor afectada por una presión relativa del 100%, el coeficiente de subpresión se aproxima a la unidad, siendo prácticamente la unidad para talud 2.

3° Por tanto, para taludes mayores o igual que 2 puede considerarse $\beta=1$.

Para taludes menores el coeficiente de subpresión puede determinarse a partir de la Figura N° 2.21 dibujada a partir de los valores de β obtenidos para $N=1.5$, $N=1.75$ y $N=2$, o bien mediante la ecuación:

$$\beta = -0.32*N^2 + 1.52*N - 0.77$$

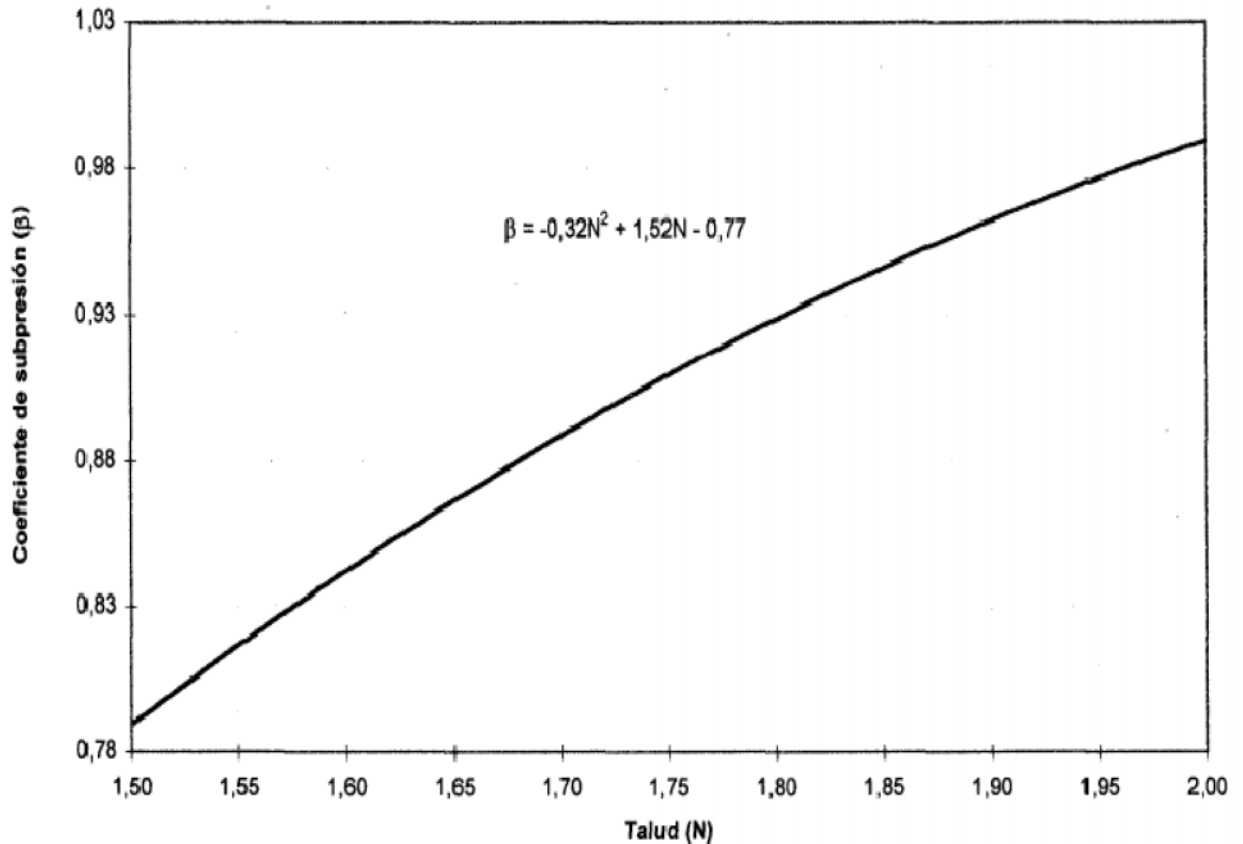


FIG.N° 2.21 ABACO PARA LA DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE SUBPRESIÓN

2.6.5 PROCESO DE SATURACIÓN DEL ESPALDÓN. INFLUENCIA SOBRE LA ESTABILIDAD DE UNA PRESA.

2.6.5.1 INTRODUCCIÓN

El proceso de saturación del espaldón de aguas abajo influye de forma decisiva en el mecanismo de rotura de la presa por sobrevuerto que, como hemos visto en los casos presentados en este capítulo, es complejo, sucediéndose generalmente

diversas fases de arrastre y erosión progresiva y de deslizamientos sucesivos más o menos profundos.

El estudio del proceso de saturación del espaldón de escollera tiene interés para aproximar el modo en que se produce la rotura de una presa de escollera con objeto de:

1° Estimar de la forma más realista posible la onda de rotura producida por la salida del agua del embalse, con independencia de que se adopten márgenes de seguridad adecuados a las incertidumbres inevitables.

2° Explicar de forma adecuada las roturas por sobrevertido que se han producido en este tipo de presas o que puedan producirse en el futuro.

3° Estudiar procedimientos sencillos que retrasen o eviten el proceso de saturación del espaldón, mejorando así la seguridad de la presa frente al sobrevertido.

Se analizan aquí los aspectos que han de tenerse en cuenta al analizar el proceso de saturación del espaldón y su implicación en la estabilidad de la presa.

2.6.5.2 HIDROGRAMA DE SOBREVERTIDO

Para analizar el proceso de saturación es preciso partir de un hidrograma de sobrevertido que defina la evolución con el tiempo del caudal que vierte sobre el coronamiento de la presa.

En el caso de una presa diseñada para resistir el sobrevertido y que no tenga aliviadero adicional alguno el hidrograma de sobrevertido coincide con el hidrograma de avenida una vez laminado por el embalse.

En el caso de una presa convencional con aliviadero lateral o de una presa también con aliviadero lateral, pero diseñada para resistir el sobrevertido que podría producirse como consecuencia de una avenida mayor que la prevista, el hidrograma de sobrevertido se obtiene restando, en cada instante, del hidrograma

laminado, el caudal desaguado a través del aliviadero lateral. En la Figura N° 2.22, se ilustra lo anterior.

El vertido sobre el coronamiento de la presa se inicia cuando el caudal del hidrograma laminado supera la capacidad máxima del aliviadero después de haber agotado el resguardo previsto ($Q_{m\acute{a}x}$, en el instante T_o).

El sobrevertido finaliza cuando el caudal del hidrograma laminado desciende por debajo del caudal antedicho $Q_{m\acute{a}x}$, en el instante T_f . La duración del vertido es:

$$D_r = T_f - T_o$$

El hidrograma de sobrevertido queda definido por la parte del hidrograma laminado que queda por encima del caudal $Q_{m\acute{a}x}$, entre los instantes T_o y T_f . Considerando como origen en el plano (T,Q) el punto (t_o , $Q_{m\acute{a}x}$) de inicio del vertido, el hidrograma de sobrevertido puede representarse en unos ejes paralelos a los originales.

Este hidrograma contiene la información necesaria para iniciar el análisis del proceso de saturación del espaldón, incluyendo datos como velocidad de variación del caudal con el tiempo en cada instante, caudal máximo de vertido ($Q_{V_{m\acute{a}x}}$), volumen de agua que pasa sobre el coronamiento y duración del vertido.

Si el objetivo es analizar el comportamiento de la presa ante una avenida concreta, como sucede en el caso de estudio de una rotura por sobrevertido que de hecho se ha producido, entonces el hidrograma de sobrevertido es punto de partida del análisis.

En cambio, si se trata de analizar la vulnerabilidad de una determinada presa frente al sobrevertido, es preciso determinar qué características ha de tener la avenida para que el hidrograma de sobrevertido conduzca a la rotura de la presa y estimar la probabilidad de que una avenida de esas características pueda producirse. El hidrograma de sobrevertido ha de influir decisivamente en el predominio del fenómeno de arrastre o deslizamiento en el inicio y progreso de la rotura de la presa.

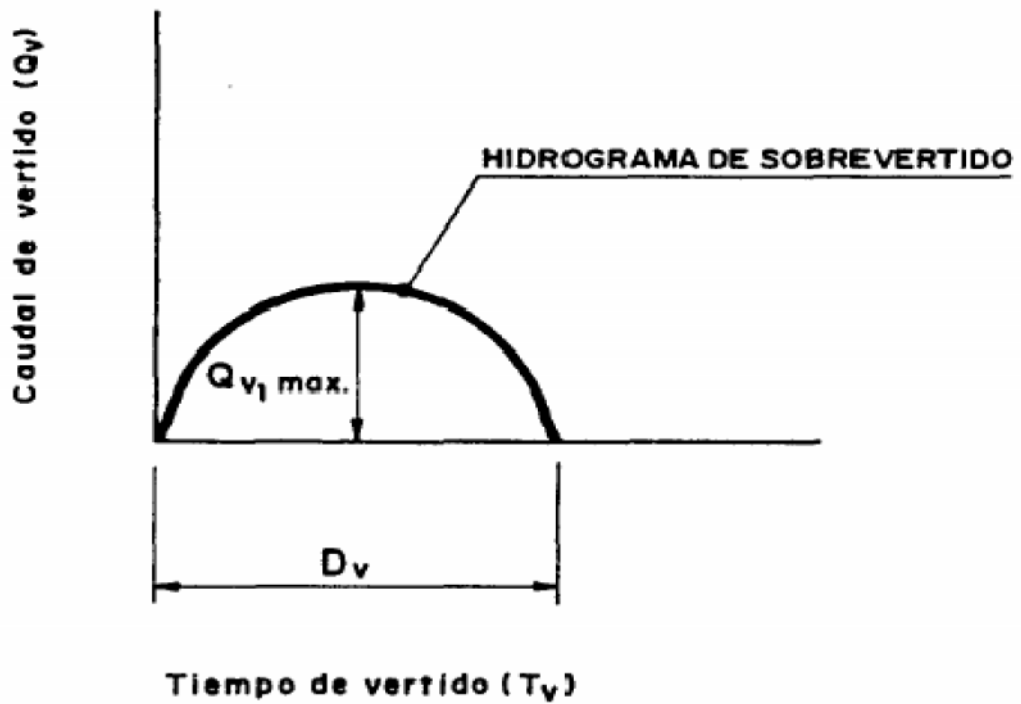
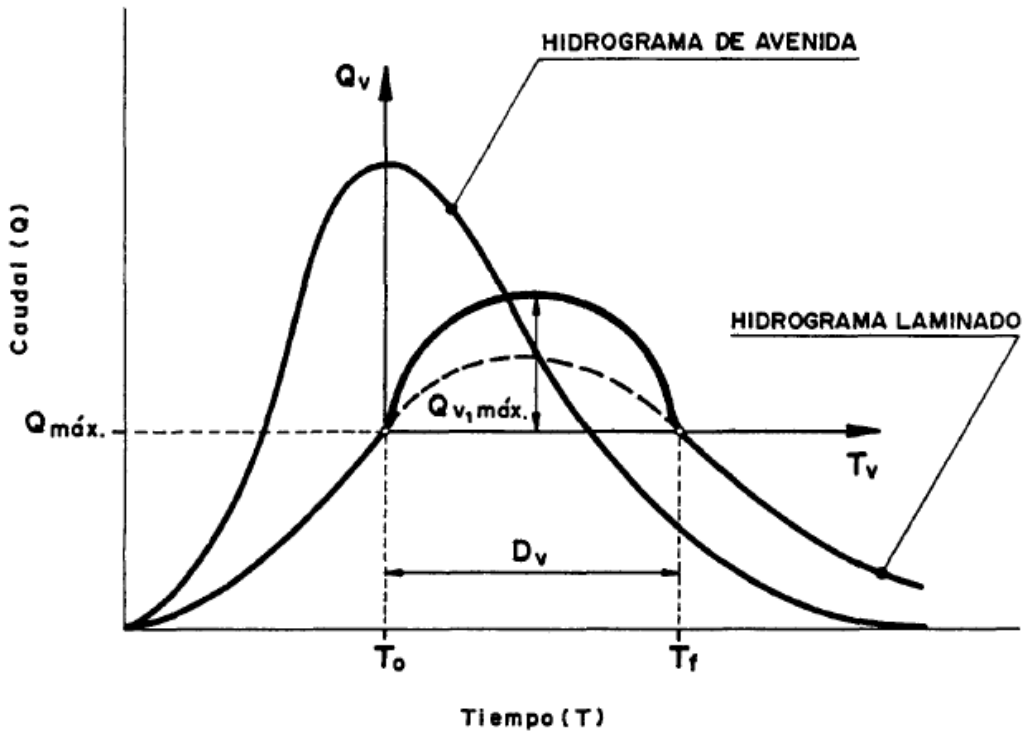


FIG. N° 2.22 HIDROGRAMA DE SOBREVERTIDO

De forma intuitiva se comprende que si el caudal de sobrevertido crece de forma suficientemente lenta, el espaldón se irá saturando sin que se produzca una circulación significativa de agua sobre el talud.

En este caso no se producirá arrastre superficial de la escollera mientras se instala el campo de presiones del agua necesario para que se produzca el deslizamiento, favoreciendo que sea éste último el mecanismo de rotura.

Esta circunstancia se da cuando el hidrograma laminado tiene un caudal punta que supera ligeramente la capacidad del aliviadero, y sobre todo si el referido hidrograma es suave, con pendientes pequeñas. Naturalmente, si el caudal máximo de sobrevertido no supera el caudal de saturación del espaldón, será improbable que pueda producirse arrastre superficial de escollera.

En cambio, si el caudal de sobrevertido crece rápidamente y supera con diferencia notable el caudal de saturación, pueden darse las condiciones para que se produzca el arrastre superficial de la escollera antes de que haya podido instalarse el campo de presiones necesario para que se produzca el deslizamiento.

Para establecer en cada instante el reparto del caudal de sobrevertido diferenciando el caudal que circula por el interior del espaldón del que circula sobre el talud, caudales circulantes interna y externamente respectivamente, es preciso establecer la situación del control hidráulico.

2.6.5.3 UN MODELO CONCEPTUAL DEL PROCESO DE SATURACIÓN

En la Figura N° 2.23 se representa de forma resumida un modelo conceptual simple del proceso de saturación del espaldón. Cuando se inicia el vertido, con un caudal de sobrevertido mínimo, todo él se infiltra en el espaldón para circular por el interior del mismo. (Figura N° 2.23, a)) La longitud de infiltración (L_i) depende de la capacidad de infiltración. En esta primera fase todavía no ha comenzado a emerger el agua en el pie de presa.

A medida que aumenta el caudal de sobrevertido, lo hace también la longitud de infiltración, reduciéndose la longitud de talud que permanece seca (L_s). Mientras existe una parte del talud que permanece seca, el caudal circulante internamente coincide con el caudal de sobrevertido. Figura N° 2.23, b)

El caudal que alcanza, cayendo "en cascada", la base del espaldón, va creando una corriente de fondo, que lleva asociado un campo de presiones de agua. Por otra parte, cuando el caudal de sobrevertido supera la capacidad de infiltración superficial de la escollera deja de existir zona seca en el talud y el caudal circulante internamente deja de ser igual al caudal de sobrevertido, quedando éste dividido en dos partes, una de las cuales no llega a penetrar en el espaldón en ningún momento, circulando siempre sobre el talud q_{ce} . Figura N° 2.23, c)

A medida que transcurre el tiempo y aumenta el caudal de sobrevertido se produce la elevación de la superficie libre del agua que circula por el interior del espaldón, aumentando las presiones del agua, y también aumenta el caudal que circula sobre el talud. El caudal que circula por el interior del espaldón está todavía limitado por la capacidad de infiltración superficial y se diferencian dos zonas, que pueden denominarse *zona de movimiento en cascada* y *zona de percolación*.

El momento de inicio de la existencia de corriente de fondo, que constituye la *zona de percolación*, y de inicio de la existencia del caudal circulante externamente (q_{ce}), que circula en todo momento sobre el talud, así como la evolución temporal de las referidas zonas de percolación, con su campo de presiones del agua asociado, y del q_{ce} , depende de la forma y magnitud del hidrograma de vertido y de la capacidad de infiltración superficial, que en la primera fase del proceso de saturación del espaldón ejerce el control hidráulico.

En función de ello se producirá en un instante anterior la condición crítica de deslizamiento, por instalación de un campo de presiones suficientemente desfavorable, o la condición crítica para que se produzca el arrastre superficial de la escollera como consecuencia de la circulación sobre el talud de un caudal de magnitud suficiente.

En el momento en que el proceso de saturación se completa, si no se ha producido con anterioridad la rotura, el control hidráulico se encuentra en la zona de emergencia y el caudal que circula por el interior es el calculado en la hipótesis de espaldón saturado.

La situación crítica frente al deslizamiento se produce en el instante en que existe una superficie de potencial deslizamiento con coeficiente de seguridad menor que la unidad, lo que sucederá en general antes de que el espaldón esté completamente saturado.

Para conocer la superficie según la cual se producirá el deslizamiento pueden realizarse cálculos de estabilidad en instantes sucesivos considerando en cada instante el campo de presiones de agua correspondiente.

Desarrollando cuantitativamente el modelo conceptual propuesto podría aproximarse el mecanismo desencadenante de la rotura de la presa y el instante en que se produce. No obstante, el camino por recorrer es largo todavía, resultando necesaria una comprobación experimental y la evolución desde este modelo simple hacia otros más complejos que tengan en cuenta factores como la anisotropía, zonificación etc.

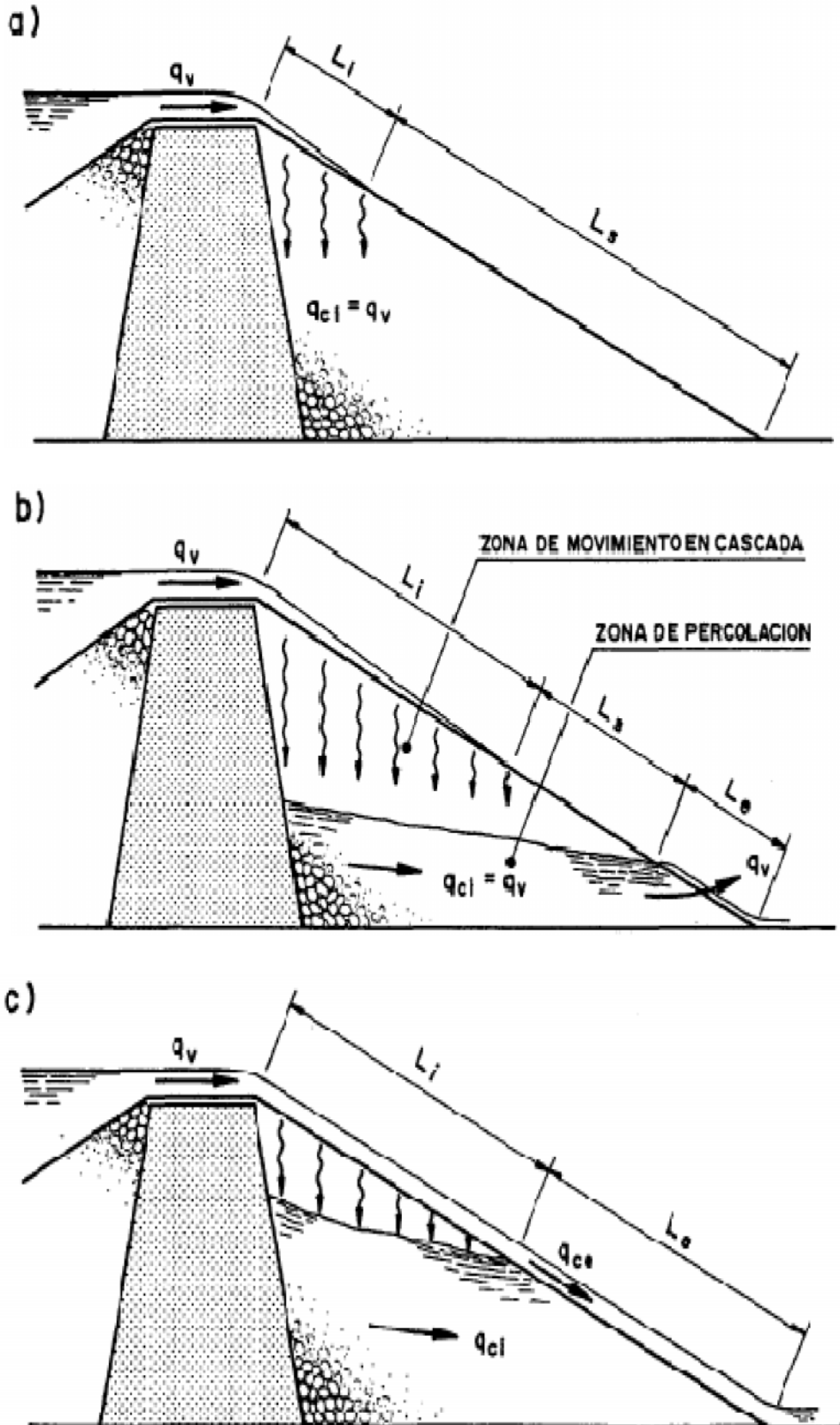


FIG. N°2.23 PROCESO DE SATURACIÓN DEL ESPALDÓN

2.6.5.6 EFECTO DE LA COMPACTACION DE LA ESCOLLERA

Durante la compactación de la escollera por tongadas se produce una mayor o menor alteración de la granulometría por rotura de las partículas próximas a la superficie superior de la tongada. Esta alteración puede ser más o menos significativa dependiendo de la energía de compactación aplicada y de la dureza de la escollera.

Si el efecto de rotura de partículas durante la compactación es importante, puede existir una diferencia apreciable entre la permeabilidad horizontal y la vertical, menor ésta última como consecuencia de la existencia de capas horizontales de menor permeabilidad que el resto, correspondiendo dichas capas a las partes superiores de las tongadas.

Si la diferencia de permeabilidad horizontal y vertical es significativa el medio deberá modelizarse como anisótropo, alterándose la red de filtración correspondiente a la hipótesis de espaldón completamente saturado, así como el proceso de saturación del mismo.

Respecto a la situación de espaldón completamente saturado, cabe esperar las siguientes diferencias respecto a la hipótesis de medio isótropo:

1° Las líneas de filtración tendrán menor pendiente, presentando una tendencia mayor a la horizontalidad.

2° Consecuentemente, la líneas equipotenciales tendrán una mayor tendencia a la verticalidad.

3° Con carácter general, las presiones del agua serán algo mayores, salvo en la zona donde ya en la hipótesis de medio isótropo la presión relativa es del 100%.

4° La zona del pie de aguas abajo afectada por presiones relativas próximas al 100% será mayor.

Como consecuencia de todo ello, cabe esperar que el *área inestable*, envolvente de todas las superficies de deslizamiento con coeficiente de seguridad menor que la unida, tenga una extensión algo mayor. En cambio, el coeficiente de seguridad de la presa no debe cambiar apreciablemente, ya que la superficie pésima de deslizamiento seguirá siendo somera, sometida a una presión relativa en su base del 100%, igual que en el caso de medio isótropo.

Para taludes menores que 2 debe esperarse una reducción del coeficiente de seguridad como consecuencia del mayor coeficiente de subpresión que corresponderá al nuevo campo de presiones del agua.

Mayor importancia puede tener la anisotropía en el proceso de saturación del espaldón, ya que al tener menor permeabilidad la parte superior de cada tongada, la zona inferior de la misma puede actuar como un dren horizontal, retrasando la progresión del agua hacia los niveles inferiores y la correspondiente instalación del campo de presiones del agua. Cada parte superior de tongada ejerce el control hidráulico, limitando el caudal que circula hacia la base de la presa, evacuándose hacia el exterior el caudal excedente por la parte inferior de cada tongada.

De este modo puede darse la circunstancia de que la zona superior de la presa, por encima de un nivel de permeabilidad especialmente reducida, quede completamente saturada antes de que el agua haya alcanzado la parte inferior de la misma, lo que podría conducir a deslizamientos más o menos profundos en las proximidades del coronamiento.

Durante la rotura por sobrevertido de la ataguía de la presa de Hans Strydom, en Suráfrica vista anteriormente, se observó agua saliendo al talud de agua abajo a diferentes niveles, coincidentes con los niveles superiores de las tongadas de compactación. Tras la rotura de la ataguía, en la que se produjeron diversos deslizamientos, como ya se ha comentado, pudo observarse la acumulación de finos en la zona superior de cada tongada, debido sin duda al proceso de compactación.

Al analizar la rotura por sobrevertido de la presa de Xonxa también en Suráfrica, de 48 m. de altura, Mackellar y Shand explicaron la no producción de deslizamientos profundos como consecuencia de la reducida permeabilidad vertical de la escollera, que debió impedir la instalación del campo de presiones del agua en la zona inferior del espaldón.

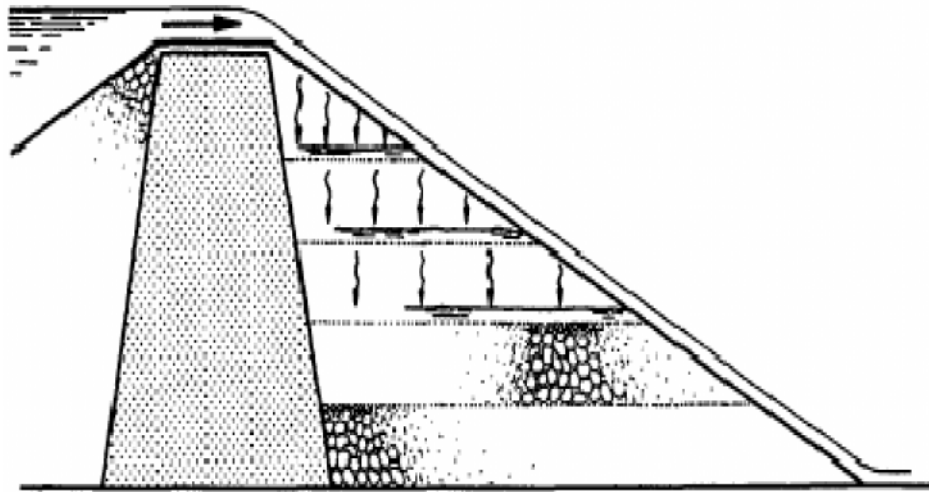


FIG. Nº 2.24 PENETRACIÓN DEL AGUA EN ESPALDÓN ANISÓTROPO POR COMPACTACIÓN DE LA ESCOLLERA.

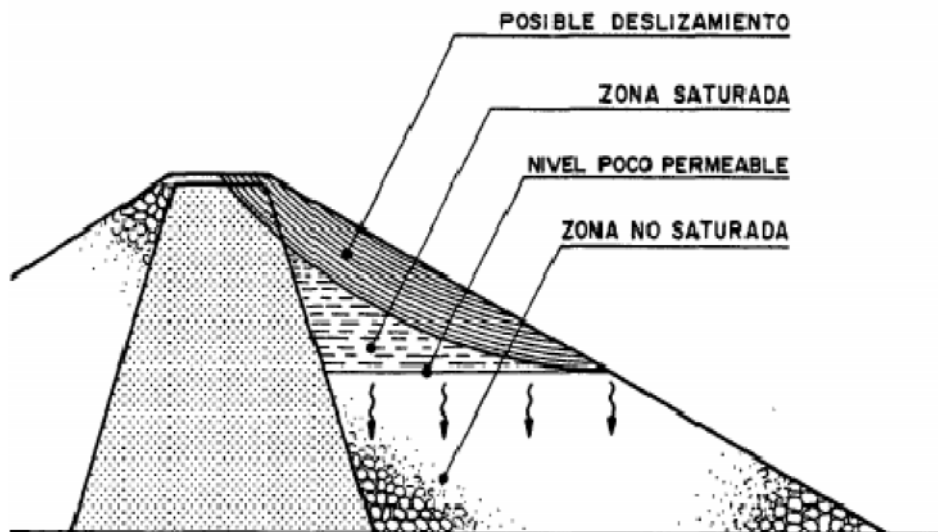


FIG. Nº 2.25 POSIBILIDAD DE DESLIZAMIENTO EN LA ZONA DE CORONACIÓN SOBRE UN NIVEL POCO PERMEABLE.

2.7 DIMENSIONAMIENTO

2.7.1 INTRODUCCIÓN

El objetivo de este punto es definir un procedimiento para dimensionar una presa de escollera con núcleo que sea resistente al sobrevvertido, determinando los parámetros básicos, talud y tamaño de la escollera de protección, de modo que se cumplan las condiciones de estabilidad frente al deslizamiento en masa y de estabilidad superficial frente al fenómeno de arrastre.

El fenómeno de arrastre, que no es objeto de este análisis, ha sido estudiado por numerosos investigadores. En el siguiente apartado se resumen algunos de los procedimientos existentes para la determinación del tamaño de escollera necesario para evitar que se produzca el arrastre de la misma y la erosión progresiva del espaldón. En este punto se pone de relieve la necesidad de que el diseño se realice compatibilizando las condiciones de estabilidad al deslizamiento y estabilidad superficial y se llama la atención sobre la importancia de la condición de estabilidad frente al deslizamiento, que resulta en muchas ocasiones más severa que la de estabilidad frente al arrastre.

Los criterios de dimensionamiento aquí expuestos, utilizando para la determinación del tamaño de la escollera de protección el método de Hartung-Sheuerlein-Knauss que aquí se considera o bien otro que alternativamente se elija, pueden tener aplicación en casos como:

- *Presa existente cuyo aliviadero resulta insuficiente de acuerdo con los datos disponibles y los criterios actuales de cálculo y diseño.* En este caso, como alternativa a la ampliación del aliviadero o a la protección del talud de aguas abajo por otros procedimientos (HCR, etc.) puede resultar interesante en ocasiones acondicionar el espaldón de aguas abajo para que resista el sobrevvertido esperable de acuerdo con los criterios establecidos. En este caso, al tratarse de una situación excepcional podría adoptarse un coeficiente de seguridad frente al deslizamiento poco mayor que la unidad.

- *Ataguías.* Al tratarse de obras temporales cuyo condicionante es principalmente económico, puede resultar interesante admitir el sobrevertido, lo que permitiría reducir el costo del desvío del río. En los casos en que el volumen embalsado por la ataguía sea importante, pudiendo producir su rotura una onda de avenida de consideración, puede ser interesante diseñar la ataguía para que pueda resistir un eventual sobrevertido, ya que dicha posibilidad siempre existe al no poderse dimensionar el desvío para períodos de retorno muy elevados, por resultar inmoderado económicamente. Una solución de presa resistente al sobrevertido puede conciliar de forma adecuada las necesidades de economía y seguridad, garantizando ésta última mejor que una ataguía de mayor altura pero no diseñada para soportar el sobrevertido.
- *Azudes de retención de sedimentos, de protección de cauces, etc.* Se trata en general de obras modestas que si se ejecutan de materiales sueltos podrían resultar muy económicas pero que en muchas ocasiones requieren un aliviadero costoso. Permitiendo el sobrevertido pueden conseguirse reducciones económicas importantes.
- *Nueva presa en la que se admita el sobrevertido en caso de avenida excepcional.* La protección frente al sobrevertido juega el mismo papel que un aliviadero de emergencia. De este modo puede conseguirse una economía importante como consecuencia de la reducción de la capacidad del aliviadero y, sobre todo, como consecuencia de la admisión de resguardos menos amplios, lo que permite la reducción de la altura de la presa.
- *Nuevas presas de alto riesgo potencial en las que, a pesar de tomar todas las medidas habituales, exista una incertidumbre inaceptable sobre si llegará a producirse el sobrevertido como consecuencia de una avenida más desfavorable que la máxima que puede evacuar el aliviadero.* La

protección frente al sobrevertido puede adoptarse como medida adicional de seguridad.

- *Nuevas presas de escaso riesgo potencial, con implicaciones meramente económicas, en las que la protección frente al sobrevertido resulte una alternativa ventajosa al aliviadero lateral que tradicionalmente se proyecta.* Naturalmente, la aplicación de nuevas técnicas debe realizarse siempre con la prudencia necesaria y garantizando en todo momento un adecuado nivel de seguridad.

2.7.2 DETERMINACIÓN DEL TAMAÑO DE LA ESCOLLERA DE PROTECCIÓN

Diversos investigadores han realizado estudios con el objetivo de determinar el tamaño que ha de tener la escollera para que no se produzca su arrastre por la corriente de agua que circula sobre el talud. Ya en 1.936 Isbash propuso una fórmula para determinar la velocidad crítica del agua que provoca el arrastre de una piedra inmersa en la corriente.

$$v_c = E_2 * \sqrt{\frac{2g * (\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_w}} * \sqrt{d_s}; E_2 = cte = 1.2$$

Siendo:

V_c = velocidad crítica

E_2 = factor de estabilidad

γ_s = peso específico de la piedra

γ_w = peso específico del agua

d_s = diámetro equivalente de la piedra

Se denomina diámetro equivalente al de la esfera de igual volumen que el de la piedra. Estos primeros esfuerzos por determinar el tamaño de piedra preciso para resistir el paso de una corriente de agua iban encaminados a la construcción de presas en agua corriente, sin relación con el fenómeno de sobrevertido, partiéndose de la hipótesis de lecho horizontal.

Basándose en los trabajos de Linford y Saunders, y en los realizados por él mismo, Olivier presenta en 1.967 una fórmula para determinar el caudal crítico.

$$q_c(m^3/s/m) = cte * \left(\frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \right)^{\frac{5}{3}} * J^{\frac{-7}{6}} * d_s^{\frac{3}{2}}$$

Siendo:

q_c = caudal crítico a partir del cual comienza a producirse el movimiento de piedras aisladas

cte = constante con valor 0,235 para piedra angulosa

γ_s = peso específico de la piedra

γ_w = peso específico del agua

J = pendiente

d_s = diámetro equivalente

El desarrollo de esta fórmula se basa en desarrollos de carácter teórico y en ensayos realizados en modelo reducido con taludes comprendidos entre 5 y 12. Olivier tiene en cuenta el efecto de la pendiente y el de imbricación de cada piedra en el conjunto de la escollera, para lo que introduce un *coeficiente de compacidad*, cuya influencia queda recogida por la constante de la fórmula.

En 1.970, Hartung y Scheuerlein presentan un procedimiento para la determinación del tamaño de escollera. El método se basa en unas investigaciones realizadas

previamente en modelo reducido sobre el movimiento del agua sobre lechos de escollera.

Los modelos reducidos utilizados reproducían taludes entre 1,5 y 10, con rango más amplio que el de los estudios de Olivier, abarcando los taludes habituales de las presas de escollera. El modelo matemático desarrollado considera también un *coeficiente de compacidad*, aunque con definición distinta que el de Olivier, si bien puede establecerse una relación explícita entre ambos coeficientes.

A partir de los datos de calado y velocidad determinados mediante el modelo desarrollado, que tiene en cuenta la elevada rugosidad del lecho y la aireación del agua, Hartung y Scheuerlein (1970) establecen el equilibrio de una piedra de escollera obteniendo la siguiente fórmula para la velocidad crítica, correspondiente al equilibrio estricto.

$$v_c = \sqrt{\frac{2}{3} * (\tan \varphi - \tan \alpha) * \left| 2g * \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{\sigma * \gamma_w} * \sqrt{d_s - \cos \alpha} \right|}$$

Siendo:

V_c = velocidad crítica

φ = ángulo de rozamiento de la escollera

α = ángulo del talud con la horizontal

σ = coeficiente de aireación

La similitud con la fórmula de Isbash es evidente. Si no se considera el efecto de la aireación ni de la pendiente ($\sigma = 1$ y $\cos \varphi = 1$), los dos últimos radicales coinciden en ambas fórmulas. Además, Hartung y Scheuerlein admiten 1,2 como una aproximación útil del primer radical, recomendando su uso para el cálculo. Esto último resulta cuestionable ya que los valores del referido radical en función del talud, para un ángulo de rozamiento de la escollera de 45°, son:

N	1° Radical
1.5	0.47
3	0.67
5	0.73
10	0.77

Para que el 1° radical tenga un valor próximo a 1,2 es preciso que el ángulo de rozamiento sea mayor que unos 65°. Un ángulo de rozamiento de esta magnitud puede explicarse teniendo en cuenta la importancia de la imbricación de cada piedra en el conjunto de la escollera.

Kauss presenta en 1.979 un estudio comparativo de los modelos desarrollados por Olivier y por Hartung y Scheuerlein. Para taludes muy suaves, mayores que 8 aproximadamente, existe una buena concordancia de resultados, pero para taludes menores, que son los habituales, la discrepancia es notable. Knauss atribuye las diferencias a la no consideración del efecto de la aireación por el modelo de Olivier, ya que se basó en ensayos con taludes entre 12 y 5, comenzando a producirse la aireación precisamente a partir del talud 5 y para taludes menores que éste. Al representar los resultados de los ensayos realizados por Hartung y Scheuerlein esto queda claramente de manifiesto. Al producirse aireación, el caudal admisible sin que se produzca el arrastre de la escollera es mayor. Otro motivo de la divergencia de resultados para taludes bajos (gran pendiente) es la aproximación que hace Olivier del seno por la tangente del ángulo que forma el talud con la horizontal, que resulta aceptable para taludes muy suaves, pero no para taludes de fuerte pendiente como los que son habituales en presas de escollera.

Como consecuencia de todo ello, Knauss recomienda el modelo de Hartung y Scheuerlein. Además, simplifica la formulación del mismo al definir el coeficiente de aireación correspondiente a la situación crítica mediante una fórmula que permite su cálculo directo.

$$\sigma_c = 1.18 + 0.08 * \phi - 1.44 * \sin \alpha$$

La fórmula está obtenida como aproximación a los resultados de los ensayos de Hartung y Scheuerlein, que fueron realizados con escollera de $y_s = 2,7 \text{ T/m}^3$.

Admitiendo esta simplificación, que proporciona resultados prácticamente idénticos que los obtenidos por el método completo y definiendo la piedra por su peso en vez de su diámetro equivalente, Knauss obtiene la siguiente fórmula para determinar el caudal crítico admitiendo $y_w = 2,7 \text{ T/m}^3$ y $g = 9,81 \text{ m/s}^2$:

$$q_c(\text{m}^3/\text{s}/\text{m}) = 0.84 * \sqrt{G_s(\text{KN})} * (1.9 + 0.8 * \phi - 3 \sin \alpha)$$

Siendo:

q_c = caudal crítico, en $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$

G_s = peso de la escollera media, en KN

ϕ = coeficiente de compacidad

α = ángulo del talud con la horizontal

La fórmula anterior también puede expresarse en función del diámetro equivalente d_s , en m., siendo en este caso:

$$q_c = \sqrt{g} * d_s^{\frac{3}{2}} * (1.9 + 0.8 * \phi - 3 \sin \alpha)$$

El coeficiente de compacidad se define:

$$\phi = l' * \sqrt{N} = \frac{l'}{b}$$

Siendo:

ϕ = coeficiente de compacidad de Hartung y Scheuerlein

l' = altura vertical media de la rugosidad

N = número de piedras por unidad de área

b = anchura horizontal media de los elementos de rugosidad

El valor del coeficiente de compacidad oscila entre los siguientes valores:

$$\phi = 0,625 \text{ para escollera vertida}$$

$$\phi = 1,125 \text{ para escollera colocada manualmente}$$

Knauss (1979) da una fórmula para determinar de forma sencilla el coeficiente de compacidad.

$$\phi = 0.0575 * G_s * N^{\frac{3}{2}}$$

Siendo:

G_s = peso de la escollera media, en KN

N = número de piedras por m^2

Siguiendo el método de Hartung y Scheuerlein con las simplificaciones introducidas por Knauss, se han diseñado y construido las Presas de Wadi Khasab, Wadi Shariyah y Wadi Mawa, en Omán, en la Península de Musandam (Taylor 1991). El propósito de las presas es la laminación de avenidas de tres ramblas que confluyen en la zona de desarrollo de la vieja ciudad de Khasab, donde además resultaba necesaria la construcción de un aeropuerto por estar la Península de Musandam separada del resto de Omán por los Emiratos Árabes Unidos, sin conexión directa por carretera.

Las características principales de las tres cuencas, embalses y presas se resumen en la siguiente tabla.

	Khasab	Shariyah	Mawa
Altura de coronación sobre cauce en zona de sobrevertido (m)	17.9	9.0	7.0
Altura de coronación sobre cimiento en zona de no sobrevertido (m)	28.0	12.0	9.5
Talud de aguas abajo	4:1	4:1	4:1
Capacidad de embalse (Hm^3)	13.00	1.38	1.36

Longitud total de coronación (m)	830	740	910
Longitud de sobrevertido (m)	685	570	730
Caudal punta de la PMF (m ³ /s)	3,500	670	630
Volumen de la PMF (Hm ³)	61.2	7.4	6.7
Superficie de la cuenca (Km ²)	265	21	19
Caudal de sobrevertido unitario (m ³ /s/m)	5.1	1.17	0.86

El tamaño de piedra elegido para la protección del talud de aguas abajo, expresado como diámetro equivalente, fue de 1,7 m. como valor máximo y 0,5 m. como valor mínimo para la presa de Khasab. Se realizaron ensayos en modelo reducido de la presa de Khasab. Se destaca aquí como conclusión principal, relativa a la utilidad del método de Hartung-Scheuerlein-Knauss, que se produjo el movimiento de piedras aisladas para caudales del orden del 50% del caudal de diseño, generalmente piedras de tamaño grande y forma de laja colocadas con la cara de mayor superficie paralela al talud. Las piedras de menor tamaño, teóricamente menos estables, resultaban en realidad más difíciles de arrastrar por quedar encajadas en los huecos dejados por las piedras de mayor tamaño. Las piedras que se movían para el caudal más bajo no resultaban generalmente arrastradas fuera del talud, sino que se movían hasta alcanzar una posición más estable, resistiendo nuevos incrementos de caudal sin ser desplazadas. A pesar de producirse el movimiento de piedras aisladas para caudales del orden de la mitad del caudal de diseño, correspondiente a la PMF de 3.500 m³/s/m, la protección de escollera resistió varios ensayos con el caudal de diseño sin que resultase dañado el espaldón protegido. A la vista del buen comportamiento, se elevó el caudal por encima del caudal de proyecto hasta la rotura, que se produjo para un caudal de 4,250 m³/s. A la vista del correcto funcionamiento demostrado en el ensayo en modelo reducido, el diseño fue aprobado y la presa se construyó en conformidad con el mismo.

En el mismo Congreso de ICOLD, Viena (1.991), en que se presentaba el caso de la Presa de Khasab, el noruego Solvik presentaba un ábaco para la determinación del tamaño de piedra necesario en la coronación y zona próxima del talud para resistir un determinado sobrevertido.

Este ábaco se reproduce en la Figura N° 2.26. El ábaco se basa en ensayos de los que no se proporcionan datos, y se refiere a la situación crítica en la que se inicia el movimiento de piedras aisladas.

En la siguiente tabla se comparan con carácter orientativo los caudales de sobrevertido críticos que se obtienen por el método HSK y mediante el ábaco de Solvik para diferentes tamaños de piedra y taludes. Para transformar las alturas de lámina obtenidas del ábaco de Solvik en caudales unitarios se considera un coeficiente de desagüe de 1,5 teniendo en cuenta los resultados obtenidos en los ensayos en modelo reducido de la Presa de Khasab. d_s =diámetro equivalente, en m.

Donde:

N = talud.

q_s (HSK) = caudal de sobrevertido crítico calculado por el método HSK, en $m^3/s/m$.

ϕ = coeficiente de compacidad.

q_s (S) = caudal de sobrevertido crítico calculado mediante el ábaco de Solvik en $m^3/s/m$ y en % del q_s (HSK) correspondiente a $\phi=1,125$ (escollera colocada manualmente).

$d_s(m)$	N	$q_s(HSK) (m^3/s/m)$		$q_s(S) (m^3/s/m)$	$q_s(S)(\%)$
		$\Phi=0.625$	$\Phi=1.125$		
0.5	1.5	0.81	1.26	0.68	53
	4.0	1.85	2.30	1.26	55
1.0	1.5	2.30	3.56	1.95	55
	4.0	5.24	6.49	3.56	55

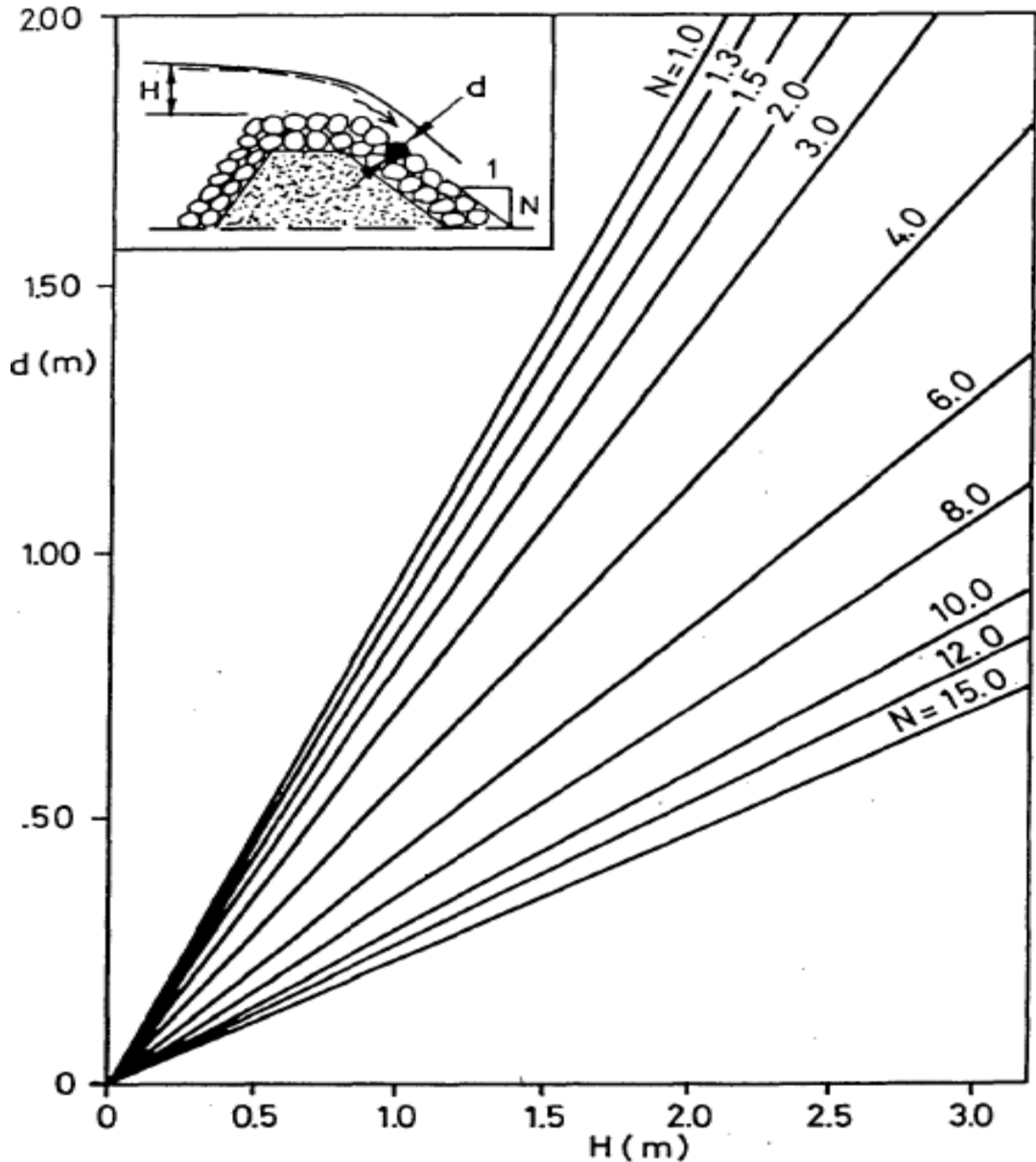


FIG. 2.26 ABACO DE SOLVIK

No se dispone de información acerca del modo de colocación de la escollera en los ensayos que sirvieron para la elaboración del ábaco de Solvik, pero llama la atención que el caudal crítico obtenido mediante dicho ábaco representa un porcentaje poco variable, en torno al 55%, del caudal crítico obtenido por el método HSK en el caso de escollera colocada manualmente y esto sucede para taludes y tamaños de escollera muy distintos. El ábaco de Solvik parece estar en consonancia con los resultados obtenidos en los ensayos en modelo reducido realizados en fase de diseño de la Presa de Khasab, según los cuales, como se ha

comentado con anterioridad, el movimiento de piedras aisladas comienza a producirse para caudales de sobrevertido del orden del 50% de los obtenidos por el método HSK.

A la vista de todo lo anterior, puede tomarse en cada caso la decisión sobre el margen de seguridad a adoptar, en lo que se refiere al tamaño de la escollera de protección dependiendo de factores como el riesgo potencial en caso de rotura, frecuencia y duración de las avenidas previsibles, posibilidad de rehabilitación en caso de que se produzcan daños localmente en algunas zonas del talud, carácter temporal o permanente de la presa, etc.

Se utiliza el método HSK para la determinación del tamaño que ha de tener la escollera para que no se produzca el fallo de la presa por arrastre superficial, integrando el método HSK en un proceso de dimensionamiento que con visión más amplia incluya la necesaria condición de que no se produzca el fallo de la presa por deslizamiento en masa.

2.7.3 PROCESO DE DIMENSIONAMIENTO

2.7.3.1 COEFICIENTES DE SEGURIDAD

El proceso de dimensionamiento debe conducir a la solución más económica que cumpla las dos condiciones, de no arrastre y no deslizamiento, con márgenes de seguridad adecuados respecto a ambos mecanismos de fallo.

La definición del coeficiente de seguridad (F) frente al deslizamiento, valor por el que se ha de dividir la tangente del ángulo de rozamiento de la escollera para que se produzca el equilibrio estricto en la superficie de potencial deslizamiento pésima, es la que se utiliza habitualmente y ya ha sido manejada en capítulos anteriores.

El rango de variación de F puede ir desde $F=1$ cuando la situación de sobrevertido es extrema o la obra tiene carácter temporal, hasta $F=1,4$ si la situación de sobrevertido es normal.

Respecto al coeficiente de seguridad frente al arrastre, puede definirse como coeficiente de minoración del peso medio o del diámetro equivalente medio de la escollera, o bien del caudal de sobrevertido máximo aceptable. Denotando con el asterisco el valor de cálculo o de diseño y sin él el valor real; tenemos:

- Coeficiente de minoración del peso: $F_G = G/G^*$
- Coeficiente de minoración del diámetro: $F_d = d/d^*$
- Coeficiente de minoración del caudal: $F_q = q/q^*$

Existe una relación entre los tres coeficientes de minoración:

$$F_q = F_d^{\frac{3}{2}} = (\sqrt[3]{F_G})^{\frac{3}{2}}$$

Por tanto:

$$F_q = F_d^{\frac{3}{2}} = (\sqrt{F_G})$$

De acuerdo con lo expuesto en el apartado anterior, se propone la utilización del coeficiente de seguridad F_q , determinando el caudal de sobrevertido crítico mediante el método HSK, variable entre $F_q=1$ para obras con escaso riesgo potencial, de carácter temporal, etc. y $F_q = 2$ ó mayor para obras en las que se requiera una mayor garantía. El coeficiente $F_q = 2$ implica una reducción del caudal de sobrevertido admisible del 50% del teóricamente admisible aplicando el método HSK, siendo entonces previsible que no se produzca ni siquiera el movimiento de piedras aisladas.

Si se utiliza el coeficiente $F_q=1$ es previsible que se producirá el movimiento de piedras, y el arrastre de algunas de ellas, pero no se producirá el fallo de la estructura.

El rango de variación propuesto es:

F_q entre 1 y 2

F_G entre 1 y 4

F_d entre 1 y 1,6

Naturalmente, en cada caso han de juzgarse todas las circunstancias pudiendo decidirse en algunos casos la adopción de coeficientes de seguridad frente al arrastre mayores.

2.7.3.2 ABACO DE DIMENSIONAMIENTO

El coeficiente de seguridad frente al deslizamiento depende esencialmente del talud (N) y del ángulo de rozamiento de la escollera (φ). También depende del peso específico saturado de la escollera ($\gamma_{e\text{.sa}}$) aunque de forma mucho menos marcada.

$$F = \frac{1}{\gamma_{e\text{.sat}}} * \left(\gamma_{e\text{.sat}} - \frac{\beta * \gamma_w}{\cos^2 \alpha} \right) \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha}$$

El coeficiente de seguridad frente al arrastre, expresado en cualquiera de las formas antes consideradas, depende principalmente del talud, del caudal de sobrevertido, del tamaño de piedra y del coeficiente de compacidad, que recoge la influencia de aspectos como la forma y colocación de las piedras.

También depende del peso específico de las piedras (γ_s) excluyendo los huecos entre las mismas, pero este factor tiene una repercusión de segundo orden en el rango habitual de valores de γ_s para la escollera susceptible de ser utilizada como protección del talud de aguas abajo frente al arrastre por sobrevertido. La relación entre las referidas variables viene dada, según el método HSK, admitiendo $\gamma_s = 2.7 \text{ T/m}^3$, por la fórmula:

$$q_c = \sqrt{q} * d_s^{\frac{3}{2}} * (1.9 + 0.8 * \phi - 3 \sin \alpha)$$

Ambas relaciones pueden representarse en un solo ábaco que puede verse en la Figura nº 2.27, con los siguientes ejes:

- Eje de abscisas: Talud
- Eje de ordenadas positivo hacia arriba: Ángulo de rozamiento
- Eje de ordenadas positivo hacia abajo: Caudal de sobrevertido

Se llama la atención sobre los siguientes aspectos:

1° Debe introducirse el ángulo de rozamiento de la escollera del espaldón, no el de la escollera de protección. Generalmente, el ábaco quedará en este aspecto del lado de la seguridad, ya que la escollera de protección tendrá en general un ángulo de rozamiento mayor con un efecto estabilizador que puede resultar despreciable para un círculo profundo, pero significativo para los círculos someros, que son los de menor coeficiente de seguridad.

2° Se entiende que el caudal de sobrevertido se refiere al caudal que circula por el exterior del talud, excluido el que circula por el interior del espaldón. No obstante, conviene considerar el caudal de sobrevertido total por dos motivos. En primer lugar, porque no hay garantía total de que la reducción del caudal circulante externamente como consecuencia de la circulación interna se mantenga a lo largo de la explotación de la presa y, en segundo lugar, porque en la zona del pie de presa el caudal circulante externamente es próximo al total de sobrevertido.

3° El plano (N, φ) queda dividido en dos partes por la curva $F=1$. Cualquier punto situado por debajo de la misma corresponde a una situación de inestabilidad, por lo que se denomina a dicha zona *dominio de inestabilidad al deslizamiento*.

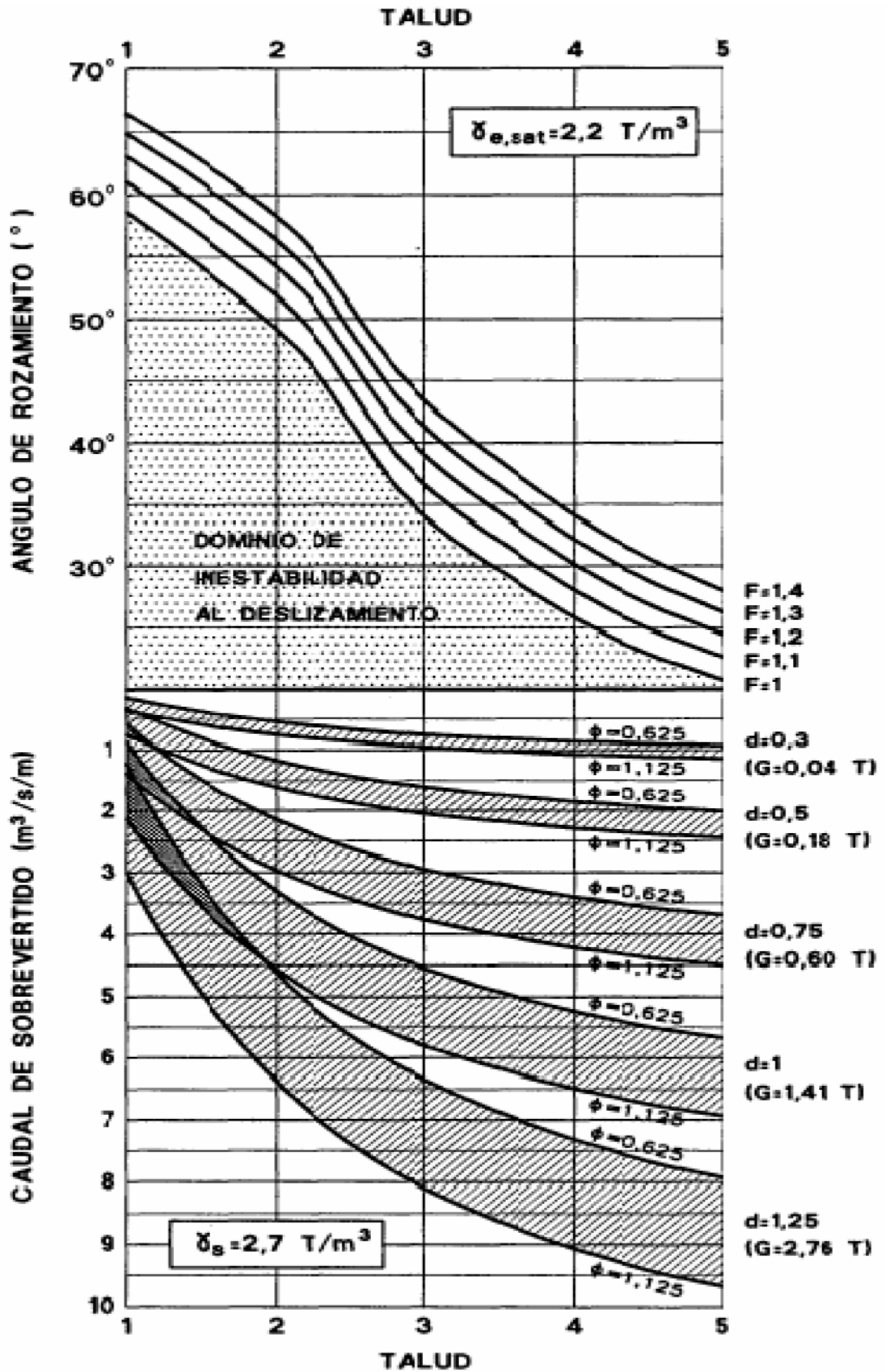


FIG.Nº2.27 ABACO DE DIMENSIONAMIENTO

2.7.3.3 PROCESO DE DIMENSIONAMIENTO

Generalmente son datos:

- Coeficiente de seguridad frente al deslizamiento (F)
- Coeficiente de seguridad frente al arrastre (F_q , F_G ó F_d)
- Ángulo de rozamiento (φ)
- Caudal de sobrevertido (q_c)

Y deben determinarse los parámetros:

- Talud (N)
- Tamaño de la escollera de protección (d)
- Modo de colocación manual ($0= 1,125$) o mediante vertido ($0 = 0,625$).

Puede procederse del siguiente modo:

1 ° Determinación del talud mínimo necesario para garantizar la estabilidad frente al deslizamiento ($N_{\min,d}$).

Caben dos posibilidades. La primera es entrar en el ábaco con el valor real del ángulo de rozamiento, desplazarse horizontalmente hasta cortar a la curva correspondiente al F prefijado y luego desplazarse verticalmente hasta el eje de abscisas donde se obtendrá el talud mínimo necesario. Alternativamente, puede realizarse previamente a la entrada en el ábaco la determinación del ángulo de rozamiento de cálculo y utilizar la curva $F= 1$. Si denominamos φ° al valor de cálculo tenemos que:

$$\varphi^\circ = \arctg\left(\frac{\tan \varphi}{F}\right)$$

2° Determinación del talud mínimo que permite el cumplimiento de la condición de estabilidad frente al arrastre ($N_{\min, a}$)

Existe una limitación de carácter constructivo respecto al tamaño de escollera máximo que es factible manejar de forma económica, que depende de los medios

de puesta en obra, pero que con carácter general puede decirse que no debe exceder el valor de 1 m. a 1,5 m. El tamaño máximo de escollera, con el coeficiente de seguridad incluido, determina un talud mínimo necesario para que se cumpla la condición de estabilidad frente al arrastre ($N_{\min, a}$).

3° Determinación del talud mínimo que permite el cumplimiento de las dos condiciones de estabilidad frente al deslizamiento y frente al arrastre (N_{\min}).

El talud anterior (N_{\min}) es el mayor de los dos taludes determinados en los pasos anteriores.

$$N_{\min} = \text{máx.}(N_{\min,d}; N_{\min,a})$$

Si $N_{\min,d} > N_{\min,a}$, entonces resulta limitativa la condición de estabilidad frente al deslizamiento. En cambio, si $N_{\min,d} < N_{\min,a}$ es la condición de estabilidad frente al arrastre la que resulta limitativa.

4° Determinación de diversas combinaciones Talud-Tamaño de escollera (N-d) que permiten el cumplimiento de las dos condiciones de estabilidad.

En primer lugar, debe considerarse la solución correspondiente al talud N_{\min} determinando el tamaño de escollera necesario, que será el máximo de todas las combinaciones N-d posibles, ya que sucesivos incrementos del talud permitirán también sucesivas reducciones del tamaño de la escollera. Al aumentar el talud aumenta el volumen del espaldón, y por tanto su costo, pero la reducción del tamaño de escollera implica una reducción del costo unitario de la protección, aunque también se incrementa la superficie a proteger. El óptimo económico puede determinarse valorando el costo correspondiente a cada combinación N-d. No obstante, la reducción del tamaño de escollera exige un incremento importante del talud, por lo que generalmente resultará antieconómico.

CAPITULO III

INFORMACION DISPONIBLE

3.1 ESTUDIOS REALIZADOS EN LA PRESA CALDERAS

ESTUDIOS OBTENIDOS POR FACTORES EXTERNOS

3.1.1 ESTUDIO TOPOGRAFICO

Dos de los principales productos de los trabajos de levantamiento topográfico del embalse Calderas se refieren a la construcción de las siguientes curvas:

- Curva de área del embalse, donde se muestra la superficie inundada versus la cota de inundación.
- Curva de capacidad del embalse, donde se muestra el volumen de agua almacenada versus la cota de inundación.

Para la construcción de las curvas mencionadas, se ha combinado el levantamiento topográfico con el eje de implantación establecido para la presa de Calderas, a saber:

PR-2 (MI): N = 7.627.431,430 E = 336.427,790

PR-1 (MD): N = 7.627.227,303 E = 336.469,197

El resultado del levantamiento topográfico, y la determinación de las curvas del vaso de almacenamiento se detallan en el ANEXO N° 1.

Es importante recalcar que todo el trabajo topográfico fue realizado por la entidad contratante del Proyecto Calderas (Prefectura del Dpto. de Tarija) y que para la realización del presente trabajo dicha entidad facilitó la información topográfica requerida.

NOTA: Además del Estudio Topográfico de la Presa Calderas también se contó con información granulométrica y otros ensayos tanto de la mencionada presa como de la presa Huacata realizados por diferentes entidades, los cuales se presentan a lo largo de este capítulo según su requerimiento.

3.1.2 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA CUENCA

3.1.2.1.- ÁREA DE LA CUENCA

De acuerdo a las cartas geográficas del IGM a escala 1:50.000 disponibles para la zona de la cuenca del Rio Calderas se procedió a delimitar la misma por medio de un programa informático denominado AUTOCAD de donde se obtuvo que la superficie de la cuenca es:

$$A=30.46 \text{ Km}^2$$

3.1.2.2.- PERIMETRO DE LA CUENCA

El perímetro es una línea imaginaria sobre la cuenca que pasa por los puntos más elevados impidiendo que dentro de la cuenca existan cotas más elevadas que cualquier punto sobre el perímetro y cuya función es separar de otras cuencas vecinas.

El perímetro real de la cuenca del Rio Calderas es:

$$P=26.16\text{km}$$

3.1.2.3.- PERIMETRO ESTILIZADO

El perímetro estilizado se lo traza con líneas rectas siguiendo el perímetro real de la cuenca, con la condición de que las áreas que queden fuera de la cuenca sean compensadas con las áreas que se incluyen a la cuenca.

El perímetro estilizado siempre es menor al perímetro real y la diferencia entre uno y otro perímetro debe ser como máximo el 8% del perímetro real.

El perímetro estilizado es:

$$P= 25.82\text{km}$$

La diferencia entre perímetros es del 1.3% por lo tanto el perímetro estilizado es aceptable.

3.1.2.4.-ÍNDICE DE COMPACIDAD O GRAVELIUS

Este índice nos indica mayor o menor facilidad con que una cuenca puede drenar las aguas de las lluvias.

$$Ic = 0.28 * \frac{Pe}{\sqrt{A}}$$

Donde:

Pe: Perímetro estilizado.

A: Área de la cuenca

El índice de compacidad para la cuenca es:

$$IG=1.31$$

Ya que el valor de este índice es mayor a la unidad se concluye que la cuenca es de forma alargada lo cual reduce las probabilidades de que esta sea cubierta en su totalidad por una tormenta lo que afecta en el tipo de respuesta que se presenta en el río

3.1.2.5.-RECTÁNGULO EQUIVALENTE

El rectángulo equivalente es una transformación geométrica, que permite representar a la cuenca, de su forma heterogénea, con la forma de un rectángulo, que tiene la misma área y perímetro y por tanto el mismo índice de compacidad.

Siendo l y L las dimensiones del rectángulo equivalente las fórmulas para su cálculo son:

$$Lr = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16 \cdot A}}{4}$$

LADO MENOR

$$lr = \frac{P - \sqrt{P^2 - 16 \cdot A}}{4}$$

LADO MAYOR

Donde:

A: área de la cuenca en km²

P: perímetro real de la cuenca en km

El rectángulo equivalente para la cuenca es:

$$Lr = 10.049 \text{ km.}$$

$$lr = 3.031 \text{ km.}$$

3.1.2.6.- PENDIENTE DE LA CUENCA

La pendiente de una cuenca, es un parámetro muy importante en el estudio de toda cuenca, tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea a la escorrentía.

Según el Criterio del Rectángulo Equivalente para hallar la pendiente de la cuenca, se toma la pendiente media del rectángulo equivalente:

$$Sc = \frac{Cota_{\max} - Cota_{\min}}{Lr}$$

Donde:

Sc: pendiente de la cuenca

Lr: longitud del rectángulo equivalente

La pendiente de la cuenca es:

$$Sc = 0.05135$$

3.1.2.7.- PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL

Este es un parámetro importante en el estudio del comportamiento del recurso hídrico, como por ejemplo, para la determinación de las características óptimas de su aprovechamiento hidroeléctrico, o en la solución de problemas de

inundaciones.

$$Sm = \frac{h_{\max} - h_{\min}}{L}$$

Donde:

h_{\max} : cota máxima del cauce

h_{\min} : cota mínima del cauce

L = longitud del cauce principal

La pendiente del cauce principal es:

$$Sm=0.0339$$

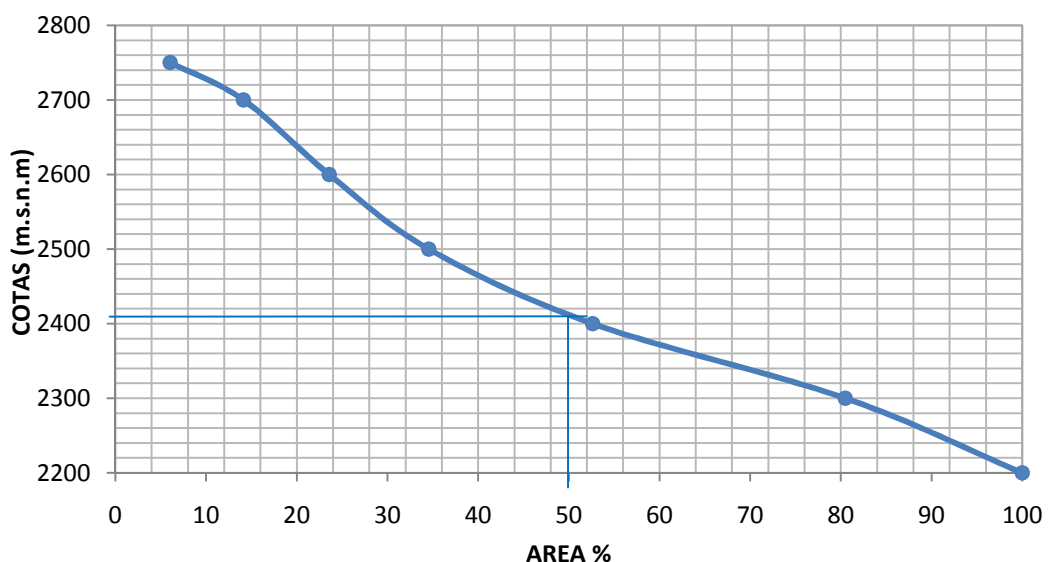
3.1.3 PROPIEDADES DE RELIEVE DE LA CUENCA

3.1.3.1 CURVA HIPSOMETRICA

Es la representación gráfica del relieve de la cuenca. La curva hipsométrica de una cuenca permite determinar la altura media, que es la que se refiere a un 50 % del área total de la cuenca.

GRAFICO 3.1

CURVA HIPSOMETRICA



Fuente: Elaboración Propia

De la grafica de la curva hipsométrica se concluye que la altura media de la cuenca es: 2414 m.s.n.m

3.1.3.2 INDICE DE PENDIENTE DE ROCHE

Es una ponderación que se establece entre las pendientes y el tramo recorrido por el río. Con este valor se puede establecer el tipo de granulometría que se encuentra en el cauce. Además, expresa en cierto modo el relieve de la cuenca.

Se obtiene con la siguiente expresión:

$$I_p = L^{-1/2} \sum_{i=1}^n \sqrt{a_i d_i}$$

Donde:

ai: porcentaje de áreas respecto al total que se encuentra entre dos curvas horizontales.

di: distancia entre curva de nivel que sean consecutiva.

L: longitud de la cuenca medida en la longitud de su río principal

El valor de este índice para esta cuenca es:

$$I_p=4.2$$

3.1.4 PROPIEDADES MORFOMETRICAS DE LA CUENCA

3.1.4.1 RED DE DENAJE

La red de drenaje de una cuenca se refiere a las trayectorias o al arreglo que guardan entre sí los cauces de las corrientes naturales dentro de ella. Es otra característica importante en el estudio de una cuenca, ya que manifiesta la eficiencia del sistema de drenaje, el escurrimiento resultante, es decir, la rapidez con que desaloja la cantidad de agua que recibe.

3.1.4.2 ORDEN DE CORRIENTE

El orden de las corrientes es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca.

$$\text{Orden de corriente} = 3$$

3.1.4.3 DENSIDAD DE DRENAJE

Es la relación entre el número de corrientes y el área drenada, es decir:

$$Dd = \sum l_i / A_t$$

Donde:

Dd: densidad de drenaje km/km².

$\sum l_i$: sumatoria de los afluentes en Km.

A: área de toda la cuenca en Km²

$$Dd=1.0\text{km/km}^2$$

3.1.5 ESTUDIO HIDROLÓGICO

3.1.5.1 ANTECEDENTES GENERALES

La cuenca del Río Calderas, ubicada muy cerca de la ciudad de Tarija, recae enteramente en el departamento de Tarija, en la parte superior del Valle del Río Santa Ana.

Para fines de este estudio hidrológico y del proyecto, se consideran:

- La cuenca de aporte del río Calderas hasta la sección de la presa (30,46 km²).
- La superficie del embalse en condiciones de mínimo y máximo nivel.
- El perímetro de riego con su área de influencia directa, que se encuentra en sus inmediatos alrededores.

Esta cuenca tiene forma muy compacta y está circundada por tres cadenas montañosas. Posee una morfología bastante empinada, especialmente hacia el Oeste, donde se tienen altitudes hasta de más de 2.800 msnm.

3.1.5.2 GEOMORFOLOGÍA

La zona del proyecto de Calderas se encuentra en el interior de la cadena montañosa de la Cordillera Oriental de Los Andes. Está constituida predominantemente por rocas de los sistemas Ordovícico (lutitas, limolitas, areniscas, cuarcitas y filitas), con presencia de Cuaternario en la parte central de las sub cuenca de Calderas. Esto determina cuencas que tienen la característica de ser prevalentemente impermeables, respecto a la formación de aguas subterráneas profundas. Además, las pendientes de las laderas son bastante fuertes lo que favorece el rápido escurrimiento superficial.

Desde el punto de vista tectónico, todo el sector muestra una zona con buzamientos de los estratos en la dirección Oeste – Este. Se observan abanicos aluviales de buena magnitud. Los procesos tectónicos y la posterior erosión han dado lugar a una topografía muy variada y muy característica.

3.1.5.3 HIDROGRAFÍA Y FISIOGRAFÍA

La cuenca de Calderas, pequeña y de cabecera, pertenece al sistema fluvial del Río de la Plata. Sus redes de drenaje están constituidas por varias quebradas de fuerte pendiente.

Desde el punto de vista fisiográfico, el valle, que es muy estrecho, tiene varios aunque reducidos sectores planos. En general, en las laderas que circundan las partes planas, se tienen pendientes abruptas, especialmente en la proximidad al sitio de la presa. En las partes altas las pendientes son fuertes y, por ello, el problema de la erosión y el arrastre de sedimentos es alto.

3.1.5.4 COBERTURA VEGETAL

La cobertura vegetal es poco densa. Varía desde la paja, pastos y musgo que se encuentran en las partes altas de las cuencas y entre las cotas 2.700 y 3.000, hasta superficies ampliamente expuestas en que se tienen generalmente árboles aislados

de “churquis” (algarrobo). La vegetación corresponde a un clima o piso ecológico de Tierras Altas, con variaciones de los pisos ecológicos que llegan en la parte media hasta el bosque espinoso montano bajo subtropical.

Localmente, especialmente a lo largo de los cauces, se tiene pequeñas áreas antropizadas con eucaliptos, molles y sauces. La agricultura bajo riego complementario alcanza apenas a pocas hectáreas, siempre concentradas alrededor de los cursos de agua. Así, la mayor parte de los suelos está sin riego y hay muchos terrenos que requieren de rehabilitación. Además, un fuerte porcentaje de las tierras sin posibilidades de riego, no tiene posibilidad de aprovechamiento agrícola por las abruptas pendientes, la aridez y el suelo muy pedregoso.

3.1.5.5 ANÁLISIS DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN

Dado que en el interior de la cuenca del río Calderas, con excepción de la estación termo pluviométrica de Yesera, no están instaladas estaciones de medidas; los estudios de Climatología e Hidrología que siguen se han realizado recurriendo a criterios de análisis hidrológico regional. Para ello, se han considerado y analizado las series históricas registradas en las estaciones de medidas ubicadas en una amplia zona alrededor del área del Proyecto.

**CUADRO 3.1
ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS**

ESTACION	LATITUD	LONGITUD	ALTITUD	TIPO DE ESTACION	PER. REGIST
AASANA	21° 32' 48"	64° 42' 39"	1.849 m.s.n.m.	CLIMATOLOGICA	1954-2008
EL TEJAR	21° 32' 35"	64° 43' 16"	1.859 m.s.n.m.	CLIMATOLOGICA	1970-2008
YESERA	21° 22' 20"	64° 33' 03"	2.277 m.s.n.m.	CLIMATOLOGICA	1990-2009
GAMONEDA	21° 29'	64° 38'	2.150 m.s.n.m.	PLUVIOMETRICA	1980-2002
JUNACAS	21° 26'	64° 28'	2.300 m.s.n.m.	PLUVIOMETRICA	1978-2002

Fuente: Compendio de Datos Meteorológicos SENAMHI.

3.1.5.6 CONSISTENCIA DE DATOS

Se escogieron estas estaciones por tener altitudes similares y por su cercanía. Como estación patrón se utilizará la estación AASANA por tener un registro completo y datos confiables.

CUADRO 3.2
LLUVIAS MEDIAS MENSUALES Y ANUALES

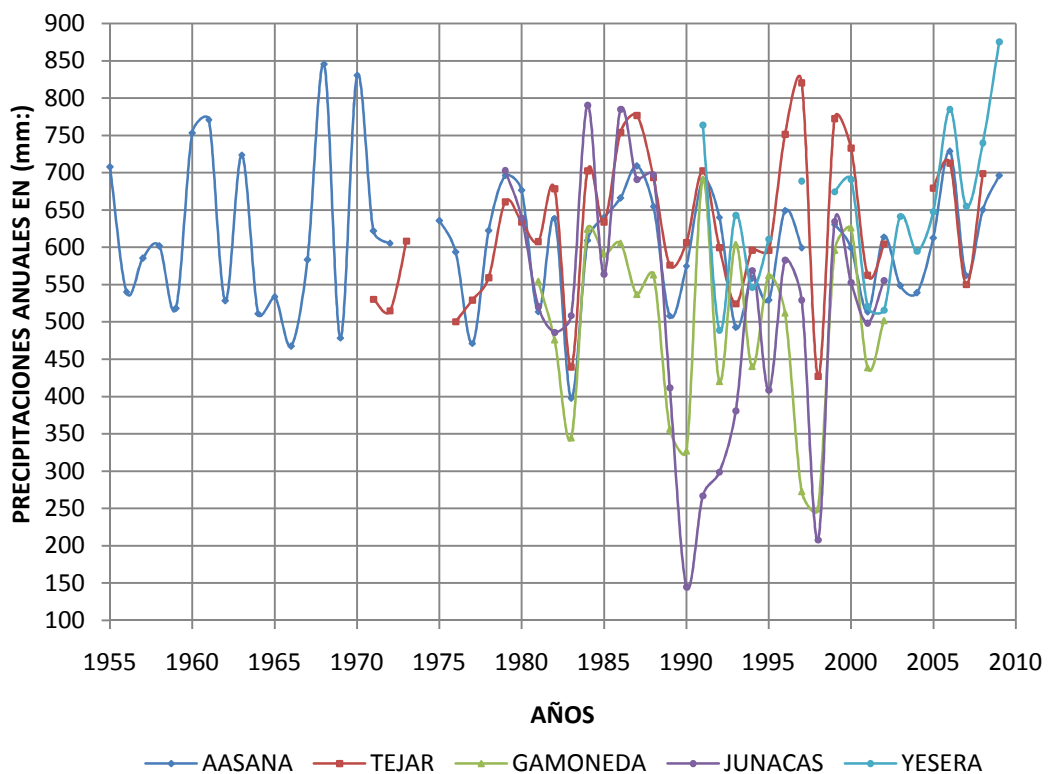
ESTACION	OCT	NOV	DIC	ENER	FEBR	MARZ	ABRIL	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	ANUAL
AASANA	38.3	71.4	133.8	136.0	112.9	83.5	20.1	1.9	0.8	0.6	2.1	7.7	50.8
TEJAR	40.0	79.7	131.9	135.7	110.8	96.4	18.8	3.1	0.9	0.9	2.7	6.9	52.3
JUNACAS	26.2	54.2	86.1	127.7	98.8	84.3	18.9	4.1	2.7	1.2	3.4	10.2	43.2
GAMONED	24.7	52.5	85.3	126.2	99.4	79.4	15.5	3.2	0.3	0.3	2.6	5.8	41.3
YESERA	39.6	65.0	132.6	155.9	115.1	104.0	21.3	4.0	0.7	0.8	2.7	10.4	198.6

Fuente: Compendio de Datos Meteorológicos SENAMHI.

De acuerdo a las series históricas de precipitaciones anuales de las estaciones antes mencionadas, se obtiene la siguiente gráfica de sucesión histórica:

GRAFICO 3.2

SUCESION HISTORICA DE PRECIPITACIONES ANUALES



Fuente: Elaboración Propia

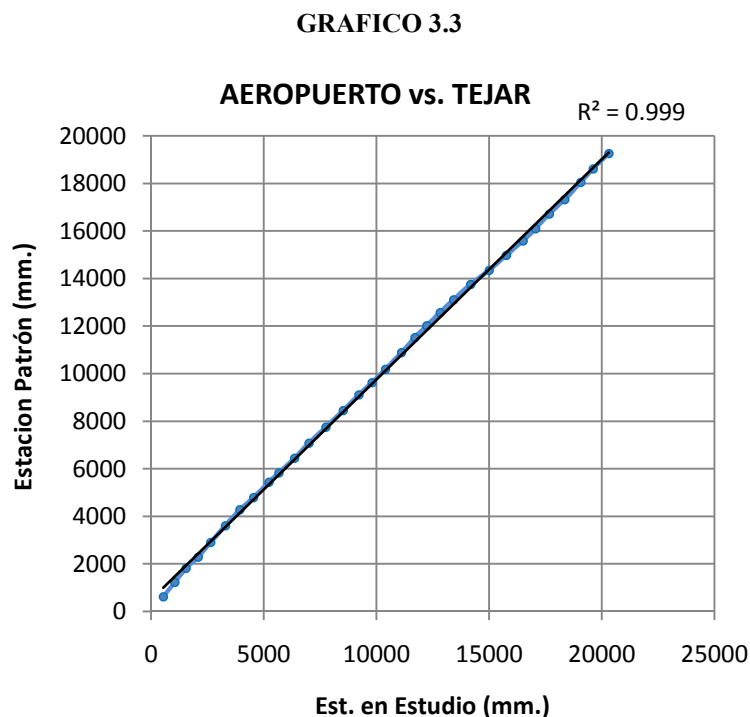
De este diagrama se concluye que sólo los datos anuales de las estaciones Junacas

y Gamoneda comprendidos entre los años 1990 y 2000 se separan bastante de la sucesión de los datos de las otras estaciones, lo que indica que a lo largo de las mediciones de esos años debieron existir ciertos sucesos que ocasionaron que los datos se disparesen de ese modo ya que es muy difícil asumir que estos valores se deban a factores locales pues se observaría el mismo fenómeno todos los años.

3.1.5.7 ANALISIS DE CONSISTENCIA

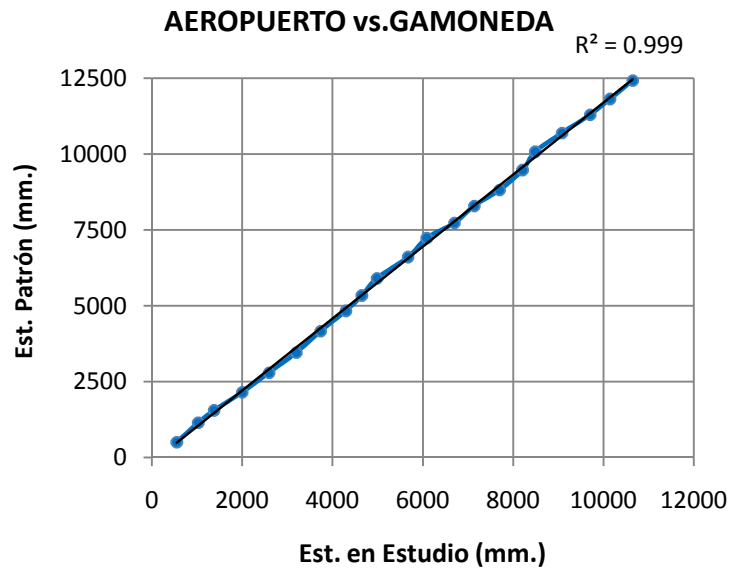
Se realiza el análisis de consistencia de cada estación en estudio con la estación patrón (Est. Aasana) para luego dibujar la curva doble másica de cada análisis, sin tomar en cuenta los periodos hidrológicos faltantes, todo esto para ver la consistencia de datos.

Realizando el análisis de consistencia de cada estación versus la estación patrón, se obtiene las siguientes curvas de consistencia de datos:



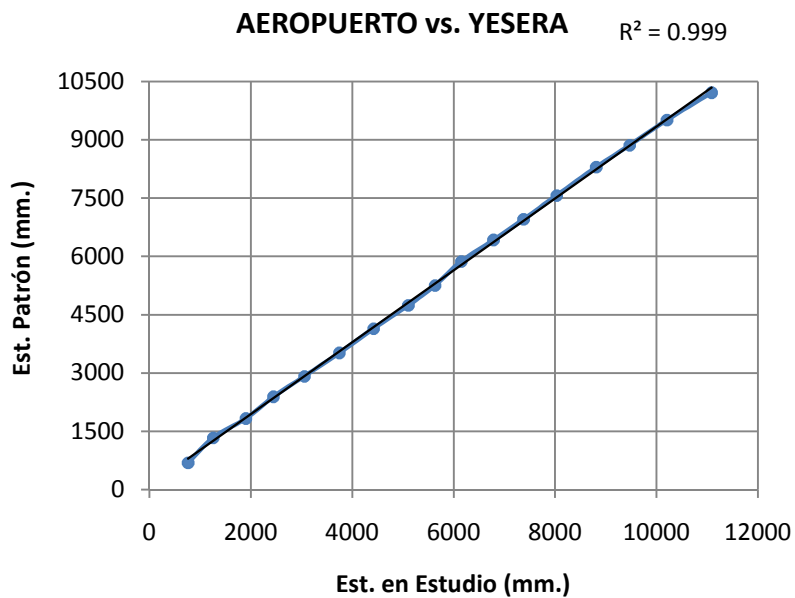
Fuente: Elaboración Propia

GRAFICO 3.4



Fuente: Elaboración Propia

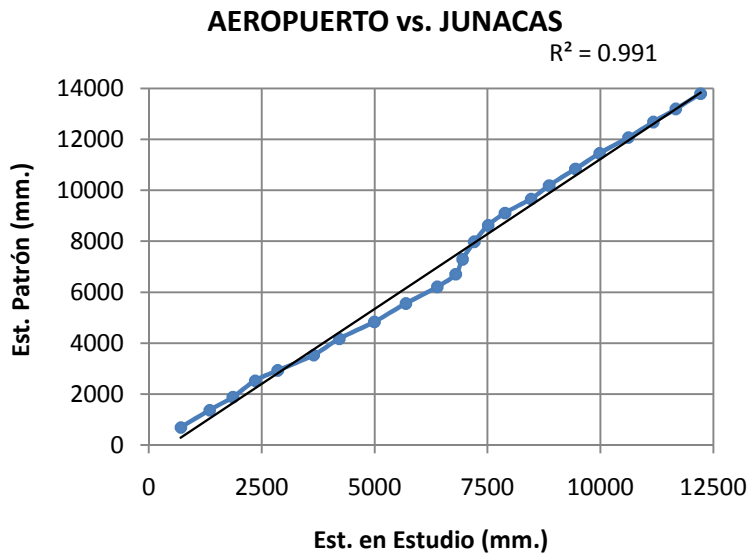
GRAFICO 3.5



Fuente: Elaboración Propia

Como se puede observar en las graficas la estación en estudio no presentó grandes variaciones con respecto a su línea de tendencia y su correlación es alta, por lo tanto sus datos son consistentes y no necesitan corrección.

GRAFICO 3.6



Como se puede observar en la gráfica la estación en estudio presenta variaciones con respecto a su línea de tendencia que no son significativas y su correlación está por encima del 99%; por lo tanto, se puede decir que sus datos son consistentes y no necesitan corrección.

CUADRO 3.3

RESUMEN DE LA CONSISTENCIA DE DATOS

ESTACION	Coef. de correlación R^2 (%)	Consistencia de datos	Periodos analizados
EL TEJAR	99.9	Consistente	32
GAMONEDA	99.9	Consistente	21
JUNACAS	99.1	Consistente	23
YESERA	99.9	Consistente	17

Fuente: Elaboración Propia

3.1.6 PLUVIOMETRIA

Los principales objetivos del análisis pluviométrico son:

- Determinar las características de las lluvias anuales, mensuales y diarias para la subcuenca de Calderas.

- Determinar la precipitación media anual, media mensual y máxima diaria para la subcuenca de Calderas, (teniendo como suposición que en toda la subcuenca llueve al mismo tiempo y con la misma intensidad)
- Determinación de las curvas (Intensidad - Duración - Periodo de retorno), para las características tanto de la cuenca como de las precipitaciones adoptadas.
- Determinación del tiempo de concentración de la cuenca y cálculo de la máxima intensidad para un simulación de $T_c =$ duración de la lluvia.

Para realizar el análisis estadístico se han tomado en cuenta los datos históricos de 5 estaciones pluviométricas ubicadas en la región.

3.1.6.1 METODOLOGÍA

En el análisis hidrológico, cada magnitud se considera como una variable aleatoria. Así, se determinaron las funciones de distribución de probabilidades de mejor ajuste y se obtuvieron sus principales parámetros característicos (procedimientos de análisis de muestreo estadístico).

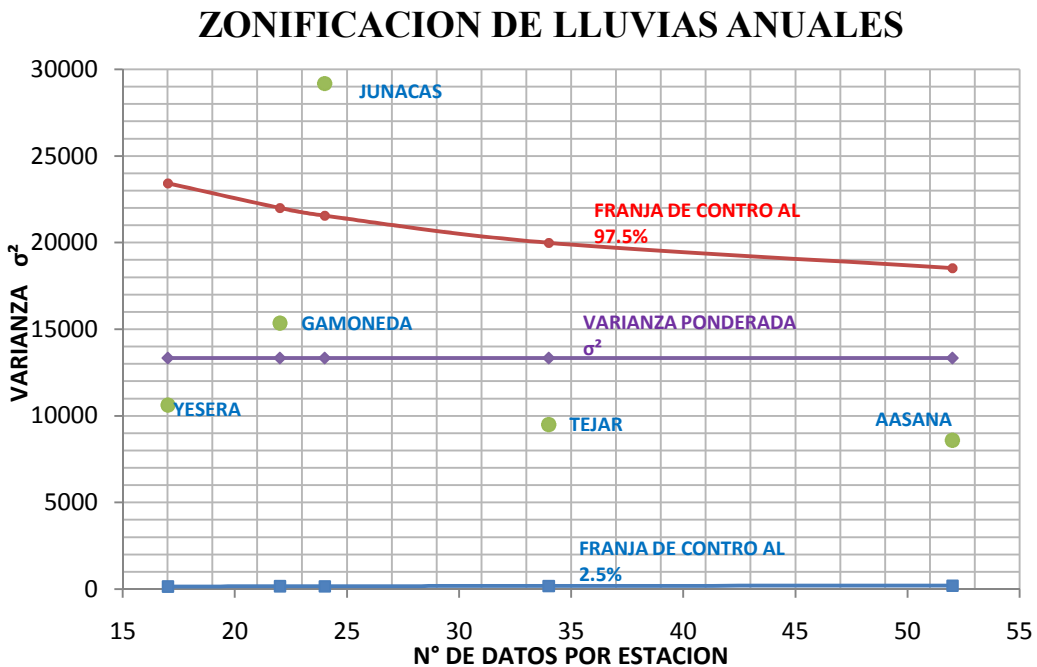
También, de acuerdo con la posición geográfica de cada estación de medidas, analizando los valores que asumen los parámetros de las funciones de distribución de probabilidades para cada variable hidrológica, con el procedimiento de regionalización se logra definir la función de distribución de probabilidades de cada variable, aún en puntos en los cuales no se cuenta con información directa.

3.1.6.2 LLUVIAS ANUALES

Para la determinación de las lluvias medias anuales se debe, primero, realizar una serie de consideraciones tanto de cercanía de las estaciones como de la altitud de las mismas; posteriormente, se procedió a realizar la zonificación correspondiente determinándose dos zonas pluviométricas; luego, de acuerdo a la ubicación de las mismas, se procedió a sub zonificación.

3.1.6.2 a) ZONIFICACION PLUVIOMETRICA

GRAFICO 3.7



Fuente: Elaboración Propia

Como se muestra en el gráfico, existen 2 zonas pluviométricas bien definidas, agrupando las estaciones con sus parámetros y ubicación en sus respectivas zonas pluviométricas.

Obtenemos la siguiente tabla:

CUADRO 3.4

ZONA	ESTACION	MEDIA	VARIANZ	LATITUD	ALTITUD
ZONA A	GAMONEDA	495.04	15354.9	21° 29'	2.150 m.s.n.m
	YESERA	651.99	10621.9	21° 22' 20"	2.277 m.s.n.m
	TEJAR	627.69	9498.5	21° 32' 35"	1.859 m.s.n.m
	AASANA	609.06	8594.4	21° 32' 48"	1.849 m.s.n.m
ZONA B	JUNACAS	517.87	29196.5	21° 26'	2.300 m.s.n.m

Fuente: Elaboración Propia

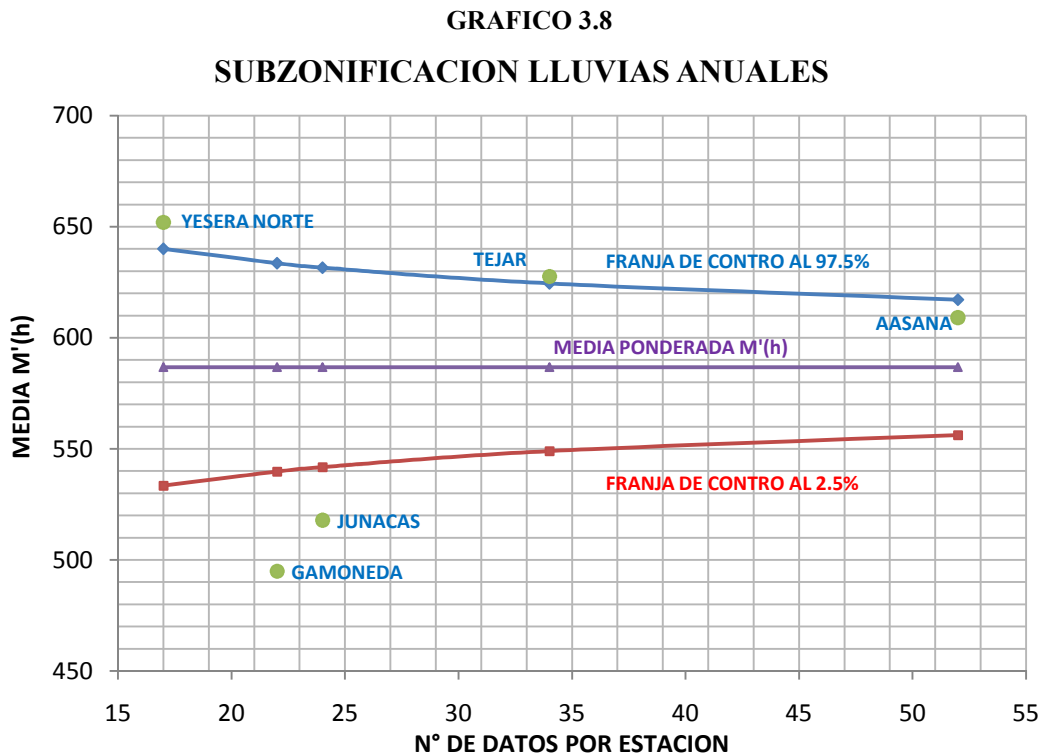
El estudio de la zonificación se interrelaciona con la definición de la unidad de paisaje. La idea de paisaje conceptualiza la "configuración de la zona", que se circunscribe a la afección de la orografía de la unidades territoriales con la precipitación; tomando como base este concepto, una zonificación explica la

dinámica paisajista a través de un proceso de delimitación y evaluación integrada del comportamiento y naturaleza del relieve, orografía, altura, distancias a las barreras orográficas que caracterizan un lugar.

3.1.6.2. b) SUB ZONIFICACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Una vez clasificadas las zonas pluviométricas se necesitará realizar la sub zonificación de esta zona.

También, para que una estación pertenezca a una sub-zona, el estimado de la media debe encontrarse dentro de las franjas de control. Aquellas estaciones que caen fuera de dicha franja pertenecen a otra sub-zona pluviométrica.



Fuente: Elaboración Propia

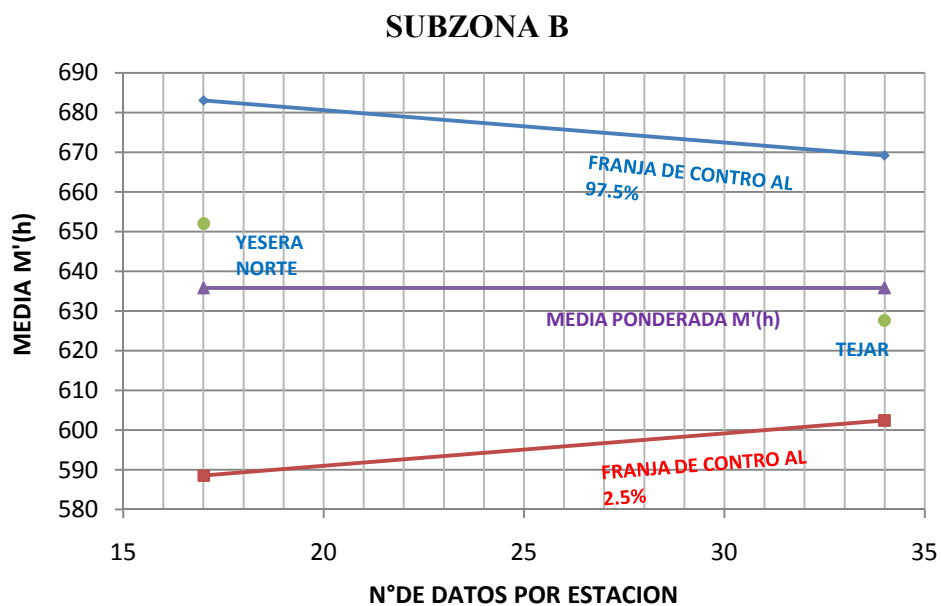
Como se muestra en el gráfico, existen 3 sub zonas pluviométricas bien definidas, agrupando las estaciones con sus parámetros y ubicación en sus respectivas sub zonas pluviométricas obtenemos la siguiente tabla:

CUADRO 3.5

SUBZONA	ESTACION	MEDIA	DESVIO	LATITUD	ALTITUD
SUBZONA A	AASANA	609.06	92.7	21° 32' 48"	1.849 m.s.n.m
SUBZONA B	TEJAR	627.69	97.5	21° 32' 35"	1.859 m.s.n.m
	YESERA NORTE	651.99	103.1	21° 22' 20"	2.277 m.s.n.m
SUBZONA C	GAMONEDA	495.04	123.9	21° 29'	2.150 m.s.n.m
	JUNACAS	517.87	170.9	21° 26'	2.300 m.s.n.m

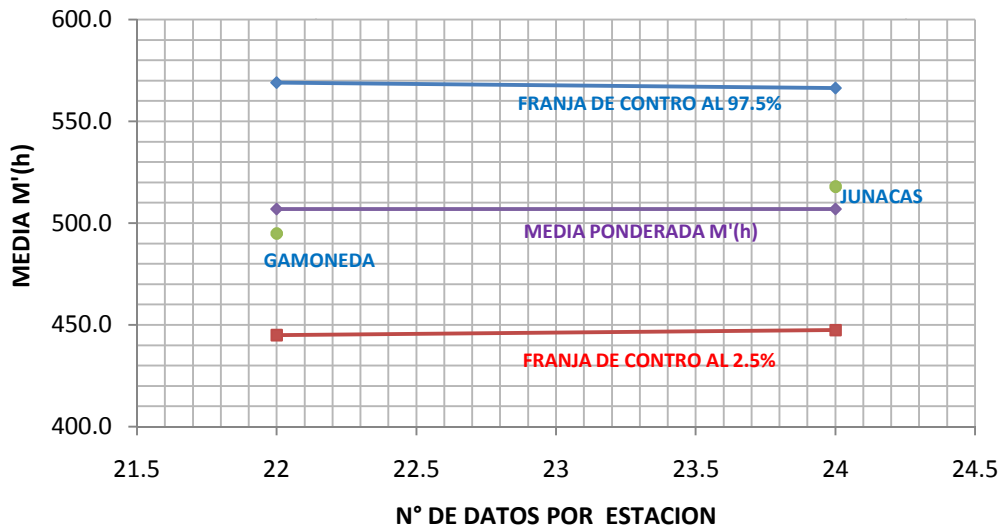
Fuente: Elaboración Propia

Se trabajará con las estaciones más cercanas al área de emplazamiento de la presa, es decir, se utilizarán las 3 subzonas y se volverá a sub zonificar para verificar que las estaciones pertenezcan a la misma subzona:



Fuente: Elaboración Propia

SUBZONA C



Fuente: Elaboración Propia

Se identifica claramente que las estaciones pertenecen a sus respectivas subzonas tanto Yesera Norte y Tejar para la subzona B como Gamoneda y Junacas para la subzona C.

3.1.7 ESTIMACION DE LLUVIA MEDIA ANUAL

METODO DE LAS CURVAS ISOYETAS

Este método aunque es moroso debido a la necesidad de interpolación y trazado de curvas isoyetas, es un método muy preciso y confiable.

La esencia de este tan utilizado método de cálculo está resumida en la siguiente fórmula:

$$P_{med} = \frac{\left(\frac{P_0 + P_1}{2}\right) * A_1 + \left(\frac{P_1 + P_2}{2}\right) * A_2 + \dots + \left(\frac{P_{n-1} + P_n}{2}\right) * A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

Donde:

P: Precipitación en la estación

A: Área entre isoyetas

$$P=586.1 \text{ mm.}$$

La precipitación media anual de la cuenca es 586.1 mm.

3.1.7.1 LLUVIAS MEDIAS MENSUALES

Para el cálculo de las precipitaciones medias mensuales se procedió al análisis probabilístico mediante el método gráfico de ubicación de puntos característicos como ser:

$$M(h) \rightarrow 50\%$$

$$M(h) - S(h) \rightarrow 15.87\%$$

$$M(h) + S(h) \rightarrow 84.13\%$$

Estos valores se los ubica en un papel doble logarítmico para el posterior análisis de la recta que conforma cada uno de ellos por mes graficado, para luego identificar la lluvia media mensual a una probabilidad del 75% y 80 % teniendo como resultado:

CUADRO 3.6
LLUVIAS MEDIAS MENSUALES

MES	ECUACION	PRECIP. AL 75%	PRECIP. AL 80%
Octubre	Precip = 0.223(Prob.)+ 22.54	28.12	27.00
Noviembre	Precip = 0.336(Prob.)+ 47.7	56.10	54.42
Diciembre	Precip = 0.756(Prob.)+ 76.12	95.02	91.24
Enero	Precip = 0.347(Prob.)+ 118.9	127.58	125.84
Febrero	Precip = 0.226(Prob.)+ 96.09	101.74	100.61
Marzo	Precip = 0.301(Prob.)+ 74.45	81.98	80.47
Abril	Precip = 0.063(Prob.)+ 15.74	17.32	17.00

Fuente: Elaboración Propia

Los otros meses no presentan lluvia debido a que la diferencia entre la media y el desvío estándar de los mismos es inferior a 10 mm por lo que no son tomados en cuenta. (Método explicado en clase, Ing. José Navia.)

3.1.7.2 ESTIMACION DE LLUVIAS MAXIMAS

3.1.7.2.a) ESTIMACION DE LLUVIAS MAXIMAS DIARIAS

La precipitación máxima diaria es considerada como una variable aleatoria distribuida según la ley de Gumbell o doble exponencial, cuyos valores característicos son el valor Modal E_d y la Característica K_d , donde estos parámetros se estiman según:

$$E_d = h_d - 0.45 \cdot S_d \quad K_d = S_d / (0.557 \cdot E_d)$$

Para la utilización de estos valores, primero, se debe realizar la ponderación correspondiente según el número de registros que se tenga en cada una de las estaciones que van a intervenir en el cálculo de la precipitación máxima.

Para tal efecto, se realiza el reemplazo de los anteriores valores en la siguiente expresión:

$$E_{dp} = \frac{\sum_{j=1}^k N_j \cdot E_{dj}}{\sum_{j=1}^k N_j} \quad K_{dp} = \frac{\sum_{j=1}^k N_j \cdot K_{dj}}{\sum_{j=1}^k N_j}$$

Por último, se procede a calcular la precipitación máxima diaria de la siguiente manera:

$$h_{dT} = E_{dp} \cdot (1 + K_{dp} \cdot \log Tr)$$

Obteniendo los siguientes resultados:

CUADRO 3.7
LLUVIAS MAXIMAS DIARIAS

PERIOD DE RETORNO	h_{dT} CALDERAS
"T" (años)	(mm)
10	79.67
20	89.81
50	103.21
100	113.34
500	136.88
1000	147.02

Fuente: Elaboración Propia

3.1.7.2.b) ESTIMACION DE LLUVIAS MAXIMAS HORARIAS ALTURA DE LLUVIAS MAXIMAS INFERIORES A LA DIARIA PERO MAYORES A 2 HRS.

Es necesario conocer los valores de las lluvias máximas en periodos de 2,4,6, etc. horas, pero no se dispone de datos pluviográficos, por lo que apoyados en la experiencia, se estiman estos usando la ley de regresión de los valores modales, dentro de la cual se conoce un punto; el valor modal expresado en Gumbell sería:

$$h_{tT} = Ed \left(\frac{t}{\alpha} \right)^\beta (1 + Kd * \log T)$$

La expresión es válida para lluvias mayores a 2 horas

Donde:

h_{tT} = Lluvia menor a la diaria en mm.

t = tiempo de duración de la lluvia menor a 24 hrs.

T = Periodo de retorno en años

β = exponente adoptado en nuestro medio 0.2

α = equivalente de lluvia diaria:

Cuenca > a 20km² $\alpha = 12$; Cuenca < a 20km² $\alpha = 2$

El tiempo que corresponde a la lluvia diaria no es igual a la que corresponde a la de 24 horas, adoptándose el tiempo para una lluvia diaria igual a 12 horas, de acuerdo a relaciones encontradas por diferentes estudios realizados en la zona. De ahí que se obtiene la expresión anterior.

Por tanto, cuando se habla de lluvias máximas horarias se refiere a periodos de duración de lluvias comprendidas entre 2 – 12 horas.

Para el cálculo de las lluvias máximas inferiores a la diaria 12 hrs. el tiempo de duración de la lluvia corresponde al tiempo de concentración de la cuenca.

3.1.7.2.c) TIEMPO DE CONCENTRACION

Se denomina tiempo de concentración al tiempo transcurrido, desde que una gota de agua cae, en el punto más alejado de la cuenca hasta que llega a la salida de

esta (estación de aforo). Este tiempo es función de ciertas características geográficas y topográficas de la cuenca.

Para hallar el tiempo de concentración de la cuenca en estudio se utilizaron fórmulas empíricas de diferentes autores en función de las características geométricas de la cuenca.

FORMULA DE CHEREQUE

$$tc = \left(0.871 * \frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$$

FORMULA DE CALIFORNIA

$$tc = 0.30 * \left(\frac{L}{\sqrt[4]{J}}\right)^{0.76}$$

FORMULA DE GIANDOTTI

$$tc = \frac{4 * \sqrt{A} + 1.5 * L}{25.3 * \sqrt{J * L}}$$

FORMULA DE VENTURA Y HERAS

$$tc = 0.05 * \sqrt{\frac{A}{J}}$$

FORMULA DE KIRPICH

$$tc = \frac{0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385}}{60}$$

Donde:

A: Área de la cuenca (km²)

H: Desnivel entre punto más alto y punto más bajo del río principal (m)

L: Longitud del río principal de la cuenca (km)

J: Pendiente del río principal de la cuenca (%)

Los valores del parámetro t_c para la subcuenca en estudio se presentan en el siguiente cuadro:

FORMULA UTILIZADA	tc en horas CALDERAS
CHEREQUE	1.1
CALIFORNIA	3.0
GIANDOTTI	2.5
VENTURA HERAS	1.5
KIRPICH	1.3

Fuente: Elaboración Propia

Ya que los valores obtenidos con las fórmulas de California y Chereque presentan mucha lejanía en relación a las otras fórmulas se procedió a descartarlas quedando el tiempo de concentración final de la siguiente manera:

CUADRO 3.8

FORMULA UTILIZADA	tc en horas CALDERAS
GIANDOTTI	2.5
VENTURA HERAS	1.5
KIRPICH	1.3
PROMEDIO	1.76

Fuente: Elaboración Propia

Por lo tanto, el tiempo de concentración de la cuenca es 1.76 horas.

Y las alturas de lluvia máximas horarias para diferentes periodos de retorno son las siguientes:

CUADRO 3.9

PERIODO DE RETORNO	$h_t T$ CALDERAS PARA $t_c=1.76$ hrs.
"T" (años)	(mm)
10	54.25
20	61.15
50	70.27
100	77.17
500	93.20
1000	100.10

Fuente: Elaboración Propia

CUADRO N° 3.10

ALT. DE LLUVIA HORARIA PARA DIFERENTE DURACION Y PERIODO DE RETORNO

"T" (años)	Periodos de duración de lluvias en hrs.				
	2	4	6	8	12
10	55.7	64.0	69.4	73.5	79.7
20	62.8	72.1	78.2	82.8	89.8
50	72.1	82.8	89.8	95.2	103.2
100	79.2	91.0	98.7	104.5	113.3
500	95.7	109.9	119.2	126.2	136.9
1000	102.7	118.0	128.0	135.6	147.0

Fuente: Elaboración Propia

3.1.7.2.d) INTENSIDAD DE PRECIPITACION

Es necesario conocer (o evaluar) la Intensidad de Precipitación para el tiempo de concentración de la cuenca. Si utilizamos un tiempo menor, no permitimos que toda la cuenca contribuya al caudal, y si utilizamos un tiempo mayor, la intensidad máxima será menor (es evidente: la intensidad, en mm/hora, de las dos horas más lluviosas siempre es menor que la intensidad de la hora más lluviosa).

CUADRO N° 3.11
INTENSIDAD MAXIMA DE LA CUENCA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

PERIOD DE RETOR "T" (años)	Imáx CALDERAS (mm/hora)
10	30.89
20	34.82
50	40.02
100	43.95
500	53.07
1000	57.00

Fuente: Elaboración Propia

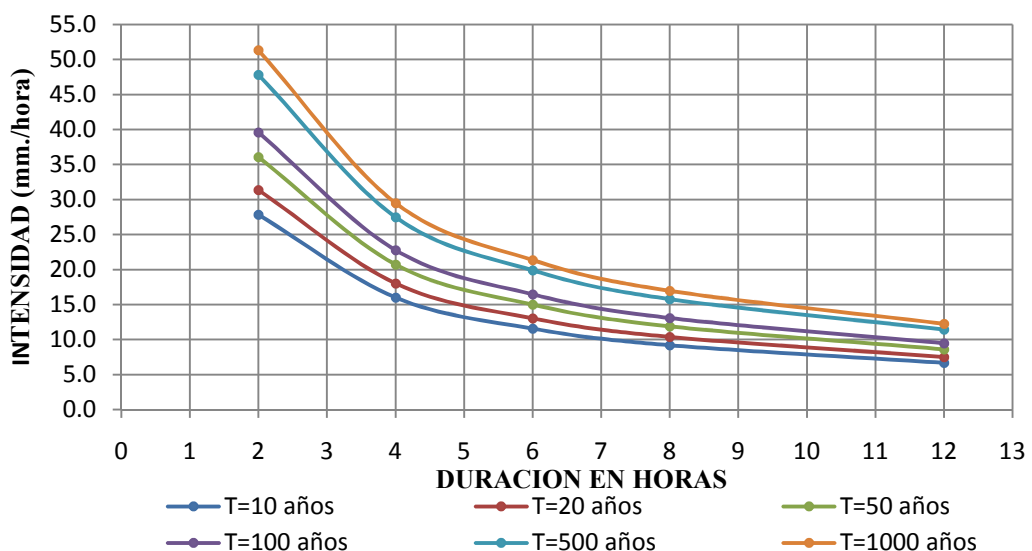
CUADRO N° 3.12
INTENSIDADES PARA DIFERENTE DURACION Y PERIODO DE RETORNO

"T" (años)	Periodo de duración de lluvia en hrs.				
	2	4	6	8	12
10	27.8	16.0	11.6	9.2	6.6
20	31.4	18.0	13.0	10.4	7.5
50	36.1	20.7	15.0	11.9	8.6
100	39.6	22.7	16.4	13.1	9.4
500	47.8	27.5	19.9	15.8	11.4
1000	51.4	29.5	21.3	16.9	12.3

Fuente: Elaboración Propia

GRAFICO N° 3.9

CURVAS INTENSIDAD - DURACION - FRECUENCIA



Fuente: Elaboración Propia

3.1.7.2.e) ESTIMACION DE LLUVIAS MINIMAS

Esta estimación se la realiza con la precipitación media de la cuenca y la desviación ponderada (recordando que la precipitación media de la cuenca es de 586.1 mm)

$$\text{Desvío.Ponderado : } Sdp = \frac{\sum_1^k Sdj * nj}{\sum_1^k nj}$$

Haciendo uso de la fórmula, el desvío ponderado tiene un valor de 112.2 mm.

	Media (mm)	Desviación Típica	Media - Desv.	Media + Desv.
	586.1	112.2	473.9	698.3
%PROBAB	50	-	15.87	84.13

Estos valores de probabilidad se los ubica en un papel logarítmico para el posterior análisis de la recta que conforman cada uno de ellos por porcentaje de probabilidad graficada.

3.1.7.2.f) PROBABILIDADES CON FACTORES DE RIESGO Y VIDA**UTIL**

$$P = 1 - (1 - r)^{1/N}$$

Donde:

r :Riesgo

N:Período de diseño en años o vida útil

P:Probabilidad

En base a las probabilidades determinadas con la anterior fórmula se obtiene el siguiente cuadro resumen de la estimación de lluvias mínimas.

CUADRO N° 3.13

ESTIMACION DE LLUVIAS MINIMAS			
RIESGO	r=20	r=30	r=50
VIDA UTIL	N=50	N=75	N=100
PROBABILIDAD	0.45%	0.50%	0.70%
LLUVIA MINIMA DE LA CUENCA mm.	245.0	249.8	265.9

Fuente: Elaboración Propia

3.1.8 ESTIMACION DE CAUDALES

3.1.8.1 INTRODUCCIÓN

En la subcuenca del río Calderas, que interesa al Proyecto de Riego Calderas las escorrentías superficiales en la sección, precisamente donde se prevé un embalse artificial no se dispone de datos hidrométricos directos.

En el río Calderas fue instalada el 18 de enero de 2002 una estación hidrométrica. Pero solamente se dispone de medidas de caudal en ciertas fechas como se demostrará en un cuadro más adelante.

Por estas consideraciones, para obtener informaciones sobre los caudales medios anuales que en condiciones naturales sería normal esperar en la sección que interesa, se deberá proceder por vía indirecta.

Para ello se realizará una estimación primeramente del coeficiente de escorrentía anual por dos diferentes métodos, para luego compararlo con un valor proporcionado del estudio de la presa El Molino, donde hacen referencia a un valor obtenido de una cuenca con similitud hidrológica y con aforaciones.

Una vez determinado este valor, se procederá a la determinación de los caudales medios anuales en mm. de acuerdo a unas ponderaciones en base a las precipitaciones medias anuales de los diferentes años de registro de las estaciones consideradas para luego convertirlo en m³ de acuerdo al área de la cuenca.

Se determinarán las probabilidades de excedencias de los caudales obtenidos y se evaluará el valor de 60% de probabilidad de excedencia debido a que no se está tomando en cuenta los valores de la escorrentía sub superficial.

Para la determinación de los caudales medios mensuales se determinarán los coeficientes C_p , que vienen de la relación de los aportes medios mensuales de las precipitaciones con los valores medios anuales de las mismas.

Estos coeficientes son los porcentajes de aporte de cada mes para generar una determinada escorrentía superficial.

3.1.8.2 ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

Para la estimación del coeficiente de escorrentía se trabajó con fórmulas empíricas analizadas por dos entes, (Manual para Proyectos de Pequeñas Cuencas Hidráulicas - Colegio de Posgraduados de Chapingo, México; U.S. Soil Conservation Service).

Después de analizar los resultados obtenidos por los dos métodos se llegó a la conclusión de que se adoptará el valor obtenido por medio de la fórmula propuesta por el Manual para Proyectos de Pequeñas Cuencas Hidráulicas - Colegio de Posgraduados de Chapingo, México cuyo valor se obtuvo de la siguiente forma.

Para realizar el procedimiento es necesario conocer ciertos parámetros como ser:

Área de la cuenca =30.46 km²

Precipitación media anual =586.1 mm

Tipo de cubierta vegetal =Sin cultivar

Pendiente de la cuenca =5.14 %

$$C = \frac{F_A + F_P + F_V}{3}$$

Siendo los valores de cada factor los siguientes:

$$\text{Factor de área } FA = 0.15$$

$$\text{Factor de precipitación } FP = 0.05$$

$$\text{Factor de cubierta } FV = 0.5$$

El valor del coeficiente de escurrimiento de acuerdo a la fórmula presentada, es:

$$C = 0.23$$

Este valor es de gran similitud con el C adoptado para la presa El Molino, (C=0.22) por lo que se trabajará con dicho valor.

3.1.8.3 ESTIMACIÓN DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES Y ANUALES

La escorrentía media anual obtenida es de 137.11mm y un caudal medio anual de 0.132 m³/s.

Para la estimación de caudales medios mensuales se determina una relación entre la precipitación media anual y la precipitación mensual; esta relación se la encuentra para cada mes de la siguiente manera:

$$Cp = \frac{P_{\text{mensual}}}{P_{\text{anual}}}$$

CUADRO N° 3.14
RELACION ENTRE LA PRECIPITACION MEDIA MENSUAL Y ANUAL

Mes	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP
P_{mensual}	33.7	64.5	113.9	136.3	107.4	89.5	18.9	3.2	1.1	0.8	2.7	8.2
Cp	0.058	0.110	0.194	0.233	0.183	0.153	0.032	0.006	0.002	0.001	0.005	0.014

Fuente: Elaboración Propia

3.1.8.4 CAUDALES MEDIOS MENSUALES PARA DIFERENTES PROBABILIDADES DE EXCEDENCIA

Esto se calcula a partir del producto del Cp con el volumen superficial de cada probabilidad de excedencia. Para la estimación de estos caudales se utilizaron

periodos hidrológicos de los últimos 30 años de las 5 estaciones en estudio con el fin de trabajar con información más actualizada pues en la estación patrón AASANA existen registros de más de 50 años atrás.

CUADRO N° 3.15

CAUDALES MEDIOS MENSUALES PARA DIFERENTES PROBABILIDADES DE EXCEDENCIA

Probabilidad de excedencia (%)	V_{sup} (Hm ³ /año)	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP
3.23	7.49	0.431	0.825	1.456	1.742	1.372	1.144	0.242	0.041	0.014	0.010	0.035	0.105
6.45	6.68	0.385	0.736	1.299	1.554	1.224	1.020	0.216	0.037	0.012	0.009	0.031	0.093
9.68	5.99	0.345	0.659	1.164	1.392	1.097	0.914	0.193	0.033	0.011	0.008	0.028	0.084
12.90	5.88	0.338	0.647	1.143	1.367	1.078	0.898	0.190	0.033	0.011	0.008	0.027	0.082
16.13	5.63	0.324	0.620	1.095	1.310	1.032	0.860	0.182	0.031	0.010	0.007	0.026	0.079
19.35	5.58	0.321	0.615	1.085	1.298	1.023	0.852	0.180	0.031	0.010	0.007	0.026	0.078
22.58	5.31	0.306	0.585	1.032	1.234	0.973	0.811	0.171	0.029	0.010	0.007	0.025	0.074
25.81	5.16	0.297	0.568	1.002	1.199	0.945	0.787	0.166	0.029	0.010	0.007	0.024	0.072
29.03	5.12	0.295	0.564	0.996	1.191	0.939	0.782	0.165	0.028	0.009	0.007	0.024	0.072
32.26	5.07	0.292	0.558	0.986	1.179	0.929	0.774	0.164	0.028	0.009	0.007	0.023	0.071
35.48	4.97	0.286	0.548	0.967	1.157	0.911	0.759	0.161	0.028	0.009	0.007	0.023	0.070
38.71	4.72	0.272	0.520	0.917	1.098	0.865	0.721	0.152	0.026	0.009	0.006	0.022	0.066
41.94	4.71	0.271	0.518	0.915	1.094	0.862	0.719	0.152	0.026	0.009	0.006	0.022	0.066
45.16	4.47	0.257	0.492	0.869	1.039	0.819	0.683	0.144	0.025	0.008	0.006	0.021	0.062
48.39	4.30	0.247	0.473	0.835	0.999	0.787	0.656	0.139	0.024	0.008	0.006	0.020	0.060
51.61	4.21	0.242	0.463	0.818	0.979	0.771	0.643	0.136	0.023	0.008	0.006	0.019	0.059
54.84	4.18	0.240	0.460	0.812	0.971	0.765	0.638	0.135	0.023	0.008	0.006	0.019	0.058
58.06	4.11	0.237	0.453	0.799	0.956	0.753	0.628	0.133	0.023	0.008	0.005	0.019	0.057
61.29	3.94	0.227	0.434	0.765	0.916	0.722	0.601	0.127	0.022	0.007	0.005	0.018	0.055
64.52	3.90	0.224	0.429	0.758	0.907	0.714	0.595	0.126	0.022	0.007	0.005	0.018	0.054
67.74	3.78	0.218	0.416	0.735	0.879	0.693	0.577	0.122	0.021	0.007	0.005	0.017	0.053
70.97	3.66	0.210	0.403	0.711	0.850	0.670	0.558	0.118	0.020	0.007	0.005	0.017	0.051
74.19	3.56	0.205	0.392	0.693	0.829	0.653	0.544	0.115	0.020	0.007	0.005	0.016	0.050
77.42	3.56	0.205	0.392	0.691	0.827	0.652	0.543	0.115	0.020	0.007	0.005	0.016	0.050
80.65	3.39	0.195	0.374	0.660	0.789	0.622	0.518	0.110	0.019	0.006	0.004	0.016	0.047
83.87	3.12	0.179	0.343	0.605	0.724	0.571	0.476	0.101	0.017	0.006	0.004	0.014	0.044
87.10	2.91	0.167	0.320	0.565	0.676	0.533	0.444	0.094	0.016	0.005	0.004	0.013	0.041
90.32	2.60	0.150	0.286	0.506	0.605	0.477	0.397	0.084	0.014	0.005	0.003	0.012	0.036
93.55	2.17	0.125	0.239	0.421	0.504	0.397	0.331	0.070	0.012	0.004	0.003	0.010	0.030
96.77	2.07	0.119	0.228	0.403	0.482	0.380	0.317	0.067	0.011	0.004	0.003	0.010	0.029

Fuente: Elaboración Propia

Como en el estudio no se toma en cuenta el caudal medio sub superficial por no contar con aforos del mismo, entonces utilizaremos esto como un factor de seguridad; dicho esto, la probabilidad de excedencia que se utilizará para la determinación de caudales medios mensuales superficiales será del 60%.

CUADRO N° 3.16
CAUDALES MEDIOS MENSUALES

Caudales medios mensuales al 60% de probabilidad de excedencia		
Mes	Q_{sup} (m³/mes)	Q_{sup} (lts/s)
Octubre	230659.31	86.12
Noviembre	441236.18	170.23
Diciembre	778793.24	290.77
Enero	931816.64	347.90
Febrero	734282.31	303.52
Marzo	611862.33	228.44
Abril	129367.85	49.91
Mayo	22178.28	8.28
Junio	7388.37	2.85
Julio	5277.39	1.97
Agosto	18523.27	6.92
Septiembre	56010.75	21.61
Total =	3967395.92	1518.52

Fuente: Elaboración Propia

3.1.8.5 ESTIMACIÓN DE CAUDAL MAXIMO

Se calcula la avenida máxima probable de diseño a partir de las intensidades máximas para periodos de retorno ya definidos en el acápite de precipitación.

Periodo de retorno T (años)	Periodos de duración de lluvias (hrs.) / Intensidades máximas (mm/h)				
	2	4	6	8	12
1000	51.369	29.504	21.331	16.945	12.251

Para el cálculo de la avenida máxima probable se utilizarán diferentes métodos. Primeramente se verá la metodología propuesta por el DISEÑO DE PEQUEÑAS PRESAS (BUREAU OF RECLAMATION & Hidrograma triangular unitario

Víctor Mockus) para una hipótesis de que la rotura de la presa pueda producir víctimas humanas.

Dicho método requiere el cálculo previo de diversos parámetros mostrados a continuación.

Tiempo de pico o tiempo de punta

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6 \cdot t_c$$

Tiempo base

$$T_b = 2.67 \cdot T_p$$

Caudal pico o de punta

$$Q_p = \frac{0.555 \cdot A \cdot Q}{T_b}$$

Se obtienen los siguientes valores:

$T_p = 1.31$ hrs Tiempo de pico o tiempo de punta

$T_b = 3.49$ hrs Tiempo base

$Q_p = 4.85$ m³/s/mm Caudal pico o de punta

En base a los resultados anteriores se obtiene el siguiente cuadro para la elaboración del Hidrograma Triangular.

CUADRO N° 3.17
DATOS HIDROGRAMA T=500 años

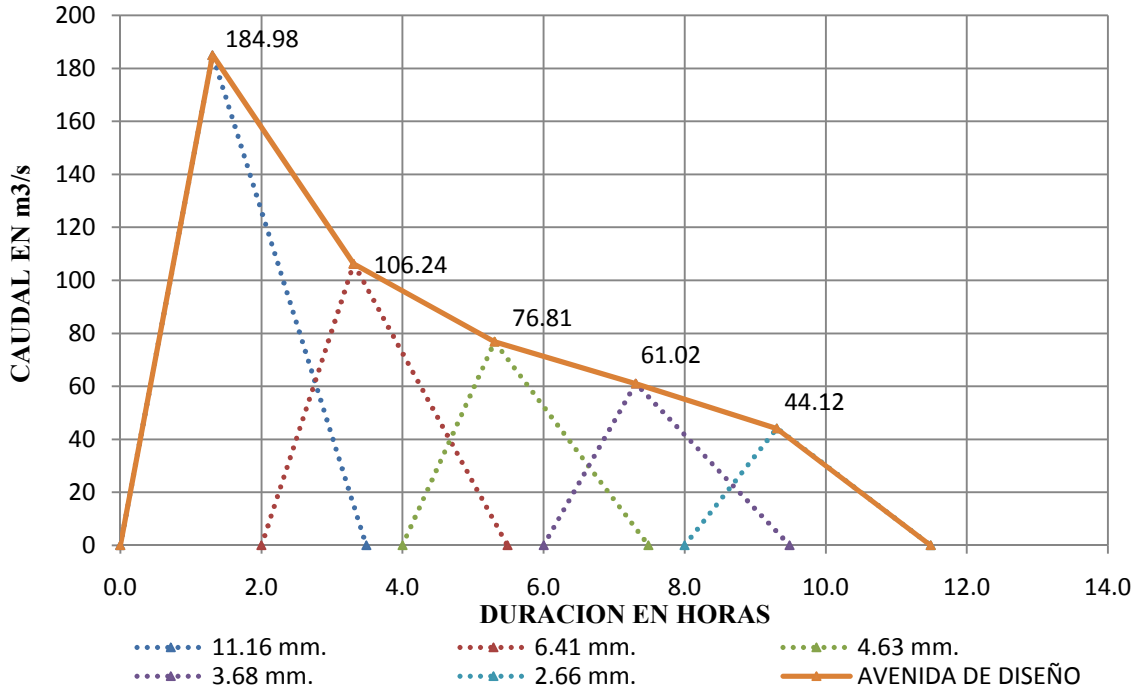
Tiempo (hrs)	Intensidades máximas (mm/h)	Índice hidrológico	Incrementos de escorrentía (mm)	Qp para un milímetro de escorrentía (m ³ /s/mm)	Qp para incremento de escorrentía (m ³ /s)	HIDROGRAMAS INCREM.		
						Tiempo de inicio (hrs)	Tiempo de punta (hrs)	Tiempo del final (hrs)
2	47.83	0.80	38.16	4.85	184.98	0.00	1.31	3.49
4	27.47	0.80	21.91	4.85	106.24	2.00	3.31	5.49
6	19.86	0.80	15.84	4.85	76.81	4.00	5.31	7.49
8	15.78	0.80	12.59	4.85	61.02	6.00	7.31	9.49
12	11.41	0.80	9.10	4.85	44.12	8.00	9.31	11.49

Fuente: Elaboración Propia

Ploteando los valores del cuadro, se logra el Hidrograma Unitario Triangular

GRAFICO N° 3.10

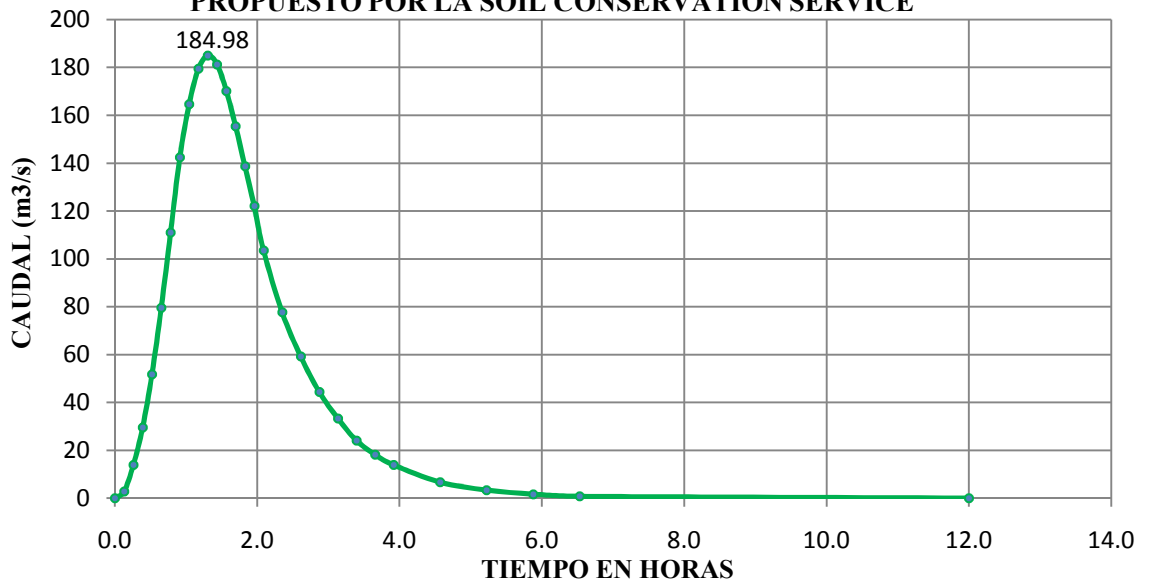
CAUDAL MAXIMO PROBABLE T=500 años
HIDROGRAMA TRIANGULAR



Fuente: Elaboración Propia

GRAFICO N° 3.11

HIDROGRAMA CURVILINEO
PROPUESTO POR LA SOIL CONSERVATION SERVICE



Fuente: Elaboración Propia

Claramente se establece que el CAUDAL MAXIMO PROBABLE para una avenida de diseño $T = 500$ años es:

$$Q_{\text{máx}} = 184.98 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T_p = 1.31 \text{ hrs}$$

Ahora se procederá a la estimación del caudal máximo probable por el método racional.

$$Q_{\text{máx}} = \frac{C * i * A}{3.6}$$

Donde:

C: coeficiente de escorrentía

i: intensidad máxima en (mm/hr.) Para un $T=500$ años

A: área de la cuenca en km^2

$$Q_{\text{máx}} = 358.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

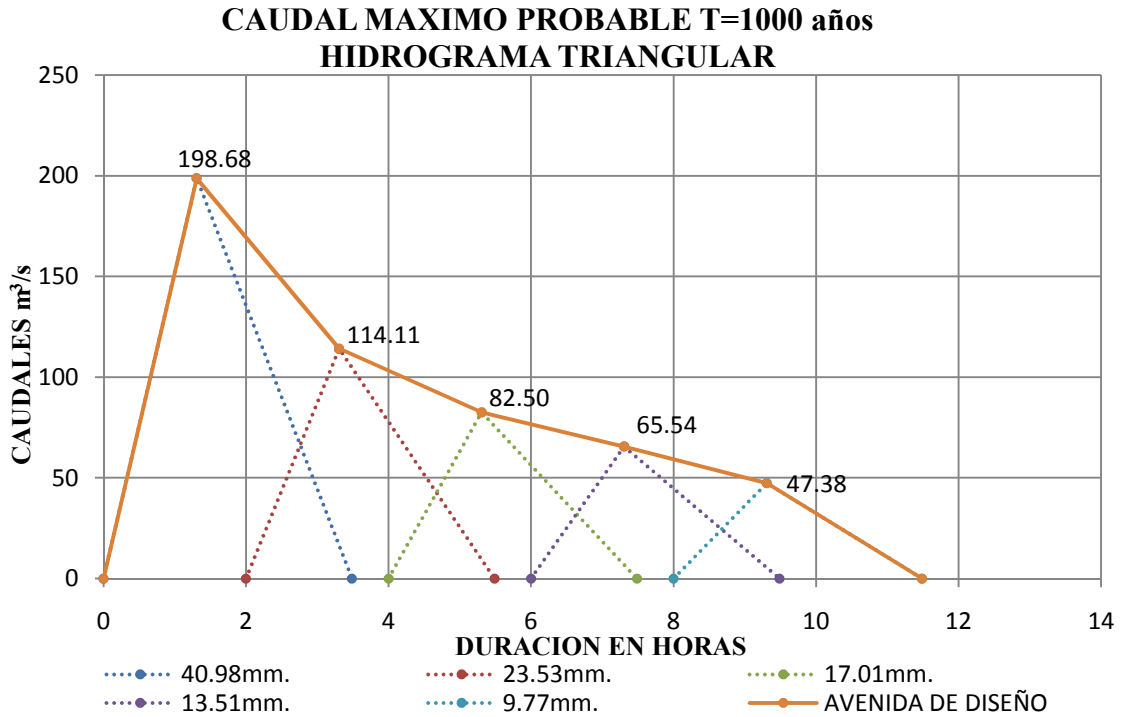
CUADRO N° 3.18
DATOS HIDROGRAMA $T=1000$ años

Tiempo (hrs)	Intensidades máximas (mm/h)	Índice hidrológico	Incrementos de escorrentía (mm)	Qp para un milímetro de escorrentía ($\text{m}^3/\text{s}/\text{mm}$)	Qp para incremento de escorrentía (m^3/s)	HIDROGRAMAS INCREM.		
						Tiempo de inicio (hrs)	Tiempo de punta (hrs)	Tiempo del final (hrs)
2	51.37	0.80	40.98	4.85	198.68	0.00	1.31	3.49
4	29.50	0.80	23.54	4.85	114.11	2.00	3.31	5.49
6	21.33	0.80	17.02	4.85	82.50	4.00	5.31	7.49
8	16.95	0.80	13.52	4.85	65.54	6.00	7.31	9.49
12	12.25	0.80	9.77	4.85	47.38	8.00	9.31	11.49

Fuente: Elaboración Propia

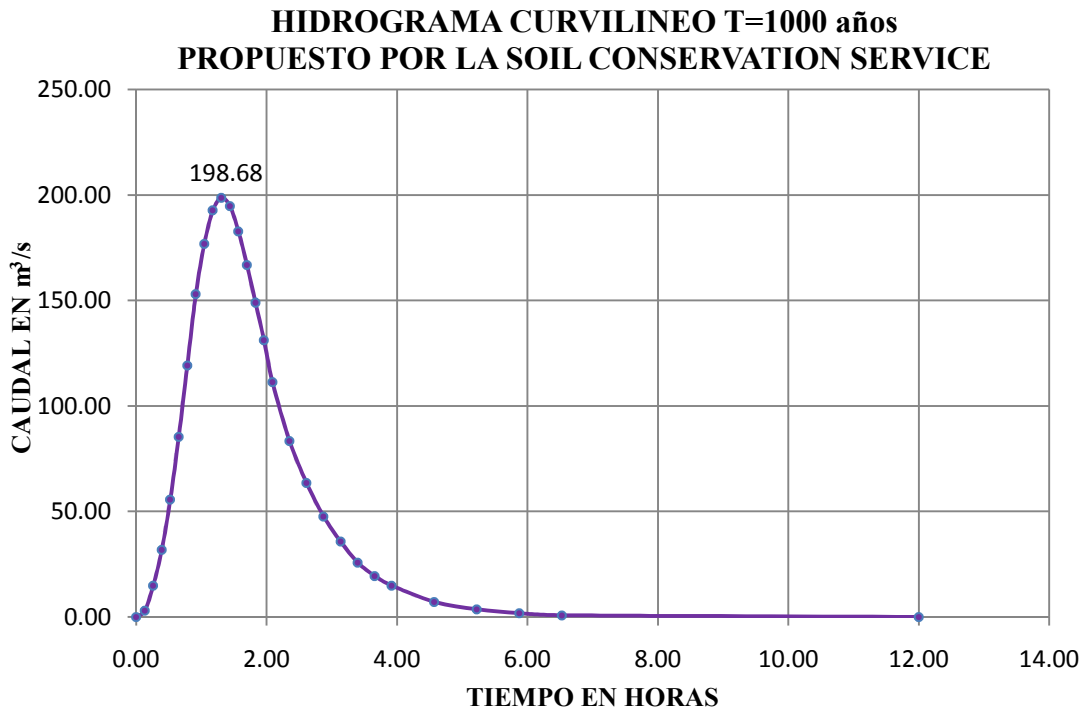
Ploteando los valores del cuadro se logra el Hidrograma Unitario Triangular

GRAFICO N° 3.12



Fuente: Elaboración Propia

GRAFICO N° 3.13



Fuente: Elaboración Propia

Claramente se establece que el CAUDAL MÁXIMO PROBABLE para una avenida de diseño $T = 1000$ años es:

$$Q_{\text{máx}} = 198.68 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T_p = 1.31 \text{ hrs}$$

Ahora se procederá a la estimación del caudal máximo probable por el método racional.

$$Q_{\text{máx}} = \frac{C * i * A}{3.6}$$

Donde:

C: coeficiente de escorrentía

i: intensidad máxima en (mm/hr.) Para un $T=1000$ años

A: área de la cuenca en km^2

$$Q_{\text{máx}} = 384.8 \text{ m}^3/\text{s}$$

Finalmente, se procederá al cálculo del caudal máximo probable mediante el uso de fórmulas empíricas basadas en la experimentación en función de la superficie o área de la cuenca en km^2 .

AUTOR DE FORMULA	Q máximo (m^3/s)
Coutagne	248.358
Creager	75.350
Dickens	89.464
Fanning	43.091
Forti	333.624
Gonzales Quijano	165.807
Guttman	683.580
Kuickling	113.250
Ryves	82.903
Scemeni	482.165
Valentine	149.015
Zapata	163.101

Fuente: Elaboración Propia

Analizando la variabilidad de los resultados por los diferentes métodos y a objeto de tener un dato equilibrado que nos permita asumir el caudal máximo para la cuenca, se adoptará el caudal máximo obtenido a partir del método del Hidrograma Unitario Sintético Triangular para un periodo de retorno de 1000 años.

$$Q_{\text{máx}}=198.68 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.1.8.6 RIESGO PROBABLE

Se determina el riesgo de que el caudal máximo probable sea sobrepasado para el tiempo que dura la obra (vida útil). Esto se lo determina a partir del riesgo que pueda existir, se utiliza la siguiente relación:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^N$$

Donde:

R= Riesgo hidrológico o probabilidad de falla (%)

Tr= Tiempo de retorno o de diseño (años)

N= Vida útil de la obra (años)

Siendo:

Tr=500

N=30

Se obtiene un riesgo hidrológico de 0.058 ó 5.83%

$$R=5.83\%$$

3.1.9 SEDIMENTOS

3.1.9.1 PRODUCCION DE SEDIMENTOS

Se muestra una tabla resumen de caudales sólidos obtenidos para el estudio.

CUADRO N° 3.19

Método	Caudal sólido (m ³ /año)	Caudal sólido específico (m ³ /Km ² /año)
Ecu. Universal de Pérdida de Suelos	2004.61	65.81
Ecu. Universal de Pérdida de Suelos (modificada)	1740.25	57.13
Modelo de degradación de suelos Djorovic	15106.62	495.95
Sedimentos en función de la precipitación	17406.00	571.44

Fuente: Elaboración Propia

Producción de sedimentos de diseño:

$$Ps = 533.69 \text{ m}^3/\text{año}/\text{Km}^2$$

$$Ps = 16256.31 \text{ m}^3/\text{año}$$

Se adopta el valor promedio entre el Modelo de degradación de suelos Djorovic y Sedimentos en función de la precipitación ya que estos métodos son recomendables en nuestra región. Para ver el desarrollo del cálculo de sedimentos ver ANEXO N°2.

3.2 REGULACIÓN MENSUAL DEL EMBALSE CALDERAS

Los estudios de Pre factibilidad, Factibilidad, Evaluación de Impacto Ambiental y Diseño Final del PROYECTO DE RIEGO CALDERAS, después de una selección mediante Licitación, fueron encomendados por la Oficina Técnica Nacional de los Ríos Pilcomayo y Bermejo a la consultora INTERPROYECTOS DE BOLIVIA SRL.

De acuerdo al estudio a Diseño Final realizado por la empresa antes mencionada, la Regulación del Embalse Calderas adopta un resultado de 30m. de altura en el nivel normal de aguas embalsadas N.A.N.E el siguiente cuadro muestra los resultados obtenidos además de la altura de la presa.

CUADRO N° 3.20

RESULTADOS FINALES DE LA REGULACION DEL EMBALSE CALDERAS	
Nivel normal de embalse a la cota del vertedero	2084.44 m.s.n.m
Mínimo nivel del embalse	2054.44 m.s.n.m
Altura de la presa del nivel mínimo a la cota del vertedero	30m.

Fuente: Elaboración consultora INTERPROYECTOS DE BOLIVIA SRL.

3.3 ESTUDIO DE AVENIDAS

El estudio de avenidas fue realizado con el propósito de determinar los caudales máximos de avenidas en el sitio de la presa, ubicado en el cauce del río Calderas. El hidrograma adoptado para este estudio será el Hidrograma Triangular de Mockus, en el entendido de que para una cuenca de superficie tan pequeña como la de Calderas, existen muy pequeñas diferencias entre el diagrama triangular y otras curvas continuas.

3.3.1 LAMINACIÓN DE AVENIDAS

Se llama laminación de crecidas al fenómeno que se produce entre el almacenamiento y el caudal de salida por el vertedero para una crecida determinada en el proyecto, mientras sea válida la hipótesis de que el pelo de agua se mantiene horizontal.

3.3.2 LAMINACIÓN DE AVENIDAS EN EL EMBALSE CALDERAS

Las características de la laminación de avenidas del río Calderas que ejercerá el embalse de Calderas dependen de las interrelaciones que existen entre varios parámetros, aquellos físicos de la presa y del embalse, y aquellos hidrológicos como las características del hidrograma de avenida, es decir: la altura de la presa, la altura de máximo embalse determinado por la cota de la cresta del vertedero del aliviadero, la curva de volúmenes de embalse, elementos que combinados han permitido determinar tanto las alturas de embalse, como los caudales que serán evacuados por la obra.

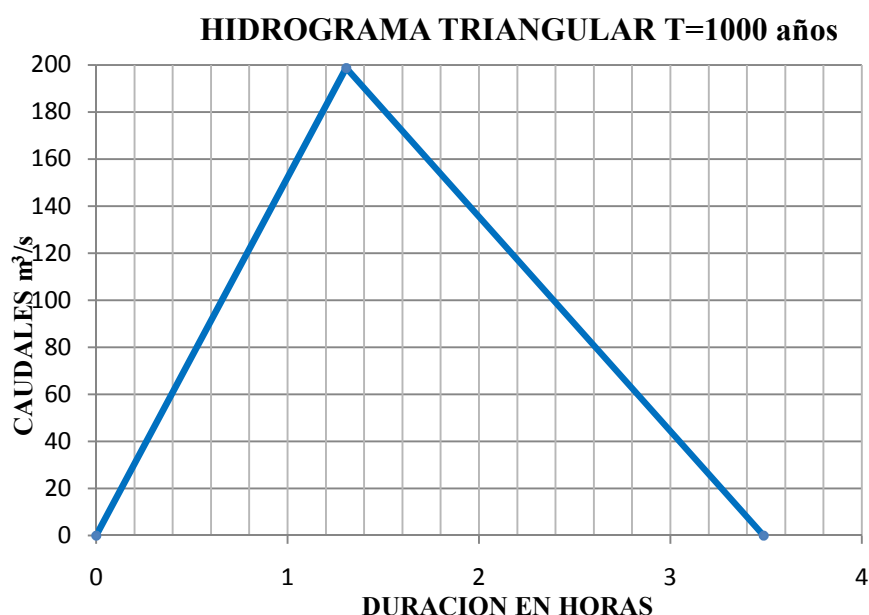
3.3.3 OBTENCIÓN DE LOS HIDROGRAMAS DE AVENIDA

3.3.3.1 METODOLOGÍA SEGUIDA

Los hidrogramas de avenida para el estudio de laminación en el embalse Calderas fueron determinados con el método de Mockus, que establece valores conservadores y permite la utilización de métodos numéricos para la integración de volúmenes de entrada y salida en el estudio de laminación.

3.3.3.2 HIDROGRAMA DE ENTRADA POR EL MÉTODO DE MOCKUS

GRAFICO N° 3.14



Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.3 MÉTODO DE TRÁNSITO DE LA PISCINA NIVELADA

Este método, también conocido como método de Indicación de Almacenamiento (Viessman et al., 1989. Cap.13), es el más empleado para circular una avenida a través de un embalse.

Este método obtiene las características de la relación almacenamiento - caudal de salida, que asume como relación invariable. Igualmente, se supone que la

superficie libre del embalse es horizontal, despreciando la curvatura de la misma durante el paso de la onda de avenida.

Haciendo la aplicación de este método al embalse Calderas se obtiene el siguiente cuadro resumen:

CUADRO N° 3.21

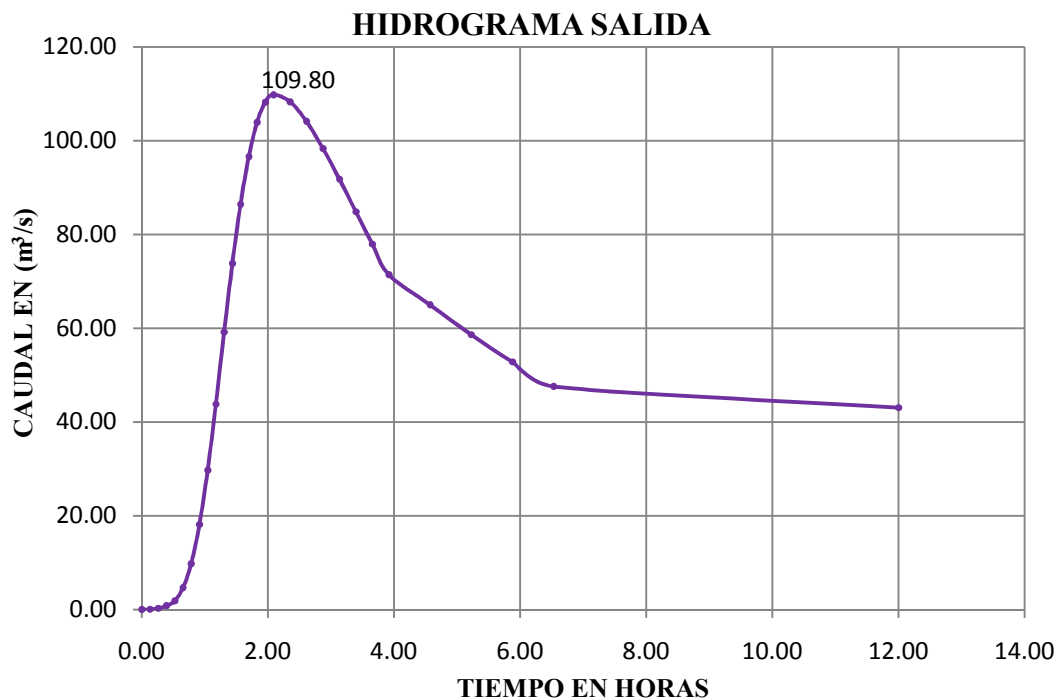
RESULTADOS DEL ESTUDIO DE LAMINACION	Carga H	Q laminado (m³/s)
Altura de laminación para un periodo de retorno T=1000 años	1.83m.	109.80

Fuente: Elaboración Propia

El desarrollo de los cálculos se encuentra en el ANEXO N°2.

3.3.3.4 OBTENCIÓN DEL HIDROGRAMA DE SALIDA

GRAFICO N° 3.15

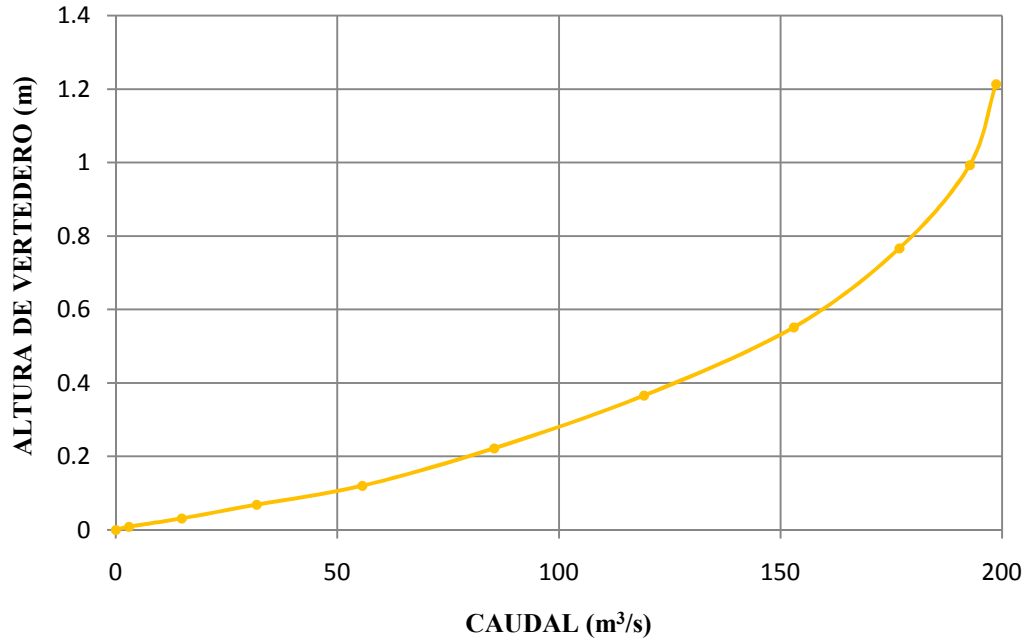


Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.5 CURVA DE DESCARGA

GRAFICO N° 3.16

CURVA DE DESCARGA



Fuente: Elaboración Propia

3.4 ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LA PRESA CALDERAS

Sobre la base de las conclusiones de los análisis socio – económicos realizados para el proyecto de Riego Presa Calderas, quedó definido el tipo y la altura de la estructura de la presa. La solución elegida es una presa de enrocado con una carpeta de impermeabilización de concreto hidráulico sobre el talud aguas arriba de la estructura.

Este tipo de presas se define de acuerdo al ICOLD (Comisión Internacional de Grandes Presas, por sus siglas en ingles), como las presas conformadas por un terraplenado cuya estabilidad depende principalmente de la roca. Este tipo de presas de enrocado debe contener una zona impermeable, generalmente obtenida mediante una membrana impermeable en el talud aguas arriba.

Las características de la presa se definen por sus taludes de 2H:1.0V aguas arriba y 1.4H:1.0V aguas abajo.

Se ha considerado que el cuerpo de la estructura está compuesto por un solo tipo de material de enrocado de buena calidad; la pantalla impermeable de hormigón armado, el espaldón de apoyo debajo de la pantalla y la transición subyacente a la capa de apoyo de la losa de hormigón tienen materiales con granulometrías que van de medias a finas.

La estabilidad de una presa de relleno debe evaluarse teniendo en cuenta las condiciones cambiantes de carga y el régimen de infiltración que se desarrolla desde la construcción hasta el primer llenado para ponerla en servicio, y debe incluir el descenso del nivel del agua en el embalse.

La siguiente figura muestra las características principales relacionadas con la geometría de la presa Calderas.

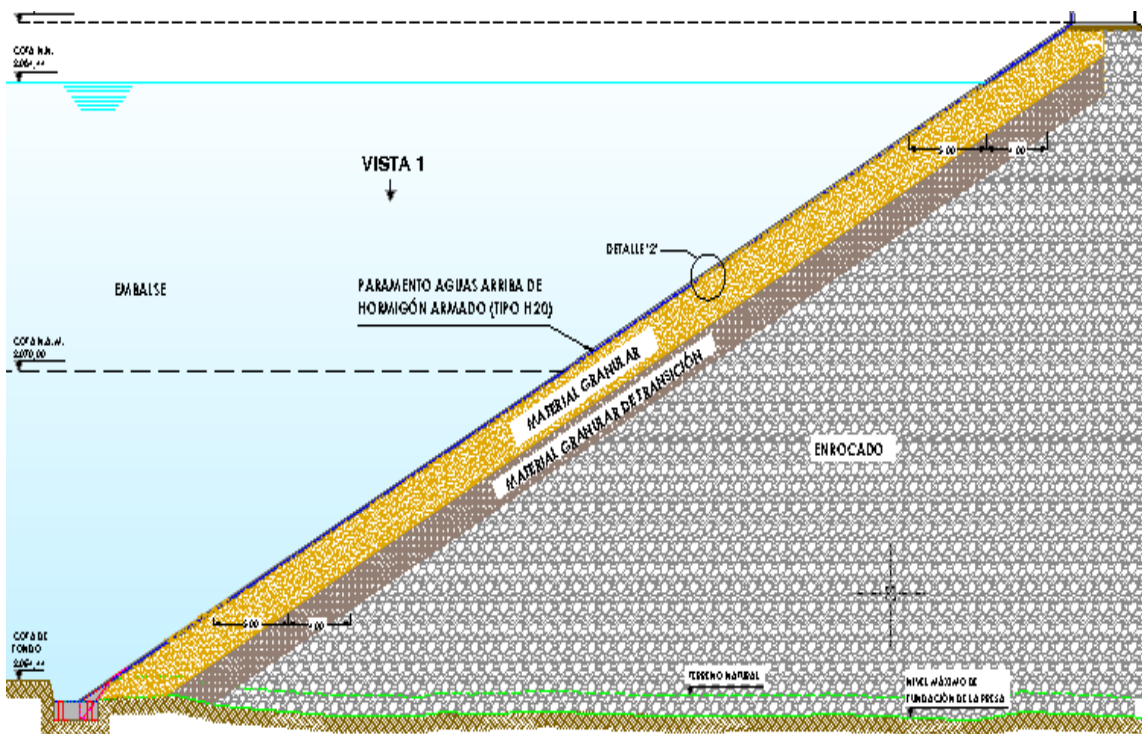


FIG. 3.1 PARTE DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL CUERPO DE LA PRESA CALDERAS

3.4.1 MATERIAL PARA LA CONSTRUCCION DE LA PRESA

3.4.1.1 MATERIAL PARA ENROCADO:

Las características físicas generales de este material se exponen en el cuadro a continuación:

CUADRO N° 3.22

CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL MATERIAL PARA ENROCADO DE LA PRESA.

MATERIAL	TAMAÑO MÁX (mm)	TAMAÑO MÍN (mm)	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD
Enrocado	305	4,8	10 - 20

Fuente: Prefectura del Depto. de Tarija, Unidad de Cuencas y Recursos Hídricos.

CUADRO N° 3.23

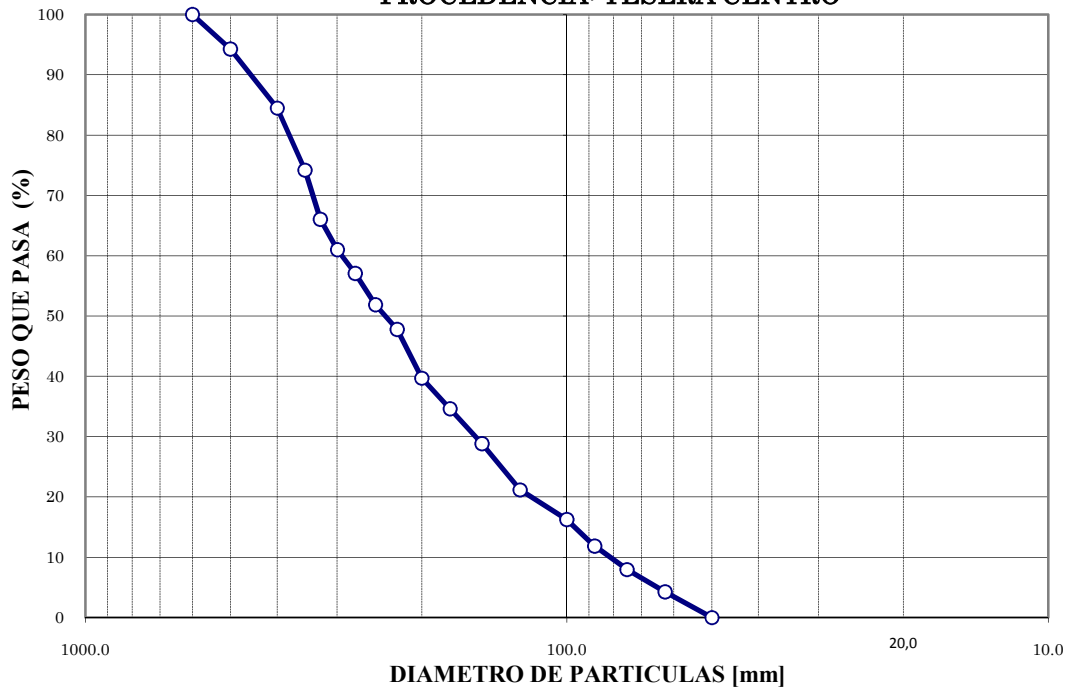
ANALISIS DE TAMICES PARA EL ENROCADO

Tamices	Peso Retenido Parcial	Retenido Acumulado		Tamaño en [mm.]	Porcentaje Que pasa
	[grs.]	[grs.]	%		
24"	0	0	0.00	600.0	100.0
20"	133000	133000	5.7	500.0	94.3
16"	226000	359000	15.5	400.0	84.5
14"	239000	598000	25.8	350.0	74.2
13"	190000	788000	34.0	325.0	66.0
12"	117000	905000	39.0	300.0	61.0
11"	92000	997000	43.0	275.0	57.0
10"	120000	1117000	48.1	250.0	51.9
9"	95000	1212000	52.2	225.0	47.8
8"	187000	1399000	60.3	200.0	39.7
7"	119000	1518000	65.4	175.0	34.6
6"	134000	1652000	71.2	150.0	28.8
5"	177000	1829000	78.8	125.0	21.2
4"	115000	1944000	83.8	100.0	16.2
3.5"	103000	2047000	88.2	87.5	11.8
3"	89000	2136000	92.0	75.0	8.0
2.5"	87000	2223000	95.8	62.5	4.2
2"	98000	2321000	100.0	50.0	0.00

Fuente: Prefectura del Departamento de Tarija, Unidad de Cuencas y Recursos Hídricos.

GRAFICO N° 3.17

**CURVA GRANULOMETRICA DE MATERIAL NATURAL
PROCEDENCIA: YESERA CENTRO**



Fuente: Prefectura del Departamento de Tarija, Unidad de Cuencas y Recursos Hídricos.

$$D_{10} = 80.00 \quad [\text{mm}]$$

$$D_{30} = 170.00 \quad [\text{mm}]$$

$$D_{60} = 295.00 \quad [\text{mm}]$$

Coefficiente de Uniformidad:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_u = 3.69$$

Coefficiente de Curvatura

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}}$$

$$C_c = 1.22$$

3.4.1.2 CAPA DE APOYO DE LA LOSA DE HORMIGÓN ARMADO.

Con el fin de lograr un contenido de finos (arcilla) necesario para obtener estabilidad interna y permitir la compactación del material a una densidad óptima, se permitirá y/o adicionará arcilla en proporción máxima en peso de 12%.

Las características físicas y límites granulométricos recomendados para este material se muestran en el cuadro y el gráfico presentados a continuación:

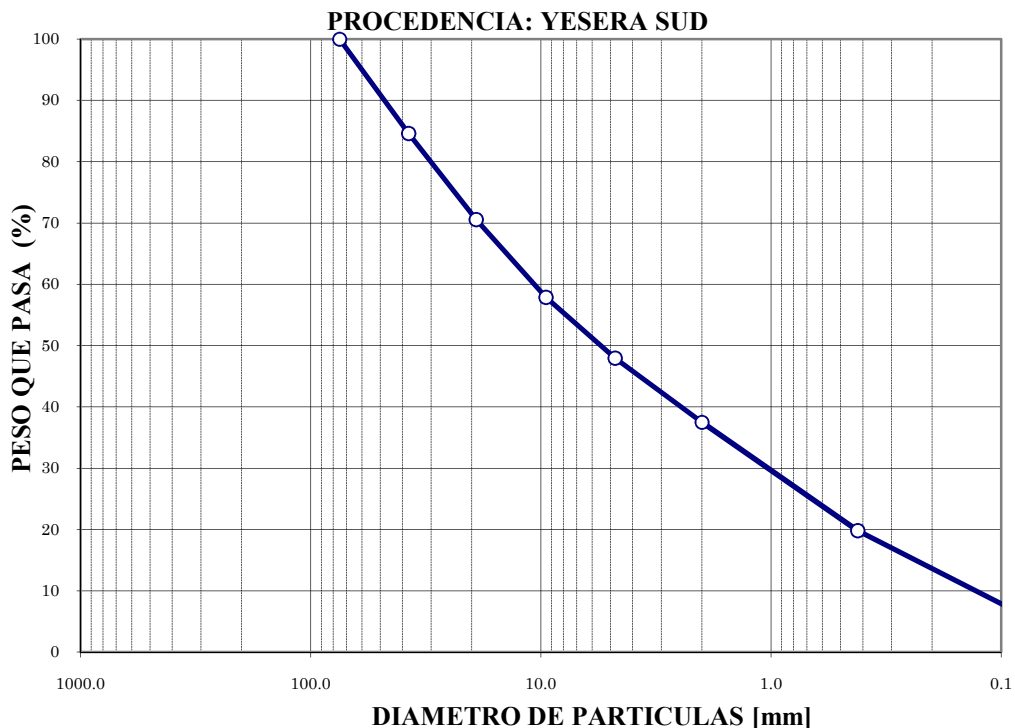
CUADRO N° 3.24
ANÁLISIS DE TAMICES PARA LA CAPA DE APOYO

Tamices	Peso Retenido Parcial	Retenido Acumulado		Tamaño en [mm.]	Porcentaje Que pasa
	[grs.]	[grs.]	%		
3"	0	0	0.0	75.000	100.0
2"	2118	2118	15.4	37.500	84.6
1"	1930	4048	29.5	19.100	70.5
0"	1741	5789	42.2	9.500	57.8
N°4	1365	7154	52.1	4.750	47.9
N°10	140	21.8	78.2	2.000	37.5
N°40	376	58.6	41.4	0.420	19.8
N°200	567	88.5	11.5	0.075	5.5

Fuente: Prefectura del Departamento de Tarija, Unidad de Cuencas y Recursos Hídricos

GRAFICO N° 3.18

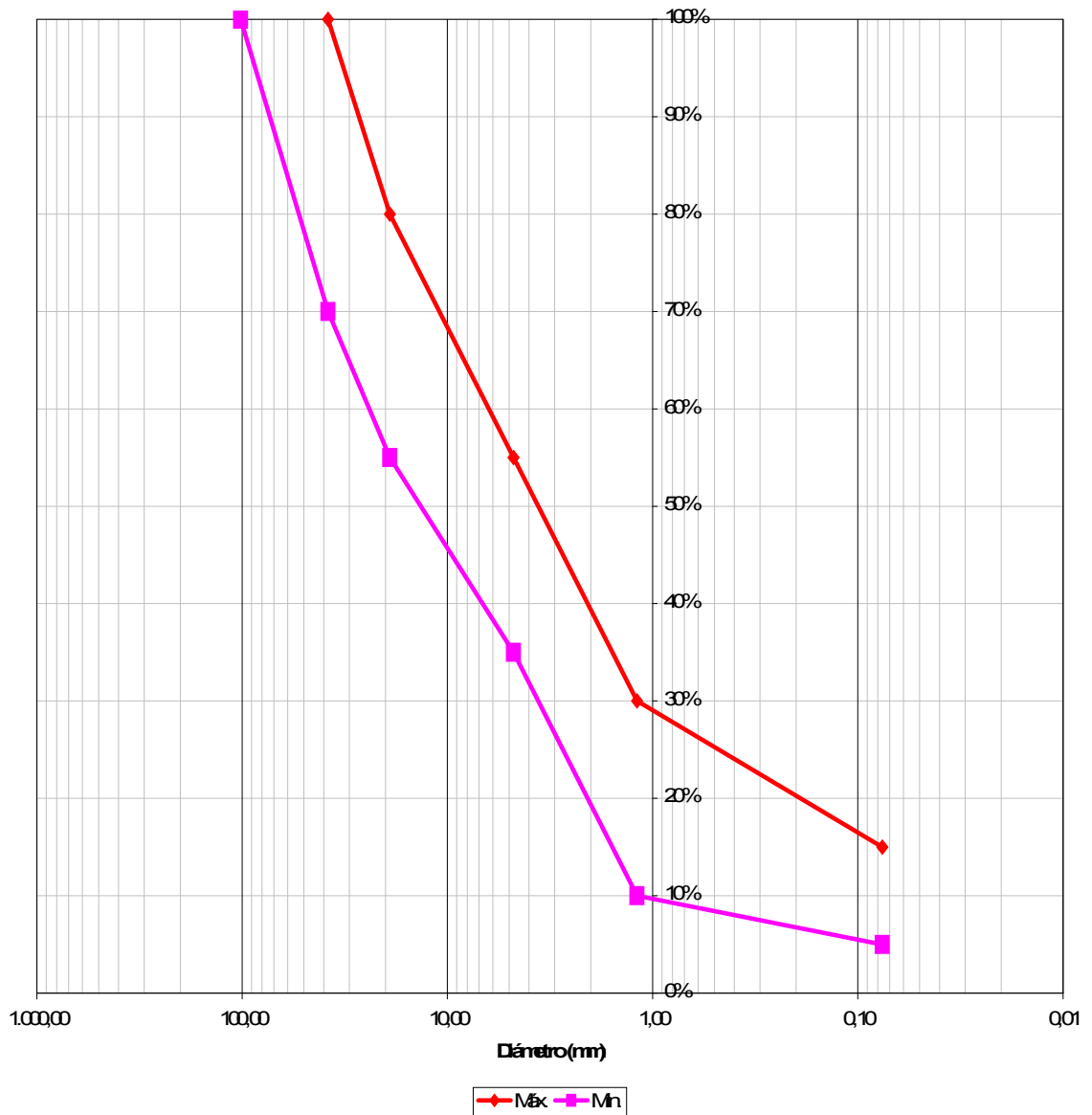
CURVA GRANULOMETRICA DE MATERIAL NATURAL
PROCEDENCIA: YESERA SUD



Fuente: Prefectura del Departamento de Tarija, Unidad de Cuencas y Recursos Hídricos.

GRAFICO N° 3.19

LÍMITES GRANULOMÉTRICOS PARA LA CAPA DE APOYO DE LA LOSA DE IMPERMEABILIZACIÓN



Fuente: Prefectura del Departamento de Tarija, Unidad de Cuencas y Recursos Hídricos

3.4.1.3 CAPA INTERMEDIA DE TRANSICIÓN.

El material para la construcción de la capa intermedia de transición entre el material de apoyo de la losa y el enrocado del cuerpo de la presa presentan las siguientes características físicas generales que se exponen a continuación:

CUADRO N° 3.25

CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LA CAPA INTERMEDIA DE TRANSICIÓN

MATERIAL	TAMAÑO MÁXIMO (mm)	TAMAÑO MÍNIMO (mm)	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD
Capa intermedia de transición	200	0,2	15

Fuente: Prefectura del Departamento de Tarija, Unidad de Cuencas y Recursos Hídricos

3.4.2 PARAMETROS GEOMECANICOS ADOPTADOS

Es necesario recordar que los suelos granulares gruesos tienen una relación no lineal entre el esfuerzo normal y el ángulo de fricción interna. El primer estudio presentado por Leps el año 1970 muestra la dependencia indicada, como así también la importante influencia de la porosidad (compactación). Para suelos bien compactados, bien graduados y formados por partículas resistentes, el ángulo de fricción interna varía de aproximadamente 60°, para esfuerzos muy bajos hasta 46°, para esfuerzos del orden de 1000 KPa; mientras que para un suelo sin compactación, mal graduado y con partículas frágiles este ángulo varía de 48° a 36°. La siguiente figura ilustra lo señalado:

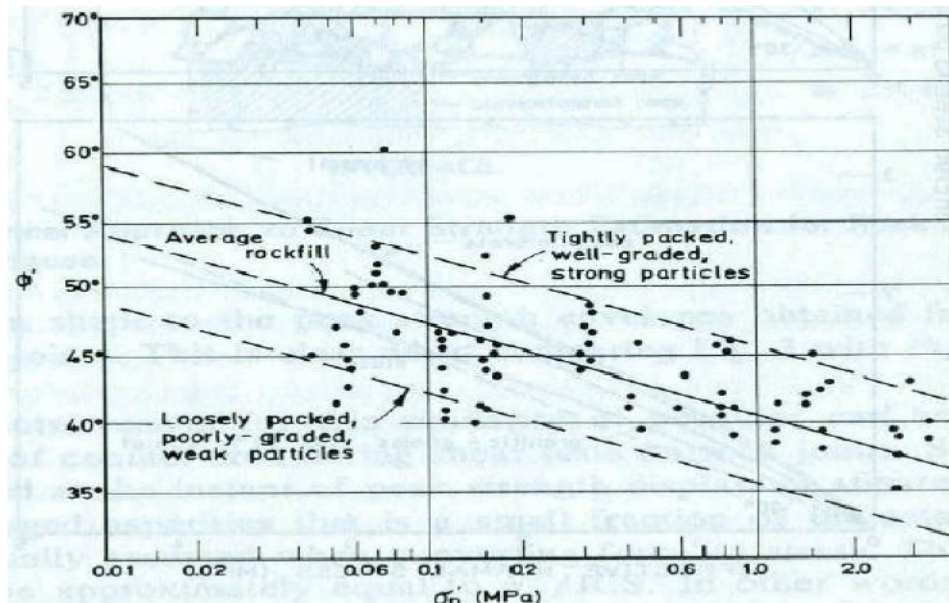


FIG. N° 3.2 RESULTADOS DE ENSAYOS TRIAXIALES PARA MATERIALES GRANULARES GRUESOS (LEPS,1970)

A partir de los análisis de Leps, se han realizado investigaciones para estudiar las propiedades de un suelo de material grueso, cuyas principales variables consideradas son:

- ✓ Granulometría: a través del tamaño de partículas, coeficientes de uniformidad, forma de partículas, etc.
- ✓ Resistencia de la roca formante de las partículas, a través de la resistencia a la compresión simple, ángulo básico de fricción de la roca y factores de escala.
- ✓ Grado de compactación o porosidad.

Para el análisis de la estabilidad de los paramentos aguas arriba y aguas abajo de la presa Calderas, se han considerado los parámetros estimados en estudios de presas similares, específicamente se han adoptado los valores obtenidos para la presa de Huacata cuyo estudio fue realizado por el Ingeniero Pedro Dubravcic Alaiza en Marzo de 2008.

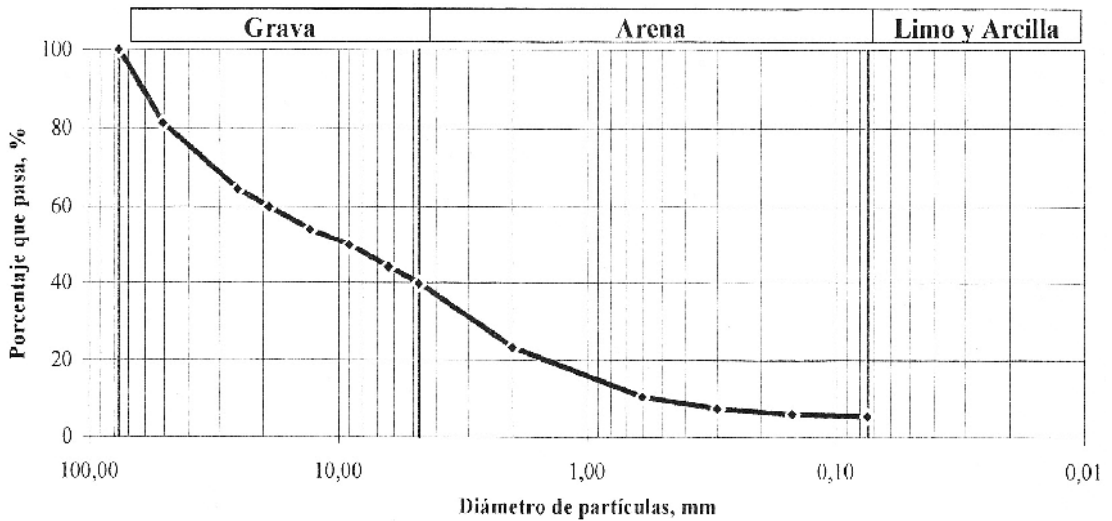
La estimación de parámetros para la presa de Huacata se realizó a partir del informe geotécnico realizado por el Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Mayor de San Simón (Cochabamba-Bolivia); dicho informe describe la siguiente composición granulométrica del Río Huacata:

CUADRO N° 3.26

Tamiz N°	Diámetro mm	Peso Ret.gr	Peso Ret. Acum	% Retenido	% Que Pasa
3"	76.2	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.8	12692.76	12692.76	18.77	81.23
1"	25.4	11358.92	24051.68	35.56	64.44
3/4"	19.0	3130.68	27182.36	40.19	59.81
1/2"	13.0	3928.41	31110.77	46.00	54.00
3/8"	9.0	2864.97	33975.74	50.24	49.76
1/4"	6.3	3871.58	37847.32	55.96	44.04
4	4.750	2935.48	40782.80	60.30	39.70
10	2.000	11025.98	51808.78	76.61	23.39
30	0.600	8733.14	60541.92	89.52	10.48
50	0.300	2074.38	62616.30	92.59	7.41
100	0.150	935.34	63551.64	93.97	6.03
200	0.075	423.16	63974.80	94.60	5.40
Bandeja	0.000	64.57	67628.83	100.00	0.00

Fuente: Empresa Serinco S.R.L

GRAFICO N° 3.20
CURVA GRANULOMETRICA DEL MATERIAL GRANULAR DE LA PRESA HUACATA
Curva granulométrica



Fuente: Empresa Serinco S.R.L

Se hace notar que las muestras fueron obtenidas limitando el tamaño máximo de las curvas granulométricas a 3", con una limitada cantidad de sobre tamaño (10.13% en una sola muestra)

CUADRO N° 3.27
DIAMETROS CORRESPONDIENTES A LAS CURVAS GRANULOMETRICAS

MUESTRA	D ₁₀	D ₁₅	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅
Zona 2	0.066	0.18	0.81	4.46	11.19	60.11
Zona 3A	1.44	2.17	4.89	19.82	32.8	69.94
Zona 3B,3C	7.51	9.54	20.69	40.07	52.17	77.09

Fuente: Empresa Serinco S.R.L

En función a la clasificación del suelo, se realizó la estimación del peso unitario, la humedad óptima y los parámetros de resistencia. El siguiente cuadro presenta la clasificación de los materiales y los resultados de las estimaciones realizadas:

MUESTRA	Clasificación según el estándar ASTM D2487	c' KPa	φ°	Peso unitario seco máximo KN/m ³	Contenido de humedad óptimo %
Zona 2	Grava mal gradada con limo y arena	40	27a38	16.7 a 19.5	5 a 7
Zona 3A	Grava mal gradada con arena	40	27a38	16.7 a 19.5	5 a 7
Zona 3B,3C	Grava bien gradada	0	27a38	16.7 a 19.5	5 a 7

Fuente: Empresa Serinco S.R.L

Al respecto, en las zonas 3B y 3C que son el componente grueso del enrocado de la presa, el tamaño máximo del material puede alcanzar al menos dos tercios del espesor de las capas de construcción del enrocado, que según especificaciones pueden llegar a 70 cm.

Consecuentemente, el tamaño máximo del material para las zonas 3B y 3C puede llegar a los 50cm., equivalente a 20". Bajo tales condiciones, los parámetros señalados en el cuadro anterior se ajustaron mediante un análisis complementario de las características del material que será utilizado en esas zonas del cuerpo de la presa, de manera tal que sus parámetros mecánicos adecuadamente estimados son:

CUADRO N° 3.28

PARAMETROS	PESO ESPECIFICO (KN/m ³)	COHESION C (KN/m ²)	ANGULO DE FRICCION Φ (°)
Fundación	25	155	36.63
Pantalla H°A°	24	501	53.35
Rip Rap	20	0	55.00
Zona 2B	19	5	40.00
Zona 3A	19	0	40.00
Zona 3B	22	0	40.00
Zona 3C	22	0	40.00
Agua	10	-	-

Fuente: Empresa Serinco S.R.L

Y los parámetros geomecánicos para la Presa Calderas son:

CUADRO N° 3.29

PARAMETROS	PESO ESPECIFICO (KN/m ³)	COHESION C (KN/m ²)	ANGULO DE FRICCION Φ (°)
Fundación = Huacata	25	155	36.23
Pantalla de H°A° = Huacata	24	501	53.35
Enrocado = Huacata	22	0	40
Material de transición=Zona 3A Huacata	19	0	40
Material de apoyo= Zona 2B Huacata	19	5	40
Agua	10	-	-

Fuente: Elaboración Propia

Se adoptaron los valores de este estudio bajo el criterio de que el tamaño de las escolleras que arrojan dichos valores se encuentran en los mismos intervalos que los de la presa Calderas como se puede observar en los análisis granulométricos tanto de Calderas como de Huacata presentados anteriormente por lo que es de esperar que, si bien los parámetros geomecánicos de la presa Huacata no son exactamente los mismos, los que se llegarían a estimar para la presa Calderas tiene gran similitud pues ambos materiales son de lecho aluvial y sus tamaños oscilan alrededor de los mismos valores.

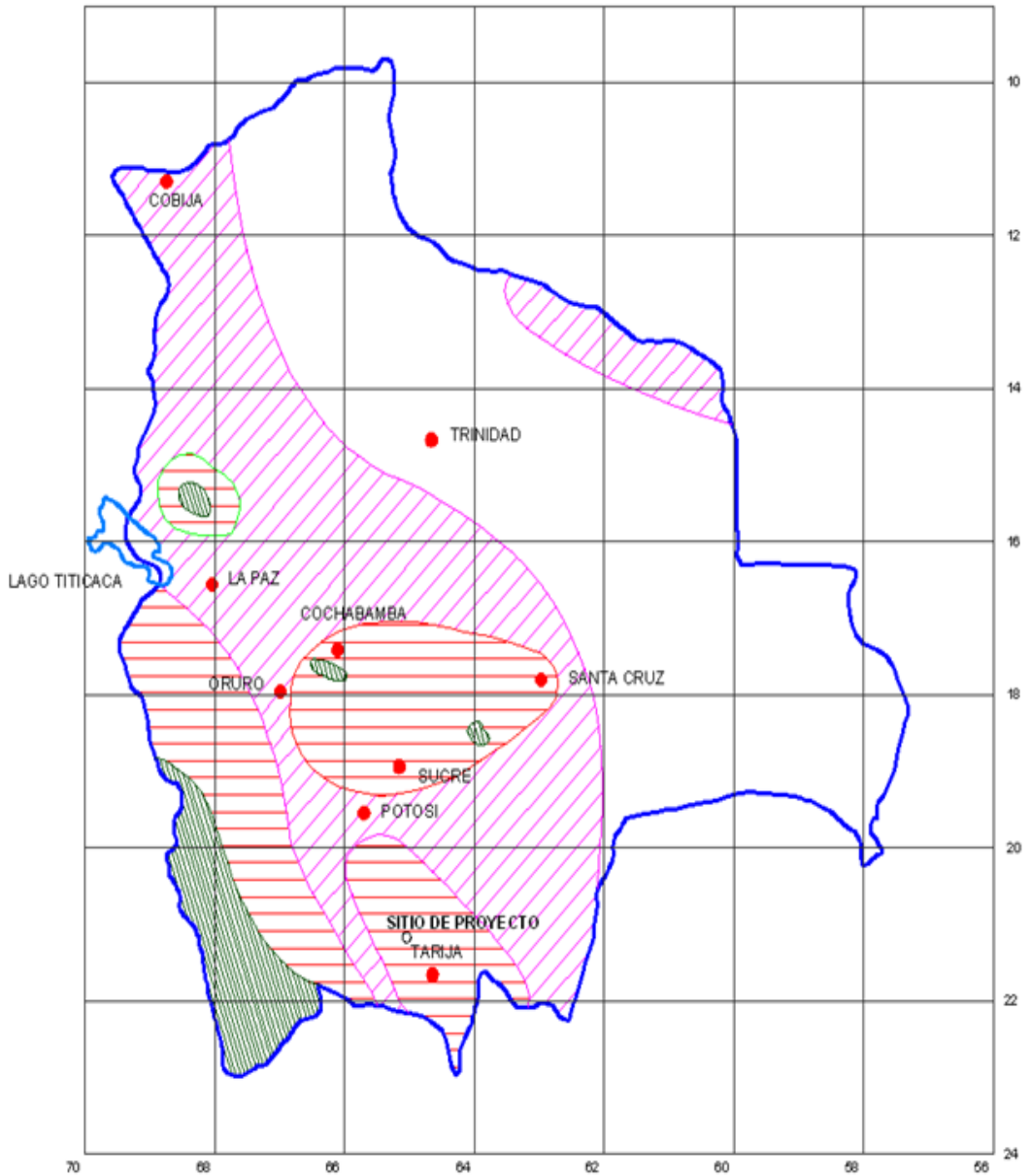
Como se observa, los valores del ángulo de fricción interna adoptados para los diferentes parámetros son bastante conservadores, puesto que en todos los casos, los obtenidos a través de las metodologías tanto de Barton como de Douglas, son mayores a 41° . Es así que según la metodología de Barton, tomando en cuenta: $d_{50}=400$ mm, un valor de $RCS=70$ MPa, una rugosidad equivalente $R=9$ y $\theta_b=31$, se obtiene un ángulo de fricción interna $\theta=55^\circ$, equivalente a un esfuerzo normal de 0.03 MPa. Por otra parte, la práctica ha demostrado la estabilidad de las presas con escollera compactada con taludes de 1,3 H/1 V, por lo menos hasta algo más de 100 m de altura. El talud 1,3 equivale a un ángulo de 37° , que es aproximadamente el de equilibrio de un talud de escollera suelta vertida, mientras que la compactada ha demostrado tener un ángulo de rozamiento de 45° o más. Por ello, normalmente estas presas no necesitan la comprobación de su estabilidad, y basta adoptar el expresado talud, o uno ligeramente superior para presas de más de 150 m. sólo si la roca de apoyo presenta planos de posible deslizamiento será necesario el cálculo de estabilidad, pero no por la escollera, sino por el cimiento.

3.4.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

Para el análisis de la estabilidad de los paramentos de la presa, se ha aplicado el programa de modelación numérica SLIDE v5.0, mediante el cual se ha determinado los diferentes factores de seguridad para los diferentes estados de carga. El efecto del sismo ha sido considerado en la modelación, a través de coeficientes de sismicidad tanto horizontal como vertical $K=0.05g$, siendo g la

aceleración de la gravedad, los mismos que han sido obtenidos de la siguiente figura:

FIGURA N°3.3
COEFICIENTES DE SISMICIDAD PARA BOLIVIA



SIMBOLOGIA

ZONA	0	1	2	3
SIMBOLO				
COEF. SISMICO	0.011	0.025	0.050	0.10

- CAPITAL DE DEPARTAMENTO
- UBICACIÓN DEL PROYECTO

FUENTE

CODIGO BOLIVIANO DEL HORMIGON ARMADO
MINISTERIO DE URBANISMO Y VIVIENDA

NBC - 01 - 79 , LA PAZ , 1979

3.4.3.1 ESTADOS DE CARGA.

Tomando en cuenta que en el cuerpo de la presa, no se tiene ningún tipo de saturación, que es sin duda una de las principales ventajas de este tipo de presas, tanto para cargas estáticas (empuje hidrostático sobre la pantalla de hormigón) así como para una carga dinámica; el único caso donde se tendría una presión de poros limitada se daría cuando una junta vertical de la pantalla fallase y se tenga infiltración.

Para el análisis de estabilidad y determinación de los factores de seguridad, se ha considerado básicamente cuatro estados de carga: Presa llena, presa vacía, desembalse rápido y sobrevertido por el coronamiento.

3.4.3.2 PRESA LLENA.

Verificando la estabilidad con los parámetros adoptados, se ha determinado los factores de seguridad para el caso de presa llena tomando en cuenta los paramentos aguas arriba y aguas abajo; para el efecto, se ha considerado el agua como asignación de nivel piezométrico en cuyo caso el modelo simula intrínsecamente una presión de poros por debajo de la línea de saturación, es así como se puede observar que el esfuerzo normal está compuesto por el esfuerzo normal efectivo más la presión de poros, en este caso, el factor de seguridad para el paramento aguas arriba resulta $F_s=1.540$ y para el paramento aguas abajo resulta $F_s=1.126$. Para en detalle el análisis para este estado de carga, ver ANEXO N°3.

3.4.3.3 PRESA VACIA.

Para la verificación de la estabilidad de los paramentos aguas arriba y aguas abajo de la presa vacía, y utilizando los mismos parámetros geomecánicos adoptados, se ha considerado el agua como asignación de nivel piezométrico sólo a nivel de fundación en este caso; el factor de seguridad para el paramento aguas arriba resulta $F_s=1.665$ y para el paramento aguas abajo resulta $F_s=1.134$ como se observa en las figuras presentadas Para el detalle del análisis para este estado de carga, ver ANEXO N°3.

3.4.3.4 CASO DE DESEMBALSE RÁPIDO.

Este estado de carga representaría el caso más crítico, que ha sido analizado a título comparativo e ilustrativo, puesto que en este tipo de presa con pantalla impermeabilizante, el material del cuerpo de la presa en ningún caso llega a un nivel de saturación.

Esta situación constituye el estado más crítico en presas de tierra, y ocurre cuando el nivel del agua en que está sumergido el talud, desciende tan rápidamente que la presión de poros dentro del talud no puede ajustarse al nuevo nivel del agua.

El momento debido a la presión horizontal del agua, que favorecía al momento resistente, se reduce; el peso del suelo y del agua también se reduce, pero la presión de poros no cambia grandemente. El resultado es que el factor de seguridad cae bruscamente, llegando a ser frecuentemente inferior al del talud no sumergido.

Para este análisis se ha considerado en el material de apoyo de la loza, una presión el poros del 100%, y en la capa de material de transición una presión de poros del 50%. Con los mismos parámetros geomecánicos adoptados se ha obtenido el factor de seguridad para el paramento aguas arriba $F_s=1.372$ y para el paramento aguas abajo $F_s=1.141$. Para el detalle del análisis para este estado de carga, ver ANEXO N°3.

3.4.3.5 SOBREVERTIDO POR EL CORONAMIENTO

Para la verificación de la estabilidad para este estado de carga se considera solamente el talud de aguas abajo de la presa, ya que resulta evidente que ante un fenómeno como el sobrevertido el único talud afectado sería el antes mencionado. Se han utilizado los mismos parámetros geomecánicos adoptados para los otros estados de carga, con la única diferencia de que para éste se realizó el análisis de estabilidad para los taludes indicados en el diseño final y para los taludes propuestos como resultado del presente proyecto. Se ha considerado el agua como asignación a un nivel superior al de la cota de coronamiento para la simulación de sobrevertido y para diferentes alcances a lo largo del talud aguas

abajo como son: sobrevertido mínimo en un tercio del espaldón, a lo largo de la mitad del espaldón y a lo largo de toda la longitud del espaldón ; el factor de seguridad para el paramento en el primer caso resulta $F_s=0.096$ para el segundo caso resulta $F_s=0.04$ y para el tercer caso resulta $F_s= 0.0001$ como se observa en las figuras presentadas en ANEXO N°3. Ahora bien los resultados considerando las nuevas dimensiones propuestas son: el primer caso $F_s=1.100$ para el segundo caso $F_s=0.822$ y para el tercer caso $F_s= 0.544$. Para el detalle del análisis para este estado de carga, ver ANEXO N°3.

En el siguiente cuadro se muestran los factores de seguridad obtenidos para diferentes estados de carga y condiciones de borde de la presa, en base a las características geométricas mostradas en la Figura N° 3.1 y a los parámetros geomecánicos adoptados que se muestran en el Cuadro N° 3.29, observándose que en todos los casos, el factor de seguridad del paramento aguas arriba $F_s > 1.300$, y el factor de seguridad del paramento aguas abajo $F_s > 1.100$, valores recomendados por las normas española y americana.

Así mismo, se observa que aún considerando la presión de poros en el modelo, los coeficientes de seguridad así obtenidos son considerados un límite inferior, ya que los ángulos de fricción interna en las zonas donde se localiza el potencial plano de falla, tienen ángulos de fricción interna más altos.

CUADRO N° 3.30

FACTORES DE SEGURIDAD PARA DIFERENTES ESTADOS DE CARGA Y CONDICIONES DE BORDE

ESTADOS DE CARGA	TALUD AGUAS ARRIBA	TALUD AGUAS ABAJO
Presa llena	1.540	1.126
Presa vacía	1.665	1.134
Desembalse rápido	1.372	1.141
Sobrevertido Diseño F.	-	0.096-0.0001
Sobrevertido Diseño Prop.	-	1.100-0.544

Fuente: Elaboración Propia

Por los resultados obtenidos, se concluye en la viabilidad de la construcción de la presa Calderas, utilizando material del lecho del río del mismo nombre en todas las zonas de ésta. Pero, sin considerar la estabilidad del cuerpo de la presa frente al sobrevertido.

Lo anteriormente expuesto se fundamenta en el análisis efectuado para todos los estados de carga y condiciones de borde analizados, para los cuales los factores de seguridad de los paramentos, tanto aguas arriba como aguas abajo, resultan mayores a los mínimos requeridos por las normas.

CAPITULO IV

APLICACIÓN PRÁCTICA (PRESA CALDERAS)

Previamente a la aplicación del presente proyecto a la Presa Calderas es necesario conocer algunas características de la misma.

La presa de Calderas es una presa de enrocado, de 32.90 m. de altura total, con una longitud de corona de 205.00m, implantada en un angosto del cauce del río Calderas que deja aguas arriba la posibilidad de embalsar, tanto las aguas de la cuenca directa, como aquellas que se conducirán con un canal de trasvase.

La solución de realizar una presa de enrocado fue adoptada después de un extenso análisis y de la consideración de factores tecnológicos y condiciones de oportunidad posibles de aplicar en nuestro país por parte de empresas constructoras con experiencia suficiente en obras similares.

El eje de implantación refleja una solución de compromiso entre la mejor posición topográfica respecto de las márgenes del sitio de la cerrada y las características geológicas y geotécnicas de la roca de fundación. Con la elección final de este eje se logran ahorros importantes en volúmenes de algunos ítems de obra como excavaciones, enrocado y de las mismas longitudes del desagüe de fondo y de las tomas para riego. También se logra optimizar el vertedero de superficie y su obra de disipación con menor longitud respecto a otras opciones consideradas.

La definición de los materiales para la construcción del cuerpo de la presa se basa esencialmente sobre la experiencia internacional en este tipo de presas y en la aplicación de medidas específicas de construcción, con el fin de limitar las deformaciones del cuerpo de la presa. Éste será construido con un escollerado de tamaño máximo limitado, aplicando técnicas de compactación adecuadas para conseguir la mayor densidad del mismo, antes que soporte los esfuerzos debido al llenado del embalse. Por otra parte, el ángulo de fricción interna del escollerado

no se ve perjudicado por el tamaño limitado de sus granos más gruesos (máximo 305 mm.), ya que la compactación a aplicar logrará que sus valores puedan superar los 45°, valor muy superior al que se lograría con un escollero con grandes bloques, simplemente vertido y acomodado.

El material de apoyo de la pantalla de impermeabilización de hormigón armado a construir sobre la cara aguas arriba de la presa estará constituido por dos capas:

- Una capa superior, de ancho 5,00 m en proyección horizontal, constituida por material con granulometría de alto coeficiente de uniformidad (de 40 a 50) y de granos de tamaño máximo 75 mm, que garantizarán una masa fácil de colocar, talud estable después del compactado y menores sobre espesores de hormigón gracias a su uniformidad superficial. Por otra parte, la baja permeabilidad esperada para esta capa de 10^{-3} a 10^{-4} cm/s representa ventajas tanto para la etapa de construcción (utilización de la presa como ataguía provisional antes de construir la pantalla de hormigón) como de operación (actúa como una zona semimpermeable que limitará posibles fugas inclusive en casos extremos de agrietamiento de la pantalla causadas por un sismo, y permitirá eventuales reparaciones sin necesidad de bajar el nivel del embalse).
- Una capa subyacente a la primera, constituida por material granular de pequeño tamaño (máximo 200 mm y mínimo 0,2 mm), coeficiente de uniformidad de 15 con una dimensión horizontal de 4,00 m, que servirá de transición entre la capa de apoyo y el enrocado del cuerpo de la presa.

El cálculo de estabilidad de la obra de cierre se ha realizado con un utilitario computarizado SLIDE v. 5.0 adecuado para analizar la estabilidad en superficies de deslizamientos usando métodos de equilibrio límite con rodajas verticales. Dicho programa analiza superficies de deslizamiento individuales o los métodos pueden ser aplicados para buscar y localizar la superficie del deslizamiento crítica para un talud dado.

La altura de la presa (y por consiguiente su capacidad máxima de embalse) fue determinada en el Estudio de Factibilidad, con el objetivo de regar una superficie total de 1.229 ha, para una cédula de cultivo cuya demanda hídrica anual es de $5.396 \text{ m}^3/\text{ha}\cdot\text{año}$.

El aliviadero de superficie comprende un vertedero lateral sin control de entrada, ubicado fuera del cuerpo de la presa e implantado en la margen izquierda del angosto.

La cresta del vertedero del aliviadero se encuentra con cota 2084,44 m.s.n.m y tiene una longitud de 30.00 m, determinada con un estudio de laminación de crecidas. El perfil del vertedero es del tipo WES, tiene en planta la forma de medio “pico de pato”, forma que fue adoptada para minimizar el tamaño de la obra.

La cubeta se ubica debajo del vertedero, con ancho variable (definido por la forma del vertedero) y con una pendiente constante, de manera que la solera de la misma no se ahogue en ningún punto con el caudal de salida. El diseño de la cubeta está basado en un método de integración numérica aplicado al principio de conservación de la cantidad de movimiento, que permite establecer en detalle el comportamiento hidráulico de la misma bajo el efecto del caudal de salida. La forma de la cubeta del vertedero es aproximadamente semitrapezoidal de ancho 10,00 m y con una pendiente constante (del 3%) en toda su longitud.

El vertedero y la cubeta del aliviadero de superficie serán construidos como una estructura de hormigón armado (Tipo H 20), con un espesor constante de 20 cm, a excepción del muro posterior (margen izquierda) que tendrá 30cm.

Entre el contacto de la superficie rocosa y la estructura se colocará una capa de nivelación de hormigón simple (Tipo H 10) con un espesor de 10 cm.

El tronco de transición y el canal de desagüe, ubicados a continuación de la cubeta del vertedero de superficie, constituyen una obra que finaliza en una sección de control y que conecta hidráulicamente el vertedero con la rápida. El diseño de esta obra se ha basado en el establecimiento de un régimen hidráulico de

características bien conocidas que permita garantizar su funcionamiento aún en las condiciones más adversas de funcionamiento del vertedero. El tronco de transición y el canal diseñado tienen una pendiente del 3,00%. El tronco de transición forma parte del aliviadero de superficie y está ubicado entre el vertedero - cubeta y la rápida.

La estructura superior se une con la rápida. El tronco de transición tiene la forma de un cuarto de elipse en sus paredes laterales para permitir la menor perturbación posible en el flujo de agua.

La rápida es una obra destinada a acercar el caudal de salida hacia el cauce del río, para la disipación de la energía cinética adquirida por el agua entre el vertedero de superficie y el pie de la rápida. El diseño de esta obra se ha compatibilizado con las dimensiones del canal de desagüe y las características topográficas a lo largo de su eje de implantación. El régimen hidráulico de esta obra es supercrítico, razón por la que será una obra que necesite de un mantenimiento proporcional al comportamiento hidrológico de la sub cuenca del río Calderas durante el período de vida útil de la presa y sus obras complementarias.

En las investigaciones geotécnicas directas se ha podido observar que en el sitio de la presa se tienen materiales rocosos fuertemente meteorizados, con profundidades que pueden alcanzar hasta 1,00 m de profundidad. Pero se tienen también afloraciones rocosas duras. Por este motivo, se retirará un estrato superficial que podrá tener un espesor promedio de 0,50 m.

Para completar y garantizar la impermeabilización del paramento de aguas arriba de la presa, teniendo en cuenta la presencia de estratos de roca prácticamente verticales (prácticamente 85°) se procederá a una campaña de inyecciones de cemento en profundidad para realizar un bloque impermeable con el plinto base de apoyo de las losas.

La impermeabilización estará garantizada con el tratamiento intersticial de relleno que afectará a un buen número de estratos. La profundidad máxima efectiva de la

impermeabilización en la parte central baja de los plintos sería de 22,50 m, con buena acción sobre las subpresiones.

La primera serie de perforaciones será de 28,00 m; la segunda serie será de 18 m; la tercera serie será de 8m. Las características se detallan en el Cuadro que sigue. El total de perforaciones será de 1.522 m.

DETALLE DE LAS PERFORACIONES

Estructura	PERFORACIONES DE 28 m	PERFORACIONES DE 18 m	PERFORACIONES DE 8 m
Plinto 1 (B= 3,00 m)	20 x 28 = 560 m	20 x 18 = 360 m	20 x 8 = 160 m
Plinto 2 (B= 2,00 m)	-	13 x 18 = 234 m	12 x 8 = 96 m
Plinto 3 (B= 1,00 m)	-	-	9 x 8 = 72 m
Vertedero	-	-	5 x 8 = 40 m
TOTALES	560 m	594 m	368 m

Fuente: Prefectura del Departamento de Tarija, Unidad de Cuencas y Recursos Hídricos.

Luego de la síntesis de las características del Proyecto de Riego Presa Calderas se procede a la aplicación correspondiente al tema.

4.1 APLICACIÓN PRESA CALDERAS

Después de un breve preámbulo de conceptos incluidos dentro del fundamento teórico que ayudan a la comprensión del tema, se iniciará la aplicación considerando a partir del planeamiento del análisis que el comportamiento de una presa, existente o en fase de diseño, frente al sobrevertido producido por una avenida de proyecto el factor tiempo resulta fundamental y los fenómenos de arrastre y deslizamiento, somero o profundo, deben considerarse de forma articulada.

El objetivo esencial es la determinación de la relación existente entre la geometría de la presa, las características de la escollera utilizada y el coeficiente de seguridad de la presa frente al deslizamiento por sobrevertido.

4.1.1 FORMULA DE RESISTENCIA

Tomando en cuenta el criterio de diversos investigadores que consideran una ecuación de tipo exponencial, la determinación de las constantes de la fórmula de resistencia para la Presa Calderas, es la siguiente:

Del gráfico ubicado en el capítulo 2 en el punto 2.4.3 PROPIEDADES DEL MEDIO POROSO, obtenemos el valor de la superficie específica en función del diámetro d_{50} .

Siendo el valor del diámetro medio correspondiente al material del cuerpo de la presa $d_{50} = 240\text{mm} = 9.45$ pulgadas obtenemos un valor de superficie específica igual a $Se = 0.635 \text{ plg}^2/\text{plg}^3$.

La determinación del índice de huecos se la realizará a partir de la relación entre la porosidad y el mencionado índice de huecos también indicada en el punto 4.3 PROPIEDADES DEL MEDIO POROSO.

Considerando que para las gravas el valor de la porosidad oscila entre el 25-40% y siendo que el enrocado o escollera es de mayor tamaño que las gravas, asumiremos un valor para la porosidad correspondiente al material del cuerpo de la presa Calderas igual a 45%.

Entonces:

$$n = 45\%$$

$$e = \frac{n}{1 - n}$$

$$e = \frac{0.45}{1 - 0.45} = 0.818$$

Habiendo obtenido los valores de índice de huecos e y superficie específica Se del ábaco propuesto por Parkin, Trollope y Lawson obtenemos un valor para el coeficiente c de la fórmula exponencial de resistencia igual a:

$$c = 0.68$$

Quedando la fórmula de resistencia para el material de enrocado del cuerpo de la presa Calderas de la siguiente forma:

$$i = 0.68 * V_d^{1.85}$$

Donde:

Vd= velocidad en pulgada/segundo

Es importante mencionar que la fórmula presentada es una fórmula determinada con un procedimiento de primera aproximación a lo que serían los verdaderos valores de las constantes c y m .

4.1.2 COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO

Dentro de los casos modelizados presentados en el apartado 2.6.3 que son los casos comúnmente mostrados en la práctica, se observan valores del coeficiente de supresión menores a la unidad; como dicho coeficiente depende únicamente del talud y éste a su vez es el que determina el campo de presiones relativas de agua, se puede verificar que a medida que aumenta el talud, el área afectada por la presión relativa es mayor.

Considerando que los taludes definidos para la Presa Calderas son 2H: 1.0V aguas arriba y 1.4H:1.0V aguas abajo se obtienen los coeficientes de supresión β a partir de la Figura N°2.21 iguales a 1 para el talud aguas arriba y 0.73 para el talud aguas abajo y, por consecuencia los valores del coeficiente de seguridad a partir de la fórmula propuesta en el apartado 2.6.4 considerando una densidad saturada de 2.2 Tn/m^3 son $F= 0.864$ para el talud aguas arriba y $F= 0.476$ aguas abajo.

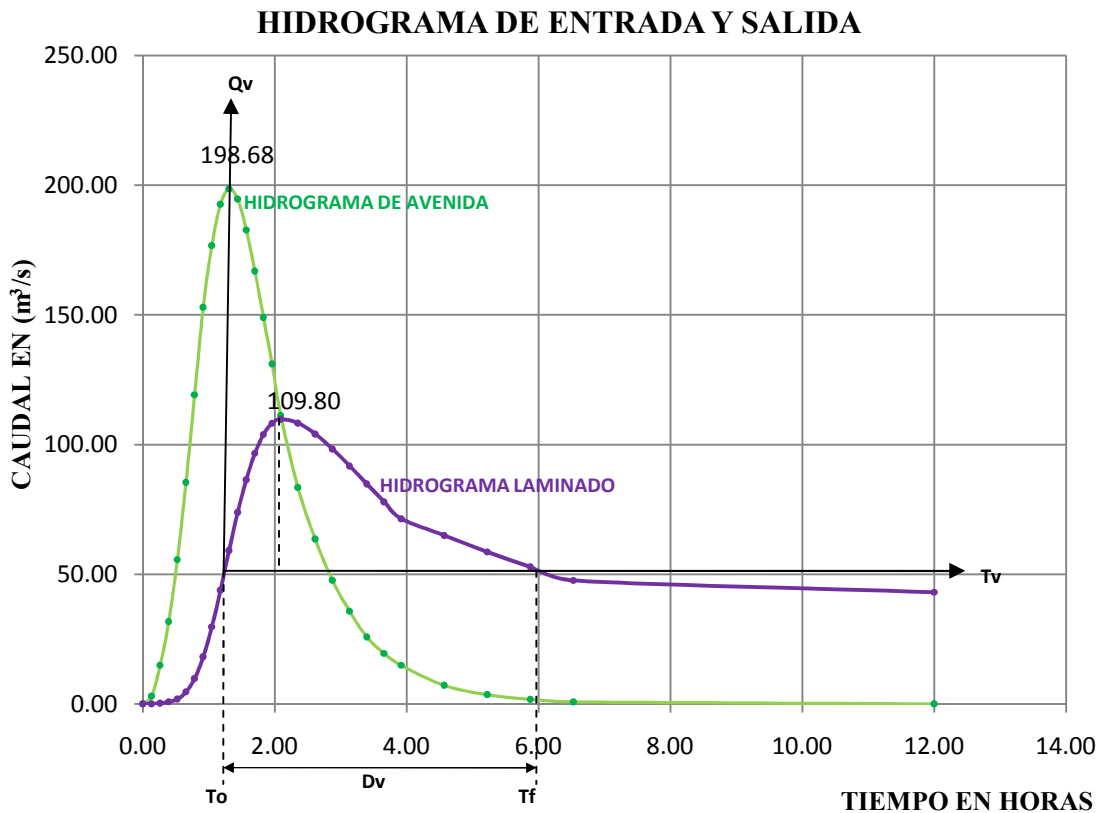
4.1.3 PROCESO DE SATURACIÓN DEL ESPALDÓN

Se analizan aquí los aspectos que han de tenerse en cuenta al analizar el proceso de saturación del espaldón y su implicación en la estabilidad de la presa Calderas.

4.1.3.1 HIDROGRAMA DE SOBREVERTIDO

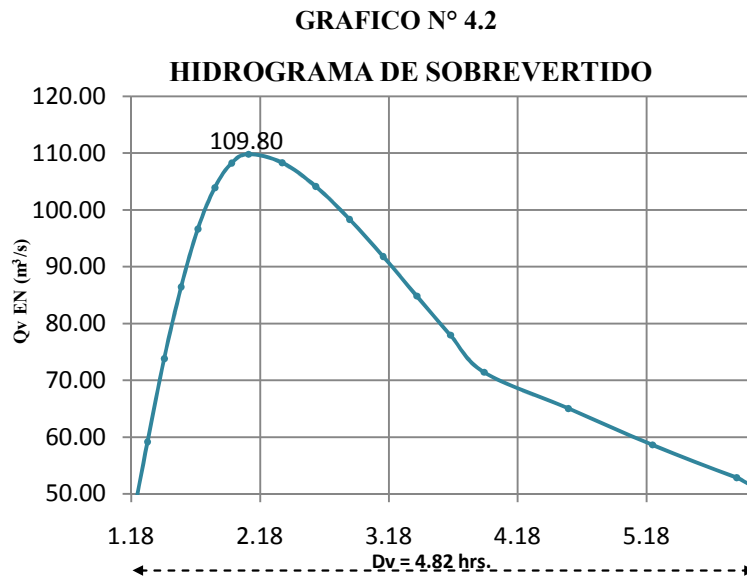
Para analizar el proceso de sobrevertido es necesario analizar la gráfica que contiene tanto el hidrograma de salida como el hidrograma laminado la cual se presenta a continuación:

GRAFICO N° 4.1



Fuente: Prefectura del Departamento

A partir de esta gráfica se puede establecer el hidrograma de sobrevertido quedando de la siguiente forma:



Fuente: Prefectura del Departamento

Para analizar la vulnerabilidad de la Presa Calderas frente al sobrevertido, es preciso determinar qué características ha de tener la avenida para que el hidrograma de sobrevertido conduzca a la rotura de la presa y estimar la probabilidad de que una avenida de esas características pueda producirse.

El hidrograma de sobrevertido obtenido ha de influir decisivamente en el predominio del fenómeno de arrastre o deslizamiento en el inicio y progreso de la rotura de la presa para lo que es importante determinar también el caudal de saturación correspondiente.

4.1.3.2 CAUDAL DE SATURACION

El ábaco que se incluye en el capítulo dos como Figura N°2.17 permite la estimación rápida del *caudal de saturación* en función de la constante c de la fórmula de resistencia para la presa Calderas determinada en la sección 2.4.5.1 del mismo capítulo y de la altura de presa que alcanza casi los 33m.

A partir de estos datos se obtiene del ábaco antes mencionado un valor del caudal de saturación para la Presa Calderas igual a $0.125 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, siendo la longitud para el talud aguas abajo de 56.70m. se estima una caudal igual a $7.1 \text{ m}^3/\text{s}$.

4.1.3.3 DIMENSIONAMIENTO

De acuerdo a los criterios de dimensionamiento expuestos en la sección 2.7 del capítulo 2, se realizará el dimensionamiento tanto de la escollera de protección como del talud adecuado para que la presa Calderas pueda resistir el fenómeno de sobrevertido cumpliéndose las condiciones de estabilidad frente al deslizamiento en masa y estabilidad superficial frente al fenómeno de arrastre.

Se considerarán los casos extremos de valores de coeficientes de estabilidad frente al deslizamiento y al arrastre, así como también se analizará el caso de un valor medio de dichos coeficientes con la finalidad de observar el rango de variación de los resultados.

Para realizar dicho dimensionamiento se requiere de las siguientes características que son los datos de entrada principales para llevar a cabo el objetivo mencionado:

- ✓ Altura de presa32.90 m.
- ✓ Ángulo de rozamiento de la escollera..... 40°
- ✓ Talud.....1,4 m.
- ✓ Longitud de coronación.....205 m.
- ✓ Caudal máximo evacuable por el aliviadero... $109.80 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Caudal máximo esperable..... $198.68 \text{ m}^3/\text{s}$

Para acondicionar la presa para que resista el sobrevertido correspondiente al exceso del caudal esperable sobre el máximo evacuable por el aliviadero, se procede del siguiente modo:

4.1.3.3 a) CASO DE SOBREVERTIDO EXTREMO

1° Entrando en el ábaco de dimensionamiento con $\phi = 40^\circ$ y adoptando un valor de $F=1$ se obtiene:

$$N_{\min,d} = 2.55$$

2° Admitiendo que el tamaño máximo de piedra que puede manejarse es de 1 m. de diámetro equivalente, y teniendo en cuenta que el caudal de sobrevertido es de $205 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que supone un caudal unitario de $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. a lo largo de los 205 m. de coronamiento entrando en el ábaco, se obtiene que el talud mínimo necesario para cumplir la condición de estabilidad frente al arrastre es claramente menor que 2.55.

3° Por tanto, el talud mínimo que permite el cumplimiento de las dos condiciones de estabilidad es 2.55, resultando limitativa de forma muy clara la condición de estabilidad al deslizamiento.

4° Para $N = 2.55$ y $q_c = 1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. el diámetro equivalente necesario es de aproximadamente 0,35 m. Para reducir el tamaño de piedra a 0,30 m. sería preciso adoptar un talud superior a 3.5, resultando obvio que la solución más económica es adoptar el talud $N = 2,55$ con un $d_s = 0,35 \text{ m}$.

4.1.3.3 b) SITUACION DE SOBREVERTIDO NORMAL

Adoptando un valor de $F=1.4$ se obtiene:

$$N_{\min,d} = 3.1$$

Para $N = 3.1$ y $q_c = 1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. el diámetro equivalente necesario es de aproximadamente 0,35 m.

4.1.3.3 c) CASO INTERMEDIO

Adoptando un valor de $F=1.2$ se obtiene:

$$N_{\min,d} = 2.9$$

Para $N=2.9$ y $q_c=1\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$. el diámetro equivalente necesario es de aproximadamente 0,35 m.

Considerando que para la zona de emplazamiento del cuerpo de la Presa Calderas no se tiene el sobrevertido como una situación normal sino más bien, como un caso extremo, se tomará para el siguiente análisis el coeficiente de seguridad frente al arrastre igual a la unidad $F_q=1$ además de que se considerará que el sobrevertido se realice a lo largo sólo de la cuarta parte de la longitud del coronamiento.

Por lo expuesto al principio de este capítulo, el efecto de compactación a aplicar en el escollero permitirá que este pueda llegar a superar los 45° para el ángulo de fricción interna o ángulo de rozamiento, valor muy superior al que se lograría con un escollero con grandes bloques, simplemente vertido y acomodado.

Dados estos escenarios, se procederá al nuevo dimensionamiento para el talud y tamaño de escollera de protección para que la Presa Calderas sea capaz de resistir un sobrevertido.

Aceptando la modificación del valor del ángulo de rozamiento ahora $\phi=45^\circ$, el talud mínimo necesario para evitar el deslizamiento de la escollera, es de:

$$N_{\min,d} = 2.2$$

Y el talud mínimo necesario para evitar el arrastre de la escollera, con las mismas hipótesis utilizadas anteriormente, es de:

$$N_{\min,a} = 2.90$$

que es mayor que $N_{\min,d} = 2.2$. Por tanto, en este caso resulta limitativa la condición de estabilidad frente al arrastre de la escollera.

En el ábaco puede observarse que para reducir de forma apreciable el tamaño de la escollera de protección es preciso aumentar enormemente el talud, por lo que resulta claro que la opción más económica es adoptar el talud mínimo que cumple las dos condiciones de estabilidad, en este caso 2.9, siendo preciso un diámetro equivalente medio de 0,3 m.

Tomando en cuenta que el sobrevertido se realice a lo largo sólo de la cuarta parte de la longitud del coronamiento, es decir, en 51.25m. de 205m. de longitud de coronamiento, se tiene un caudal de sobrevertido de $4\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ y un diámetro equivalente máximo de 0.75m. obteniendo un talud mínimo necesario para evitar el arrastre de la escollera de 3.3 lo que nos indica que, en este caso resulta limitativa una vez más la condición de estabilidad frente al arrastre.

CAPITULO V

ANALISIS DE RESULTADOS

5.1 RESULTADOS OBTENIDOS

En este capítulo se exhiben los resultados más relevantes e importantes de este proyecto.

5.1.1 DEL ESTUDIO HIDROLOGICO:

CAUDALES MEDIOS MENSUALES OBTENIDOS PARA ESTE ESTUDIO

OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP
0.119	0.228	0.403	0.482	0.380	0.317	0.067	0.011	0.004	0.003	0.010	0.029

Fuente: Elaboración Propia

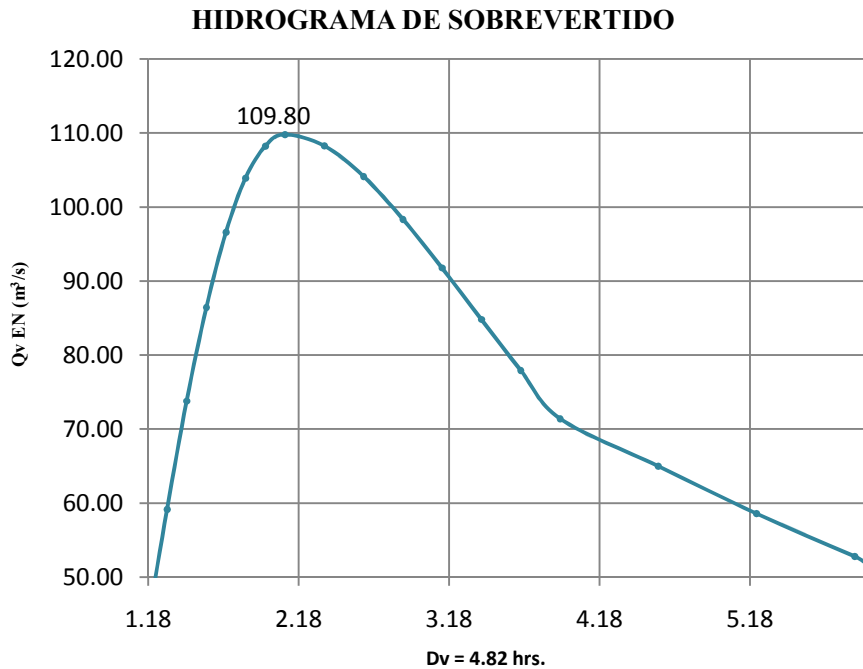
5.1.2 DE LA ESTABILIDAD DEL CUERPO DE LA PRESA:

FACTORES DE SEGURIDAD PARA DIFERENTES ESTADOS DE CARGA Y CONDICIONES DE BORDE

ESTADOS DE CARGA	TALUD AGUAS	TALUD AGUAS
	ARRIBA	ABAJO
Presa llena	1.540	1.126
Presa vacía	1.665	1.134
Desembalse rápido	1.372	1.141

Fuente: Elaboración Propia

5.1.3 DE LA APLICACIÓN:



Fuente: Elaboración Propia

Caudal de sobrevertido igual a $59.80 \text{ m}^3/\text{s}$

Duración de sobrevertido igual a 4.82 horas.

RESULTADOS DEL DIMENSIONAMIENTO

Situación de Sobrevertido	Talud N_{\min}	Caudal Unitario q_c ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)	Diámetro Equivalente d_{50} en (m.)
Caso de sobrevertido extremo con $F=1$	2.55	1	0.35
Situación de sobrevertido Normal	3.1	1	0.35
Caso intermedio	2.9	1	0.35
Caso de sobrevertido extremo con $\varphi=45^\circ$ y $F=1$	2.2	1	0.35
Caso de sobrevertido extremo con $\varphi=45^\circ$ y $Fq=1$	2.9	1	0.35

Fuente: Elaboración Propia

5.2 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

5.2.1 DEL ESTUDIO HIDROLOGICO

En el siguiente cuadro se muestran los caudales aforados por el Servicio Nacional de Hidrología y Meteorología (SENAMHI) para el Río Calderas:

CAUDAL (m ³ /seg)													
AÑO	OCT.	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	ANUA
2002	0.068	0.00	-	0.0371	-	0.0138	0.0136	0.0003	0.0003	0.0002	0.0003	0.0000	0.134
2003	0.000	-	-	0.0670	0.0004	0.4865	-	0.0001	0.0030	0.0000	0.0000	0.0000	0.557
2004	0.000	-	0.0988	0.6382	0.0691	0.0107	0.0277	-	0.0004	0.0003	-	0.0412	0.886
2005	-	-	-	0.3598	-	0.1793	0.0015	-	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000	0.541
2006	-	-	0.0000	0.2925	-	0.2225	0.2018	0.0008	0.0004	-	-	-	0.718
2007	0.003	-	0.1109	0.1947	0.0873	0.0113	0.0027	0.0031	-	-	0.0000	-	0.413
2008	-	-	-	0.7857	-	0.7390	-	0.0142	0.0091	-	0.0000	-	1.548
2009	-	-	-	1.1150	-	1.2270	-	-	-	-	-	-	2.342
MEDIA	0.018	0.00	0.0699	0.4363	0.0523	0.3613	0.0495	0.0037	0.0023	0.0001	0.0001	0.0103	0.497

Fuente: Compendio de Datos Meteorológicos SENAMHI.

Como se puede observar, los datos de caudales para el Río Calderas no son consistentes pues los aforos no se hicieron de forma periódica por lo que es de esperar un gran margen de error en la estimación de caudales tanto anuales como medios mensuales. A continuación se presenta un cuadro de caudales aforados por la entidad fiscalizadora del Proyecto de Riego Presa Calderas que es la Prefectura del Departamento de Tarija en la Unidad de Cuencas y Recursos Hídricos:

CAUDAL (m ³ /seg)													
DIA	OCT.	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	ANUAL
2009													
17/09'	-	-		-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.009
01/12'	-	-	0.046	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
07/10'	0.091	-		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22/12'	-	-	0.092	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
31/12'	-	-	0.154	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MEDI	0.091	-	0.097	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.009
2010													
26/01'	-	-	-	0.698	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MEDI	-	-	-	0.698	-	-	-	-	-	-	-	-	0.698

Fuente: Prefectura del Departamento de Tarija, Unidad de Cuencas y Recursos Hídricos.

Al observar el cuadro se puede concluir que tampoco se realizaron aforos periódicos y sólo se cuenta con el registro de dos años de los cuales se tiene datos en algunos meses y un solo día al mes; dichos meses son correspondientes a la época de lluvia.

CAUDALES MEDIOS MENSUALES OBTENIDOS PARA ESTE ESTUDIO

OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP
0.119	0.228	0.403	0.482	0.380	0.317	0.067	0.011	0.004	0.003	0.010	0.029

Fuente: Elaboración Propia

Realizando la comparación respectiva de los datos de caudales obtenidos vía precipitaciones con los escasos datos obtenidos por medio de aforos, se concluye que los datos elaborados para la realización del presente trabajo de investigación son válidos partiendo de las siguientes consideraciones:

1° Se asemejan a los datos de caudales medios mensuales aforados.

2° La falta de aforos en varios meses marca una diferencia entre los caudales calculados y los aforados.

3° Se estima que existe una diferencia del 10 – 15% entre caudales aforados y caudales calculados.

5.2.2 DEL ESTUDIO DE ESTABILIDAD

Los factores de seguridad mínimos recomendados considerando efectos de sismo y existiendo al respecto recomendaciones diversas, se presentan en el siguiente cuadro:

CUADRO N° 3.31

FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS RECOMENDADOS PARA PRESA DE ESCOLLERA

ORGANIZACIÓN	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FS	
	AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO
United States of America Corp of Engineers (USACE)	> 1.1	>1.1
ICOLD para condiciones con sismo	>1.2	>1.2
Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD)	1.2 – 1.3	1.2 – 1.3
Norma Española	1.30	1.10
Norma Americana	1.30	1.10

Analizando los factores de seguridad obtenidos para el presente proyecto vemos que son superiores a los factores de seguridad mínimos recomendados y que oscilan alrededor de los valores recomendados por las Normas Española y Americana, en cuanto a los coeficientes de seguridad frente al sobrevertido se obtiene un coeficiente igual a $F_s=1.10$ que comparado con los coeficientes obtenidos en los 32 casos modelizados cuyo resumen se encuentra en el Cuadro N° 2.1 se observa que se supera mínimamente el mínimo coeficiente requerido para la estabilidad al deslizamiento. Considerando que España con sus 1.200 presas ocupa un lugar destacado en el número de presas construidas y explotadas, sólo superada por cuatro países: EEUU, China, India y Japón. Este hecho, junto a unos comienzos tempranos en su construcción, han propiciado que España haya figurado en el grupo de países pioneros en la promulgación de normativas técnicas para el proyecto, construcción y conservación de sus presas; por lo tanto, se tiene una garantía segura de la recomendación para los coeficientes de seguridad de la Presa Calderas.

5.2.3 DE LA APLICACION

Se observa a través del hidrograma de sobrevertido que el caudal correspondiente a este fenómeno es de $59.80\text{m}^3/\text{s}$ siendo mayor al caudal de saturación estimado para el espaldón de aguas debajo de la Presa Calderas cuyo valor es de $7.1\text{m}^3/\text{s}$ en un 88% , lo cual indica que pueden darse las condiciones para que se produzca el

arrastré superficial de la escollera antes de que haya podido instalarse el campo de presiones necesario para que se produzca el deslizamiento.

En cuanto al dimensionamiento del tamaño de la escollera de protección y del talud necesario, para establecer el rango de los distintos parámetros en el que resulta limitativa la condición de estabilidad frente al deslizamiento o la condición de estabilidad frente al arrastre, cabe diferenciar las situaciones extremas en lo que se refiere al coeficiente de seguridad.

SITUACIÓN DE SOBREVERTIDO EXCEPCIONAL

El ángulo de rozamiento de la escollera, entendiendo el término escollera en sentido amplio, oscila generalmente entre 35° y 45° . El talud necesario para conseguir $F=1$ en estos dos casos es de 2.9 y 2.2 respectivamente, de forma aproximada.

Considerando $ds=1m.$ y $ds=0,7m.$ como límites máximos del diámetro equivalente medio, los taludes anteriores permiten el sobrevertido de los siguientes caudales unitarios:

N	q_c ($m^3/s/m$)	
	$ds=1m.$	$ds=0.7m.$
2.2	4.9	2.9
2.9	5.7	3.3

Vemos que se trata de caudales relativamente importantes, correspondientes a alturas de lámina entre 1,5 y 2 m. aproximadamente.

En resumen, como orden de magnitud, podemos decir que en condiciones que puedan considerarse excepcionales y/o el riesgo potencial por rotura de la presa sea bajo, admitiéndose coeficientes de seguridad igual a la unidad, tanto frente al deslizamiento como frente al arrastre, la condición de estabilidad frente al deslizamiento resulta limitativa para caudales de sobrevertido de hasta unos 3 a 5 $m^3/s/m.$, lo que corresponde a alturas de lámina del orden de 1.5 a 2 m.

SITUACIÓN DE SOBREVERTIDO NORMAL

Para valores de ϕ entre 35° y 45° los taludes necesarios para que el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento sea $F=1,4$ son aproximadamente 38 y 2.85 respectivamente.

Los caudales de sobrevertido admisibles, obtenidos dividiendo los que se extraen del ábaco de dimensionamiento entre el coeficiente de seguridad $Fq = 2$, son

N	q_c ($m^3/s/m$)	
	ds=1m.	ds=0.7m.
2.85	2.8	1.7
3.8	3.2	1.9

Por tanto, en este caso la condición de estabilidad frente al deslizamiento resulta limitativa para caudales de sobrevertido de hasta unos 1,5 a 3 $m^3/s/m$., que se corresponden con un rango de alturas de lámina entre 1 y 1,6 m.

En la siguiente tabla se resume todo lo anterior:

SITUACIÓN DE SOBREVERTIDO	CONDICIÓN DE ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO LIMITATIVA	
	CAUDAL DE SOBREVERTIDO	ALTURA DE LAMINA
Excepcional	$q < 3$ a $5 m^3/s/m$	$h < 1.5$ a $2m$.
Normal	$q < 1.5$ a $3 m^3/s/m$	$h < 1$ a $1.6 m$.

La oscilación dentro de los rangos indicados que marcan el límite dependen de cuál sea el ángulo de rozamiento de la escollera y el máximo tamaño de escollera factible.

Se observa que con alturas de lámina menores que 1m. la condición limitativa será siempre la de estabilidad al deslizamiento, y lo mismo sucede con la condición de estabilidad frente al arrastre para láminas de más de 2 m. Para láminas intermedias

la condición que resulta limitativa depende de que la situación sea normal o extraordinaria y de los valores de los parámetros dominantes.

Los límites indicados son meramente orientativos, pero queda claramente de manifiesto que en un número elevado de casos la condición que gobierna el talud necesario para que no se produzca el fallo es la de estabilidad al deslizamiento.

En esos casos cualquier sistema que evitará la saturación del espaldón de aguas abajo durante el sobrevertido conduciría a una reducción del talud necesario, que sería entonces el preciso para cumplir la condición de estabilidad frente al arrastre.

Analizando los resultados obtenidos del dimensionamiento para $F=1$ y $Fq=1$, los valores del talud igual a 2.9, con su correspondiente caudal unitario igual a $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. y un diámetro equivalente máximo de 0.35 m. nos indican que dichos valores se encuentran dentro del rango limitativo del para caudales de sobrevertido en una situación excepcional ya que cumplen con la condición de ser menores tanto en caudal de sobrevertido como en altura de lámina vertida.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Finalizado el presente proyecto, se destacan las siguientes consideraciones y conclusiones:

- ✓ Se considera para fines prácticos que el movimiento del agua a lo largo del talud de aguas abajo de la Presa Calderas es permanente.
- ✓ El movimiento de aproximación del agua hacia el coronamiento de la presa se produce en régimen lento pero a causa de la intensa pérdida de energía que se produce, a medida que el agua se acelera sobre el talud de aguas abajo, el régimen uniforme se alcanza mucho más rápidamente.
- ✓ Está garantizado que a lo largo del talud aguas abajo el movimiento será turbulento.
- ✓ La influencia del talud sobre el caudal de saturación es despreciable por lo que concluimos que el caudal de saturación del espaldón de una presa de escollera no depende del talud, dicho de otra manera, no está en función del talud.
- ✓ Los materiales cohesivos tienen una resistencia mucho mayor que los materiales granulares; es así que el material cohesivo adecuadamente compactado ha demostrado resistir durante un tiempo apreciable vertidos de relativa importancia.
- ✓ Entre los dos mecanismos básicos de rotura analizados y estudiados, el más importante llega a ser el mecanismo de deslizamiento en masa ya que cuando el caudal de sobrevertido supera rápidamente el caudal de saturación de una presa inmediatamente se hace presente dicho mecanismo

no dando lugar al proceso de saturación del espaldón y el correspondiente arrastre de partículas.

- ✓ Se considera para la zona de emplazamiento de la Presa Calderas la situación de sobrevertido como un caso excepcional ya que a partir de la información proporcionada por comunarios de la zona, la época de lluvias trae consigo lluvias moderadas habiéndose suscitado en algunos años crecidas del Río Calderas moderadamente considerables. Además, a partir de las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia obtenemos que la intensidad en milímetros hora para un $T=1000$ años es de 51.4mm lo que equivale a 0.0514m. lo cual nos ayuda a entender que es poco probable que pueda presentarse una avenida mayor a la considerada para el estudio ya que el riesgo de ocurrencia de dicho evento es de 5.83% de valor.
- ✓ Para evitar el fenómeno de arrastre, aún con escollera superficial de tamaño relativamente grande, es preciso adoptar taludes de aguas abajo suaves como lo son los taludes mayores a 5.
- ✓ Para evitar la rotura de una presa de escollera por vertido sobre coronamiento, las medidas deben encaminarse a la protección del pie de presa, del perímetro de contacto con el terreno de apoyo y del propio coronamiento.
- ✓ El hidrograma de sobrevertido presenta pendientes relativamente fuertes por lo que puede decirse que las condiciones para que se produzca el arrastre superficial de la escollera, antes de que haya podido instalarse el campo de presiones necesario para que se produzca el deslizamiento, están dadas.
- ✓ Se concluye que el cuerpo de la Presa Calderas es estable considerando solamente los tres estados de carga comunes como son: presa llena, presa vacía y desembalse rápido, como lo demuestra su estudio de estabilidad,

así como también lo demuestra el tomar en cuenta la siguiente consideración: El estudio de estabilidad mencionado se realizó considerando un ángulo de rozamiento igual a 40° para la escollera; pero a lo largo de este trabajo de investigación se afinó el dato de este ángulo llegando a ser igual o mayor a 45° , esto debido al efecto de compactación. Por lo que en caso de realizarse el estudio de estabilidad de taludes de la presa tomando como valor para el ángulo de rozamiento 45° se espera que los factores de seguridad de los taludes sean mayores a los obtenidos con un ángulo de 40° asegurando todavía más la estabilidad del cuerpo de la presa.

- ✓ Dados los resultados del dimensionamiento de seguridad y resistencia al sobrevertido para la Presa Calderas, se concluye que para garantizar en un 100% la seguridad de la misma frente a los dos mecanismos básicos de rotura por sobrevertido, las condiciones no están dadas, aunque están presentes varios aspectos que permiten que la mencionada presa tenga cierta garantía. En primer lugar, el efecto de compactación que tiene la presa es un factor fundamental para mayorar el ángulo de rozamiento lo que permite la disminución del talud aguas abajo y del tamaño de escollera equivalente o diámetro equivalente pues se espera alcanzar valores mayores a 45° para dicho ángulo esto gracias a la ayuda de la maquinaria como cilindros vibratorios o compactador vibratorio manual. Ver imagen en ANEXO N° 4. En segundo lugar, la consideración del fenómeno de sobrevertido para la Presa Calderas como una situación excepcional permite disminuir los coeficientes tanto de seguridad al deslizamiento como de arrastre a la unidad, reduciéndose también el talud aguas abajo y el tamaño de la escollera de protección por resultar un caudal de sobrevertido relativamente moderado lo cual podría conseguir una importante economía. Aunque todavía no se tiene estudios realizados que propongan un procedimiento para cumplir dicho objetivo.

- ✓ Es de esperar que en el cuerpo de la Presa Calderas específicamente en el talud de aguas arriba, ya se encuentre instalado un campo de presiones intersticiales debido a la crecida que alcanzó 14m. de presa construida, la pasada época de lluvia ya que el mismo todavía se encuentra sin la pantalla impermeabilizante de H°A° pues actualmente se halla en preparación el material para las capas de transición y apoyo de la pantalla, lo que acoplado al bajo coeficiente de seguridad frente a sobrevertido, a taludes pequeños y a diámetro medio limitado representa una latente probabilidad de falla en caso de producirse una avenida mayor a la esperada.

- ✓ En caso de ocasionarse la presencia de una avenida mayor a la considerada en el diseño y por consiguiente el fenómeno de sobrevertido, la zona más afectada sería la que se encuentra aguas abajo de la Presa Calderas a la que pertenecen comunidades como: Caldera Chica, Hornos, Curuyo, Gamoneda, Santa Ana Barbecho y Santa Ana Baja, estas tendrían pérdidas que, dependiendo de la magnitud de la avenida y consiguiente sobrevertido además de posible rotura de la presa, podrían ser considerables lo que incluiría pérdidas humanas, como también moderadamente considerables lo que incluiría pérdidas de hectáreas de cultivo u otros bienes pertenecientes a los comunarios beneficiados con el Proyecto de Riego Calderas.

- ✓ En la última visita realizada al Proyecto Presa Calderas el ingeniero superintendente de obra aclaró que los taludes del cuerpo de la presa con los que está siendo construida fueron modificados a 1.8H:1V aguas arriba y 1.6H:1V aguas abajo, siendo considerados en el diseño final taludes 2H:1V aguas arriba y 1.4H:1V aguas abajo, se observa que se aumentó el ángulo en el talud aguas arriba para suavizar el ángulo del talud aguas abajo.
Se concluye de esta situación que la Presa Calderas a pesar de la modificación de sus taludes continua siendo vulnerable al fenómeno de

sobrevertido ya que la modificación realizada no fue considerable; por lo tanto se espera que realizando el análisis de estabilidad frente al sobrevertido se obtengan valores del coeficiente de seguridad ligeramente mayores a los determinados con los taludes del diseño final lo cual no garantiza la seguridad frente al sobrevertido pues los valores ya determinados son muy bajos, razón por la cual se omitió en el análisis de estabilidad el análisis de los taludes con los que está siendo construida la presa.

- ✓ Luego de la consideración de diversos aspectos, se concluye que la Presa Calderas tiene una probabilidad del 94.17% de que no se presente el fenómeno de sobrevertido, pero en caso de suscitarse dicho evento se estima que la presa no está completamente preparada para resistirlo pues si bien tiene ventajas como tener ángulo de rozamiento moderadamente alto y buena compactación, tiene un riesgo de rotura que está entre **0- 0.5%** dato obtenido de las estadísticas presentadas como referencia en el “Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses” (RTSP) en España y aunque este riesgo es mínimo está basado en una probabilidad lo cual indica que podría ocurrir. Para que la presa Calderas esté garantizada ante el sobrevertido inesperado causado por una gran avenida, ésta debería cumplir con el diámetro y tamaño de escollera de protección estimados en el capítulo 4.

- ✓ Para que la presa Calderas cumpla con el diámetro y tamaño de escollera de protección estimados y de esa manera sea resistente a un sobrevertido el volumen de material granular o escollera debe incrementarse alrededor de un 67% lo cual significa un aumento importante en la economía de la misma por lo que se requiere de una revaluación minuciosa de costos para minimizar en lo posible los gastos asociados a esta situación ya que de no ser así se pondría en riesgo la viabilidad económica de la presa.

Dadas las estadísticas según ICOLD (Comité Internacional de Grandes Presas) la probabilidad de rotura de presas era del 2% en las presas construidas antes de 1950 y del 0.5% para las construidas en el periodo 1951-1986. En la última década del siglo, este porcentaje ha descendido al 0.2%.

Si bien el riesgo de rotura es pequeño, daños que estos sucesos producen pueden ser muy grandes.

La sociedad exige una mayor calidad de vida y a veces no asume la construcción de nuevas presas, quizás porque son riesgos impuestos y no buscados, y porque los más afectados –traslados de poblaciones, pérdidas de propiedades y riesgos aguas abajo– no son siempre los beneficiarios directos.

La rotura de una gran presa es un acontecimiento que trasciende y traspasa sus propias fronteras; es un hecho una repercusión universal e ahí la importancia de su estudio.

RECOMENDACIONES

Ya que el mayor riesgo de una presa de materiales sueltos es el vertido por el coronamiento las recomendaciones vertidas están más encaminadas al espaldón de aguas abajo de la presa Calderas:

Ya que la protección prevista para el talud aguas debajo de la presa Calderas es un zampeado de grava con arcilla, para una mayor protección ante el arrastre superficial de partículas se recomienda el tratamiento y la colocación de cubierta vegetal.

Actualmente se encuentra en estudio una medida de protección para el pie de la presa que consiste en la colocación de un repié de escollera formado por una berma aguas abajo del espaldón de la presa principal de la misma anchura que la coronación de la presa.

Se recomienda el uso de geosintéticos para el control de erosión superficial debida a precipitaciones o desbordes limitados. El uso de geosintéticos junto con la antes

mencionada cobertura vegetal puede mejorar bastante la resistencia a la erosión y reducir la formación de cárcavas debido a la escorrentía localizada en el espaldón o paramento aguas abajo. Geomallas y esteras también se recomiendan para proporcionar medidas de seguridad contra desbordes.

Aunque los taludes aguas abajo y aguas arriba y la corona de la presa estén protegidos contra la erosión se forman escurrideros desagradables que generalmente aparecen a lo largo de la intersección del talud aguas abajo con las laderas. Para controlar esta situación se recomienda la construcción de cunetas a lo largo de dicha intersección que se pueden formar con cantos o roca de la usada en el recubrimiento del talud de aguas abajo. Si el talud de aguas abajo se siembra deberá construirse una cuneta de concreto, de asfalto o de mampostería seca.