

PROCIVIL INGENIERIA LTDA.
HUELEN 207 OF. B - PROVIDENCIA
FONOS: 2360325 - 2358656
SANTIAGO - CHILE

COMISION NACIONAL DE RIEGO

TALLER REGIONAL DE DISCUSION Y ANALISIS DE LA LEY Nº 18.450

REGION DEL MAULE

TEMA: "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS DE ACUMULACION
ESTACIONAL Y DE REGULACION NOCTURNA"

EXPOSICION TECNICA



J. Carlos Croxatto O.
Ingeniero Civil

U. de Talca, 26 de Octubre de 1994

INDICE TEMATICO

	<u>Pág.</u>
Alcance general.	1
1.- Hidrología de la fuente de agua.	2
A.- Primer aspecto hidrológico: Seguridad de abastecimiento.	2
B.- Segundo aspecto hidrológico: Estudio de las crecidas.	2
B.1.- Importancia, riesgo y periodo de retorno (TR).	2
B.2.- Periodos de retorno para el diseño.	3
B.3.- Métodos usuales para calcular la crecida.	4
B.3.1.- Método directo.	4
B.3.2.- Métodos indirectos para cálculo de crecidas.	5
B.3.2.1.- Traslación espacial.	6
B.3.2.2.- Fórmula racional.	6
B.3.2.3.- Hidrograma unitario sintético.	7
B.3.2.4.- Curvas envolventes.	8
C.- Amortiguación de la crecida en la laguna del embalse.	9
2.- Emplazamiento del muro.	11
2.1.- Relación agua/muro.	11
2.2.- Características geotécnicas generales de la fundación del muro y la cubeta.	12
3.- Dimensionamiento del muro.	13
3.1.- Parámetros básicos: Altura, volumen, costo.	13
4.- Diseño de la obra.	14
4.1.- Elementos típicos de un muro de presa.	14
4.2.- Elección del material del muro.	15
4.3.- Estudio de empréstitos y su explotación.	15
4.4.- Prospecciones.	16
4.4.1.- Fundaciones en muros nuevos.	16
4.4.2.- Caso de muros existentes con proyecto de peralte.	18
4.5.- Aspectos principales del diseño del muro.	19
5.- Especificaciones constructivas.	27
6.- Norma de operación y mantención.	28
7.- Dirección General de Aguas.	28
8.- Aspectos mínimos exigibles a los proyectos de embalses estacionales.	28

Alcance general:

Exposición sinóptica del tema de proyectos de embalses, elaborados según la Ley 18450. Enfoque de exposición solamente en los aspectos más relevantes para la seguridad de la obra, sin pretender ser exhaustivo en este tema, dada su amplitud.

Tener presente que el tema de los embalses, atañe a varias especialidades de la ingeniería civil, las más destacables son:

- hidráulica e hidrología,
- mecánica de suelos;
- estructuras y
- métodos de construcción.

Con respecto a estas obras, se hace mención de los problemas más frecuentes y sus soluciones o las metodologías que son de dominio público para ingenieros proyectistas del rubro; además el conocimiento de la existencia de estos problemas, hace posible recurrir oportunamente a los especialistas de cada tema; lo cual es muy recomendable, especialmente en problemas de mecánica de suelos que requieren de una particular experiencia.

Antes de entrar en materia, conviene tener presente uno de los principios orientadores del proyectista: Un proyecto bien elaborado, es aquel que detecta y resuelve los problemas técnicos a nivel del estudio, adelantándose a la construcción. No se deben transferir a la etapa constructiva problemas que debiera resolver el proyecto; porque, o el asunto no se resolverá o bien será a un alto costo. Puede ocurrir que la obra quede abandonada, o bien quedará limitada la capacidad del embalse a un volumen inferior al que fue proyectado, o bien el muro colapsará produciendo grandes daños.

Contenido específico:

- Hidrología y crecidas
- Dimensionamiento general del embalse
- Estudios de mecánica de suelos
- Algunos aspectos de diseño del muro y obras anexas.
- Especificaciones constructivas
- Otros.

c:\JCC-d101\tranques

1.-

1.- Hidrología de la fuente de agua.

A.- Primer aspecto hidrológico: Seguridad de abastecimiento.

Se requiere:

Analizar el rendimiento hídrico de la fuente, ya sea río o quebrada de escurrimiento estacional.

- Bases aceptan el uso de fórmulas semiempíricas para cuencas menores; (existen varias fórmulas: Peñuelas; Coutagne; Turc; Wundt y otras).

Es importante verificar previamente su validez para la zona del proyecto y usar los factores adecuados de distribución mensual del caudal medio anual calculado con las fórmulas.

- En cuencas de más grandes es posible emplear estadísticas de caudales medios mensuales en cauces cercanos, con características hidrológicas similares a la de interés; luego transponer los caudales medios mensuales, según la razón de áreas tributarias entre la cuenca controlada y la de interés.

B.- Segundo aspecto hidrológico: Estudio de las Crecidas.

B.1.- Importancia; Riesgo y Periodo de Retorno (TR).

Aspecto muy serio de analizar para la seguridad de toda la obra. Todos los embalses están expuestos a crecidas, y éstas serán mayores en la medida en que tengan una hoya tributaria con mayor superficie; (a partir de los 2 km² de hoya es necesario poner especial atención al cálculo de la crecida).

Una crecida que exceda la de diseño de las obras de evacuación obliga al agua a pasar por encima del muro; si éste es de tierra, lo más probable es que se destruya; si es de enrocado, puede producir daños de menor gravedad o bien colapsarse; y al estar lleno el embalse, el agua almacenada escapa bruscamente en forma de ola a gran velocidad.

Se debe escoger un periodo de retorno para el evento hidrológico. Esta es la probabilidad de que no falle durante su vida útil, debido a una crecida y exige que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada para el proyecto de su vertedero.

La probabilidad de falla del embalse o Riesgo, se calcula mediante la expresión siguiente:

2.-

- (TRANSPARENCIA Nº 1) -

RIESGO TOTAL DURANTE TODA LA VIDA UTIL DEL PROYECTO

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n$$

R = Probabilidad de falla o riesgo.

T = Periodo de retorno en años.

n = Vida útil del embalse en años.

Así, p. ej.-

- Para un embalse con vida útil de 50 años, el que se produzca un evento hidrológico que supere la crecida de diseño, una vez durante su vida útil, conlleva el siguiente riesgo:

PERIODO DE RETORNO	RIESGO TOTAL (%)
1 en 100 años	40 %
1 en 250 años	18 %
1 en 500 años	10 %
1 en 1.000 años	5 %

De estos valores se desprende que el riesgo existe, puede ser elevado y nunca debe menospreciarse.

B.2.- Periodos de retorno para el diseño. (TR)

Criterios de selección del período de retorno del evento hidrológico; es necesario considerar que si la crecida excede la capacidad del vertedero, se destruye el muro de tierra con los consiguientes daños humanos y materiales.

- (TRANSPARENCIA Nº 2) -

PERIODOS DE RETORNO PARA DISEÑO

TAMAÑO DE OBRA	SE PROPONE COMO MINIMO
Tranques chicos de menos de 5 metros de alto y volumen hasta 50.000 m3	T.R: 1 en 100 años
Embalses con alturas de 5 a 10 metros y volumen almacenado de 50.000 a 500.000 m3:	T.R: 1 en 250 años
Embalses de alturas superiores a 10 m y con capacidad mayor a 500.000 m3:	T.R: 1 en 500 años
Embalses más grandes, requieren de estudios específicos:	TR superiores a 1 en 1.000 años.

3.-

Muros de enrocado y hormigón:

En el caso de embalses de enrocado o de hormigón, el criterio es menos exigente; ya que suelen resistir alguna crecida sobre el muro de presa. Dependerá de las características de la obra.

Otros condicionamientos que debe tener presente el proyectista:

- Tamaño de la cuenca en que se emplaza el muro y la eventual ocurrencia de crecidas ocasionadas por el derretimiento de nieves en cuencas nivopluviales, cuando la isoterma sube bruscamente aumentando varias veces superficie de la cuenca que produce escorrentía;

- Crecidas del tipo aluvionales o por deslizamiento de laderas saturadas de agua.

- Entuales crecidas que pueda ocasionar la rotura de otro embalse ubicado más arriba en la misma cuenca de interés o de algún canal que pueda desbordar hacia la cuenca.

B.3.- Métodos usuales para calcular la crecida:

B.3.1.- Método directo.

Corresponde a: Análisis de estadísticas de caudales máximos instantáneos si existieran en el cauce en que se emplazará el muro de presa. Se requieren al menos una serie anual de 20 años de estadística de crecidas máximas anuales, para su uso como base representativa de extrapolación.

Los valores estadísticos se ordenan de mayor a menor, se les asigna una probabilidad de ocurrencia, mediante las fórmulas más típicas: Hazen ó Weibull

- (TRANSPARENCIA Nº 3) -

FORMULAS HABITUALES RECOMENDADAS

	PERIODO DE RETORNO	PROBAB. DE EXCEDENCIA
Hazen:	$2 N / (2 m - 1)$	$(2 m - 1) / 2 N$
Weibull:	$(N + 1) / m$	$m / (N + 1)$

En que: N = cantidad de datos
m = número de orden en la muestra

4.-

Etapa siguiente: el ajuste gráfico:

Se grafican los datos del evento hidrológico vs su probabilidad de ocurrencia, linealizando su gráfica, a fin de facilitar su extrapolación. Para esto emplear, para precipitaciones preferentemente papel log-normal ó normal; y para caudales usar papel Gumbel o Valores Extremos Tipo I.

Métodos alternativos; Ajuste a modelos probabilísticos:

También es posible usar un modelo probabilístico que represente adecuadamente la muestra; los más típicos son:

- Valores extremos tipo I ó Distrubución Gumbel.
- Distribución empírica Log Pearson III
- Distribución probabilística Normal
- Distribución probabilística Log-Normal

B.3.2.- Métodos indirectos para cálculo de crecidas.

Otros métodos corresponden a los indirectos, es decir se estima la escorrentía a partir de una precipitación intensa, ya que en cauces de menor importancia generalmente no existe esta información estadística o es muy corta, por eso se suele recurrir a métodos indirectos. Los análisis estadísticos para calcular precipitaciones con TR superiores a 1 en 100 años, son enteramente similares a los ya señalados para los métodos directos.

Consideraciones especiales para aplicar este tipo de métodos:

- La estimación correcta de la intensidad de precipitación.

Los parámetros estadísticos: intensidad (mm/hr); duración del fenómeno (hrs) y su frecuencia o probabilidad de ocurrencia, están relacionados entre sí.

A mayor intensidad de precipitación, menor duración de la lluvia ó tormenta y menor frecuencia. O sea las estadísticas no hacen más que explicitar este hecho de orden naturaleza; por tanto es necesario escoger adecuadamente la intensidad, su duración y período de retorno o frecuencia. Para esto existen las estadísticas en la forma de curvas IDF o curvas intensidad-duración-frecuencia, en varios puntos representativos del país.

Es posible extrapolar las precipitaciones máximas en 24 hrs con TR de 10 años, a otras duraciones y frecuencias, empleando los denominados "coeficientes generalizados". Son expresiones del tipo:

COEFICIENTES GENERALIZADOS

$$P_{\frac{T}{d}} = K \cdot P_{\frac{10}{24}} \cdot CD_{\frac{10}{d}} \cdot CF_{\frac{T}{d}}$$

En que:

T = Período de retorno en años.

d = duración en hrs

K = coeficiente 1,1 para pasar de la precip. máxima en 24 hrs a la máxima absoluta en 24 hrs.

P(10;24) = Precip. máxima en 24 hrs con TR: 10 años.

CD(10;d) = Coef. duración = razón entre lluvia de duración "d" hrs y lluvia máxima absoluta en 24 hrs.

CF(T;d) = Coef. frecuencia para TR = T años y duración "d" hrs = es la razón entre la lluvia de TR: T años y la lluvia de TR=10 años, ambas de duración "d" hrs.

B.3.2.1.- Traslación espacial:

Asimismo es posible su traslación espacial apoyados en información de isoyetas en todo el país, con baja probabilidad de ocurrencia, para lo cual existen estas curvas oficiales elaboradas por la DGA, con precipitaciones máximas en 24 hrs, 48 y 72 hrs, con períodos de retorno de 1 en 10 años. El punto de interés para ubicar la cuenca del embalse, se compara con otro punto de valores conocidos, y su cociente se emplea para trasladar el valor de precipitación a la zona de interés, con la ponderación que sale de las isoyetas.

B.3.2.2.- Fórmula racional.

Uso para cuencas muy pequeñas, de tamaño máximo: 10 km².

$$Q = C \times I \times A$$

- Q = Caudal instantáneo máximo cuando toda la cuenca está aportando escorrentía directa al punto de salida de la cuenca.

- A = Area aportante: definida normalmente sobre los planos a escala 1:50.000 del IGM.

- C = coeficiente de escorrentía, depende de algunas características de la cuenca, tales como: pendiente, cobertura vegetal o capacidad de retención de agua, longitud del cauce principal, estado de saturación inicial de la cuenca, etc. Puede variar entre 0,20 y 0,80. (Ver Manual de Carreteras MOP).

- I = Intensidad de precipitación, según el valor adoptado para la frecuencia y duración de la misma. Dicha duración debe ser igual o superior al tiempo de concentración de la cuenca, ya que éste corresponde al tpo. que tarda la gota más alejada de la salida de la cuenca, en llegar a ella. De esto modo, a partir del tpo. de concentración, se tendrá toda la cuenca aportando escorrentía directa al punto de salida.

Cálculo del tiempo de concentración de la cuenca.

i).- Caso de Cuencas medianas sobre 20 há y grandes; según el U.S. Soil Conservation Service:

- (TRANSPARENCIA Nº 5) -

$$T_c = 0,95 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

Tc en hrs

L = dist. en km de la salida al pto alto más alejado de la cuenca
H = desnivel en mts entre salida de cuenca y pto. alejado más alto.

ii).- Cuencas chicas de hasta 200 há. Expresión de Giandotti

$$T_c = \left(4 \sqrt{A} + 1,5 L \right) / \left(0,8 \sqrt{H} \right)$$

Tc = Tpo. de concentración en hrs.

A = Superf. cuenca en km²

L = Longitud del cauce ppal. en km.

H = Diferencia de cota en mts. entre pto. medio y salida de cuenca.

(Ver Manual de Carreteras del MOP Tomo 3 Hidrología).

B.3.2.3.- Hidrograma unitario sintético.

Rango de tamaños de cuencas intermedias menores a 5.000 km² con escurrimiento permanente.

- (TRANSPARENCIAS Nº 6, 7 y 8) -

Este es un hidrograma específico (Q vs Tpo), deducido de una lluvia efectiva unitaria de 1 cm, de intensidad cte., distribuida espacialmente en forma homogénea y de duración determinada. Para cuencas chilenas de la zona central se han determinado expresiones empíricas para estimar el hidrograma unitario en función de la geometría y topografía de la cuenca; estas se refieren a:

T_p = tpo de retraso entre el centroide de la precipitación y el peak del caudal generado.
 Q_p = valor máximo en caudal/km² de cuenca, es la producción específica de 1 cm de precipitación.
 B = tpo base del hidrograma en hrs.

Además se requiere de los datos fisiográficos de la cuenca, los cuales se pueden extraer de planchetas a escala 1:50.000 del IGM.

(Ver expresiones T_p ; Q_p ; y B Manual de Carreteras MOP Cap#3).

En este método, se debe estimar un caudal base, y éste se añade al calculado para la crecida mediante el H.U.S. Para lluvias de diferentes duraciones, se deben superponer los hidrogramas unitarios desfasados en el tiempo "tu", que es la duración de la lluvia efectiva de 1 cm. Así el HUS es un operador lineal que permite obtener el caudal para cualquier intensidad de lluvias y además permite prolongar la duración de la tormenta superponiendo hidrogramas indefinidamente.

Si la tormenta es larga, varias horas, se debe calcular la crecida más desfavorable ocasionada al variar la intensidad de precipitación con énfasis al inicio, al centro o hacia el final de la tormenta, para obtener la situación más desfavorable; para esto existen estudios estadísticos de la marcha de la intensidad durante el desarrollo de tormentas típicas, especialmente en la cuenca del Maule.

(Ver: VII Congreso Nacional de Ingeniería Hidráulica. 1985
 "Distribución porcentual de las precipitaciones de duración de 12 a 72 hrs" Benítez- F.Verni)

Asimismo debiera incluirse la filtración durante la tormenta, a tasas de aproximadamente 2 a 4 mm/hr en función del tipo de suelo predominante. (Ver: Hidrología- Linsley, Paulus y Kolher).

B.3.2.4.- Curvas envolventes.

Uso de funciones desarrolladas para rendimientos máximos por km², en cuencas controladas, en función de su superficie, en varias zonas hidrológicas del país. Se obtienen valores para fines de proyecto y comparativos. Son del tipo:

- (TRANSPARENCIA Nº 9) -

CURVAS ENVOLVENTES

$$Q = K \times S^n$$

En que: S = Area tributaria

K y n son parámetros a determinar según cada investigador.

Sus resultados pueden exagerar los caudales reales.

8.-

En cambio, los mejores resultados los entrega otro método:

- Fórmula de Verni-King: Caudal peak, para cualquier TR.-

$$Q = 0,00615 \times P^{1,24} \times S^{0,88}$$

En que:

Q = Caudal instantáneo máximo en (m³/s).

P = Precipitación total máxima en 24 hrs expresada en (MM) correspondiente al TR escogido.

S = Hoya tributaria en (Km²)

(Fuente: Trabajo presentado en el III Coloquio Nacional de las Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica 1977.)

Como recomendación general, conviene emplear más de un método, para comparar, y adoptar el más conservador, cuando se trata de cuencas importantes, mayor a 10 km² en la zona central.

C.- Amortiguación de la crecida en la laguna del embalse.

Para determinar el caudal que efectivamente evacuará el vertedero, se deberá estudiar la amortiguación de la crecida determinada antes, a fin de evitar sobredimensionar el vertedero. La crecida que ingresa a la laguna es un caudal de entrada que se transforma en una altura de agua; esta altura constituye una carga hidráulica que permite descargar un determinado caudal sobre el vertedero. Para diferentes largos de vertedero se obtendrán diferentes caudales de salida.

Ejemplo resumido de un caso real en un embalse de la Sexta Región.

Tiempo de concentración: 0,5 hrs.

Intensidad de precipitación, para duraciones mayores al T_c, de 40 mm/hr con TR = 100 años. Calculada con la fórmula de Bell para duraciones de tormenta menores a 1 hr.

Superficie a embalse lleno 10 hás;

Volumen máximo sin verter: 500.000 m³

AMORTIGUACION REAL DE LA CRECIDA EN UN EMBALSE DE 500 MIL M3

 SUPERFICIE INUNDADA SOBRE VERTEDERO S (m2) = 0,2 x VOLUMEN (m3)
 CAUDAL DEL VERTEDERO Q = MxLx V^{1,5} / 2g x h^{1,5} = 0,4 x 2,5 x 4,43 x h^{1,5}
 INTERVALOS DE 10 MIN. = 4,43 x h^{1,5}

CALCULO DE LA CRECIDA CON FORMULA RACIONAL Q = C x I x A

C = 0.75

A = 2.55 Km2

I = 30 MM/HR

TR = 100 AÑOS

DURACION DE TORMENTA: 1 HR > Tc

Tc = 0,34 HRS = 20 MIN

Q = 16 M3/S

VOLUMEN EMBALSE (M3)	CAUDAL ENTRADA (M3/S)	VOLUMEN INGRESADO EN CADA INTERVALO (M3)	ALTURA DE AGUA SOBRE VERTED. (M)	CAUDAL SOBRE VERTEDERO (M3/S)	VOLUMEN VERTIDO EN CADA INTERVALO (M3)
500000	16	9600	0.1	0.14	84
509516	16	9600	0.19	0.37	222
518894	16	9600	0.27	0.62	372
528122	16	9600	0.36	0.96	576
537146	16	9600	0.44	1.29	774
545972	16	9600	0.51	1.61	966
554606	12	7200	0.56	1.86	1116
560690	6	3600	0.57	1.91	1146
563144	0	0	0.56	1.86	1116
562028	0	0	0.55	1.81	1086
560942	0	0	0.54	1.76	1056
559886	0	0	0.53	1.71	1026

El descenso del caudal de ingreso se prolonga después del término de la tormenta hasta completar el tiempo Tc = 20 minutos, es el requerido por el transporte del agua que drena hacia el embalse.

El caudal máximo se dio después de terminar la tormenta de lluvia, con 1,91 m3/s. El vaciamiento del vertedero continúa pero con caudales menores.

Lo más destacable es que el caudal de salida desciende mucho respecto al de entrada, al considerarse este efecto regulador; pueden estar en relación: 1 a 5, 1 a 10 ó más. Conviene usar intervalos de tiempo pequeños para el cálculo, cada 5 ó 10 minutos para validar resultados.

2.- Emplazamiento del muro.

2.1.- Relación agua/muro.

Se efectúa el estudio topográfico previo de la zona, para optimizar el emplazamiento del muro, ya que su costo es muy sensible al variar su ubicación. Cambia la relación agua/muro; o volumen de agua vs volumen de tierra.

Se realiza la topografía del eje del muro, de los empotramientos y las obras. Si se trata de un peralte de un muro existente, el levantamiento es más detallado para el muro actual, sobre el cual se proyectará la nueva obra, ya que se deberá determinar la estabilidad del muro completo peraltado, diferenciando en el cálculo de la estabilidad, los parámetros del suelo y geometría del muro actual de aquellos propios del nuevo muro proyectado.

- Perfil longitudinal por el eje del muro nuevo.
- Si se trata de un muro existente por ampliar, tomar transversales cada 10 metros y en secciones de geometría particular.
- Levantamiento de detalle de la zona de vertedero y de la descarga inferior con la conexión a los canales.
- Levantamiento taquimétrico de la zona de inundación, para confeccionar la curva de embalse. O batimetría de la laguna si se trata de una embalse existente con agua.

2.2.- Características geotécnicas generales de la fundación del muro y la cubeta.-

Previo a cualquier análisis de ingeniería, es necesario revisar el terreno con el fin de detectar el tipo de subsuelo posible de encontrar bajo el muro y el vaso contenedor y orientar el programa de prospecciones.

Se destaca en especial:

- eventual existencia de algún cauce natural bajo el trazado del muro, que haya formado un subsuelo con estratos granulares y por ende permeables. Generalmente en quebradas o esteros de cuencas que nacen entre cerros de rocas, de tamaño superior a 5 km² ha habido cauces que han transportado ripios y arenas.
- detección de eventual roca masiva intrusiva, posibles afloramientos, estimar aproximadamente el espesor del relleno.
- reconocimiento de superficie de los suelos, clasificación preliminar del suelo predominante; existencia de arcillas o limos; materia orgánica; origen del material granular áridos angulares o fluvial.

i).- Zona de inundación:

Impermeabilidad: Debe ser relativamente impermeable salvo que sea factible la impermeabilización de las fundaciones bajo el muro con alguna cortina estanca del tipo cut off o pared moldeada, hasta una estrato impermeable, lo cual suele resultar de alto costo.

El proyectista deberá analizar las características del agua a embalsar y su contenido de sedimento. Aguas de tipo cristalinas no sellarán ningún tipo de fundaciones semipermeables. Pero si el agua tiene un alto contenido de sedimento fino, después de la primera época de filtraciones, se produce un sello natural del suelo semipermeable, e incluso en parte del muro; aunque la misma laguna hace decantar el sedimento impidiendo que llegue a las partes altas del muro.

Si se ocupa el suelo del vaso contenedor como empréstito para construir el muro, deberá investigarse previamente que el manto de suelo a extraer, no deje descubierto algún lente de material permeable que produzca fuertes filtraciones bajo el muro, luego de llenarse el embalse.

ii).- Empotramientos laterales.

Se deben estudiar los empotramientos laterales del muro. Interesa reconocer las características de ese suelo para fundar el muro y posiblemente el vertedero y el rápido de descarga. El empotramiento será sometido a una nueva sollicitación: el peso del muro y la carga hidráulica.

Deberá reconocerse al menos:

- Origen: aluvial, deslizamientos de material de ladera, morrenas, sedimentario; roca fracturada o descompuesta; roca sana, etc.
- Caracterizar la Resistencia en estado natural:
 - En Suelo Fino: su Consistencia (firme, media, blanda)
 - Valores típicos al corte:
 - s. fino firme o duro: > 4 kg/cm²
 - s. medio 0,5 a 1 kg/cm²
 - s. muy blando < 0,25 kg/cm²
- En Suelo Granular: su Compacidad (densa, media, suelta)
- Clasificar el suelo y su granulometría.
- Determinar compresibilidad: alta, media, baja.
- Reconocer la estabilidad del suelo en presencia de agua; comportamiento mecánico en estado seco y con agua.
- Reconocer la permeabilidad del suelo.

Esta prospección se orienta a diseñar el tratamiento del empotramiento. (Caso típico de esta falla: Tethon Dam USA 1976).

12.-

3.- Dimensionamiento del muro.

3.1.- Parámetros básicos: Altura, volumen, costo.

Confeccionar curva de 3 puntos, con la altura de muro vs: el volumen de embalse, y volumen de muro para esos 3 ptos. Con esto es posible el dimensionamiento general de la obra y proceder a las siguientes etapas del diseño.

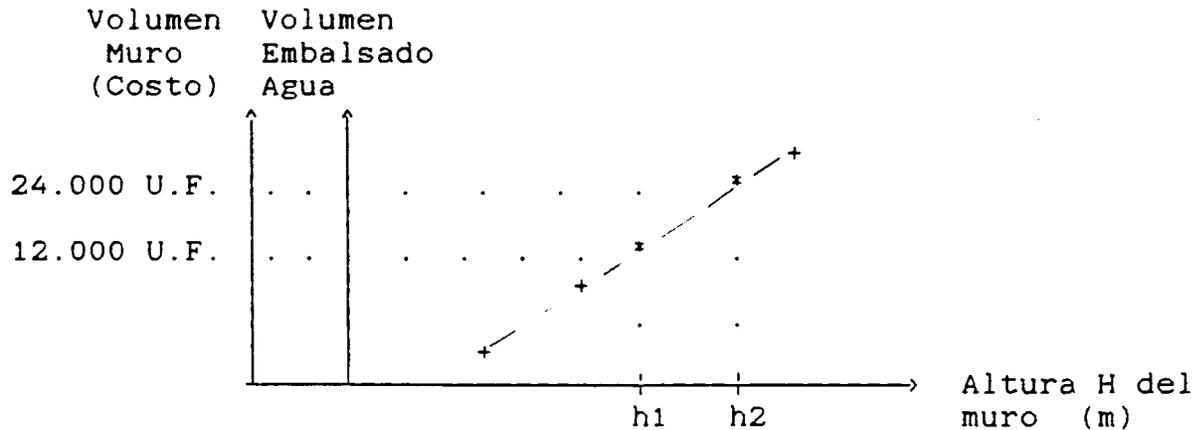
Relación agua/muro para embalses estacionales:

- Buena: 1 m³ de muro embalsa sobre 15 m³ de agua
- Deficiente: 1 m³ de muro embalsa menos de 5 m³ de agua

En embalses nocturnos las relaciones agua/muro son más desfavorables; 1 m³ embalsa 2 a 4 m³ de agua.

- (TRANSPARENCIA Nº 11) -

DIMENSIONAMIENTO GENERAL DEL MURO



Simulación operacional.

Para un dimensionamiento más preciso de embalses de envergadura relevante, se requerirá una simulación operacional, mes a mes y año a año, considerando el volumen mensual del agua que entra, lo que sale por descarga, evaporación y filtración. Esto para diferentes volúmenes de capacidad de embalse.

La simulación adquiere importancia por la forma de la curva de embalse, los primeros metros de altura embalsan muy poco y el último metro embalsa gran parte del total. De este modo, la evaporación altera mucho la capacidad del embalse lleno, destacando la conveniencia de simular la operación para considerar este hecho.

Tanteando con diferentes capacidades de embalse, se precisa: altura; volumen almacenado de agua; y con esto se calcula el volumen del muro y su costo real. Asimismo el costo por há. regada ó superficie que incorpora al riego.

4.- Diseño de la obra.

4.1.- Elementos típicos de un muro de presa.

- (TRANSPARENCIA Nº 12) -

Mostrar sección típica de un muro de presa.

- Destacar taludes únicos o combinados. Talud de aguas arriba es más tendido. (Ver Cuadro de recomendaciones del USBR)
- Ancho coronamiento. Existen valores mínimos.
- Fundaciones;
 - escarpe completo, ya sea muro nuevo o ampliación de muro existente.
 - tratamiento de fundación para cortar filtración a través de un lente granular permeable del tipo: cut off, pared moldeada, o alfombra impermeable por aguas arriba para alargar la línea de flujo.
- Obra de descarga por el fondo; su trazado por debajo del muro, en el suelo natural. Uso de cortafugas para alargar las líneas de flujo y perder energía, eliminando las filtraciones. Compuertas de descarga. Diseño de las uniones entre tubos, con anillos de hormigón armado.
- Vertedero de rebalses, de funcionamiento automático. Rápido de descarga para evacuar la crecida. Disipador de energía al pie, que absorba el impacto del escurrimiento con alta velocidad.
- Carpeta de rodado sobre coronamiento. Evita agrietamiento del muro de arcilla, protege el suelo ante el arrastre de tránsito.
- Protección contraoleaje por aguas arriba, con enrocado colocado roca por roca entrabada.
- Protección del talud de aguas abajo, generalmente con vegetación arbustiva y empastadas.
- Ancho coronamiento. Existen valores mínimos.
- Dren al pie por aguas abajo. Puede ser necesario si se esperan filtraciones importantes al pie del muro. Filtros debe tener granulometría graduada.

- (TRANSPARENCIA Nº 13) -

4.2.- Elección del material del muro.

Los más típicos:

- Muro homogéneo de suelo fino impermeable.
- Muro zonificado con espaldones permeables ó semipermeables y núcleo impermeable.
- Muro de enrocado con carpeta de hormigón armado por aguas arriba.
- Decisión proviene de un estudio de costos.

4.3.- Estudio de empréstitos y su explotación.

Construcción de calicatas de observación;
Plantear su número y profundidad.

Muestreos para:

- Clasificación del suelo y granulometrías.
Detección de posible presencia de suelo orgánico; es esponjoso, liviano, no apto para ser compactado.
- Buscar material para el núcleo impermeable, deseable arcillas arenosas inorgánicas, o arcillas gravosas inorgánicas.
- Ensayo Proctor Standard o Proctor modificado, para determinar al densidad máxima con la humedad óptima de compactación.
- Cubicación del material de empréstito a fin de asegurar el volumen mínimo requerido.
- Definir preliminarmente la modalidad de extracción y costo de explotación y transporte del material desde el empréstito.

- Definición de la maquinaria típica:
 - Primero escarpe generalizado para retirar la materia orgánica.
 - Excavación y carguío con retroexcavadora, o cargador frontal, sobre camiones cuando el recorrido es largo, superior a 500 metros.
 - Uso de traillas cuando la distancia de transporte es cerca; inferior a 500 mts de recorrido del ciclo, éstas dejan el suelo sobre el muro.
 - El Bulldozer es económico cuando es posible excavar y arrastrar el material menos de 200 metros, dejándolo sobre el muro e incluso esparciéndolo por capas delgadas en la misma operación.

4.4.- Prospecciones.

Un embalse será tan eficiente como su capacidad para retener agua con alta seguridad y estabilidad. Las prospecciones de los suelos tienen por objeto la completa caracterización geotécnica del comportamiento del subsuelo y del muro en condiciones críticas de operación y de esta forma detectar los problemas y consultar su solución a nivel de proyecto.

4.4.1.- Fundaciones en muros nuevos.

Prospección de suelos bajo el muro; en los empotramientos y bajo el vaso de inundación.

i).- Prospecciones y ensayos in situ en Calicatas.

Profundidad y número de calicatas. Deben ser las necesarias para conocer el subsuelo a lo largo de todo el muro, Pueden ser necesarias una calicata cada 50 metros o más tupidas si el suelo presenta estratos comprometedores para la estabilidad de la obra. Ante la variedad de posibilidades de suelos existentes, hay diferentes soluciones de proyecto. Pueden ser limos al pie de aguas abajo del muro, mantos granulares altamente permeables, arcillas sensitivas con gran capacidad de dilatancia, suelos orgánicos, etc. La profundidad de algunas calicatas será al menos la correspondiente a la altura del muro, o hasta tocar un estrato firme, de tipo impermeable, o roca. Puede ser necesario tener que agotar la calicata e incluso entibarla para que no se desmorone. Entre calicatas profundas pueden construirse otras menos profundas para verificar la continuidad del tipo de suelos.

- Registro de cada calicata, con formulario de antecedentes mínimos:

- Fecha; Número de la calicata; ubicación.
- Estratos de suelos; espesor e identificación de cada uno;
- Contenidos de finos y áridos.
- Fracción gruesa: Compacidad; tamaño máximo; forma de partícula; en estado natural o removido; origen.
- Fracción fina: Consistencia (blanda, media, firme); plasticidad; humedad, origen: orgánico o inorgánico; estado natural o remoldeado; eventualmente ensayos de corte in situ en fracción fina saturada (uso del Torvane para medir directamente esfuerzos de corte u otro dispositivo).
- Existencia de napa freática.
- Existencia de materia orgánica y raíces.

- Dejar algunas calicatas abiertas y protegidas para uso posterior. Las que queden ubicadas al interior de un muro existente o bajo el eje de un nuevo muro, requieren tratamiento especial de compactación e impermeabilización.

- Ensayos prácticos in situ.

Para identificar los suelos finos, in situ: diferenciar arcillas de limos: emplear pruebas típicas de:

- ensayo de amasado: mide tenacidad; formación y amasado de bastoncitos pequeños hasta que pierden humedad y se quiebran; se observa: la resistencia al amasado; la plasticidad y el brillo; los limos pierden resistencia, baja plasticidad y poco brillo.

- Ensayo de sacudimiento, o dilatancia: al sacudir una muestra saturada, los limos reaccionan rápidamente aflorando el agua

- En suelo seco, las arcillas tienen mayor resistencia a la rotura manual que los limos secos.

- Uso de instrumentos para medir esfuerzo de corte en suelos finos saturados: veletas, Torvane.

Suelos granulares: distinguir arenas finas, medias y gruesas (hasta 5 mm).

- (TRANSPARENCIA Nº 14) -

- Permeabilidad de los suelos: Conviene medir in situ ya que los resultados de laboratorio pueden verse muy influidos por las condiciones locales de la muestra extraída. En cambio el ensayo in situ compromete una fracción mucho mayor de suelo, haciéndola más representativa.

Pruebas de infiltración en calicatas con permeámetro de carga variable.

- (TRANSPARENCIA Nº 15 y 16) -

ii).- Prospecciones y ensayos in situ en Sondajes.

Bajo determinados ejes de muros proyectados, se puede necesitar construir sondajes de prospección; aprox. 4 pulgadas de diámetro. Especialmente adecuados para suelos permeables, para detectar la profundidad de la roca, o bien el manto impermeable.

- Ensayos in situ:

· SPT con cuchara estandarizada, para conocer la consistencia del suelo y su resistencia a la compresión (q_u).

Con 2 golpes indica consistencia muy blanda $q_u=0,25$ kg/cm² y en el otro extremo, con 30 golpes manifiesta consistencia dura, equivalente a resistencia a compresión de $q_u=4$ kg/cm²

· Sondajes permiten extraer muestras identificando por estratos todo el horizonte de suelos perforado.

El mismo sondaje permite realizar ensayos de permeabilidad in situ (Lefranc-Mendel).

Detección de la profundidad de napa; dejar tubo de PVC en calidad de tubo piezométrico, antes de extraer el tubo de perforación y producir el desmoronamiento del sondaje.

17.-

iii).- Ensayos de laboratorio:

- En las calicatas, extraer muestras para hacer Granulometrías para identificar la matriz predominante en el horizonte de suelos en estudio y su comportamiento.

- En suelos finos, o al menos la fracción fina de suelos mezclados finos y gravosos o arenosos: límites de Atterberg, para identificar mejor el suelo fino, su origen orgánico o inorgánico, plasticidad, etc. (Estados del suelo: líquido, plástico, semi-sólido, sólido.)

- Es muy importante para conocer de antemano, el tipo de comportamiento que presentará el suelo al ser sometido a una carga hidráulica. Por ej: un limo responde diferente a una arcilla. Donde una arcilla puede ser segura a la salida de la filtración bajo una fundación saturada, el limo puede ser muy peligroso al perder su escasa cohesión y ser arrastrado por el agua que filtra bajo el muro. El limo pierde su resistencia mecánica en presencia de agua, fluye, se fluidiza.

- Toma de muestras inalteradas de suelo finos, para mediciones varias: Permeabilidad en dos ejes X e Y. Por ej., se usan muestreadores del tipo tubos de PVC de 8 a 10 pulgadas, engrasados para extraer la muestra, sin alterarla.

- Ensayos de resistencia del suelo, del tipo tensión deformación.

- (TRANSPARENCIA Nº 17,18,19) -

- Compresión isotrópica
- Compresión confinada
- Corte directo
- Compresión triaxial

4.4.2.- Caso de muros existentes con proyecto de peralte.

En el caso de ampliación de obras existentes, muros que se peraltarán y con alturas superiores a los 5 metros, se debe analizar el estado de la presa actual; conviene:

- Analizar el comportamiento o historial del muro existente en condiciones de carga actual de agua, la posible ocurrencia de asentamientos, deslizamientos, ubicación de los puntos de filtración actual.

- Construir calicatas profundas al interior del muro, con las debidas medidas de seguridad para el muro; tomando de muestras inalteradas representativas del estado del muro si es de material fino.

- En estos muros antiguos, se requiere conocer la densidad de compactación obtenida en su construcción, además de conocer su clasificación; la granulometría, los Límites de Atterberg de la fracción fina; densidad natural; Ensayos de ruptura "Qu"; eventuales ensayos triaxiales en condiciones drenadas o no drenadas, para obtener los siguientes comportamientos: tensión-deformación y parámetros: ϕ y c. La mayoría de los muros que aún están funcionando con más de 40 años de antigüedad, fueron construidos sin técnicas apropiadas o estudios de mecánica de suelos y presentan severas deficiencias; por lo tanto el hecho que esas obras hayan resistido este tiempo, no da garantía de su estabilidad con nuevas condiciones de sollicitación.

- Es conveniente hacer al menos dos ensayos para determinar la fricción interna y la cohesión: ϕ y c, ya que un solo valor podría no caracterizar debidamente al muro.

- Se requiere calcular el asentamiento del muro antiguo en las nuevas condiciones de carga a que será sometido con un muro encima, basados en los parámetros obtenidos de los ensayos.

4.5.- Aspectos principales del diseño del muro.

i).- Ancho de coronamiento.

Habitualmente será de 3,5 a 4,0 metros como mínimo, para proveer de un camino para el tránsito de la misma maquinaria de compactación y como seguridad ante la erosión del estrato superior del muro.

ii).- Taludes.

Objetivo: es obtener un talud estable y con el mínimo costo. Puede ser conveniente modificar la inclinación del talud de aguas arriba, en función del método constructivo. Por ej. si se usa Bulldozer para extraer suelo y arrastarlo en distancias cortas, puede ser más económico tender el talud en sus primeros 3 metros, para que suba el Bulldozer por el talud, aunque el volumen de tierra resulte mayor; a fin de evitarse el uso de la retroexcavadora y los camiones.

Taludes típicos recomendados (USBR), según el tipo de muro.

- (TRANSPARENCIA Nº 20) -

Los taludes de aguas arriba son más tendidos, ya que en rellenos finos, las presiones de poros interiores en el muro son mayores al estar más cerca del agua; además de tener menor cohesión en estado saturado.

Para muros de más de 5 mts de alto, es necesario verificar el F.S. al deslizamiento del talud.

$$F.S. = (\text{esf. solicitantes} / \text{esf. resistentes})$$

Cálculo del F.S.:

Entre los diferentes métodos que existen, se recomienda el método de las dovelas o de Bishop por su facilidad de uso en el computador.

- (TRANSPARENCIA Nº 21) -

Este corresponde a un balance de fuerzas en el interior de una supuesta falla que compromete una parte o la totalidad del talud, o incluso parte de las fundaciones, tanto de aguas arriba como de aguas abajo. La forma de la falla modelada corresponde a un círculo, según lo observado en taludes que han fallado y lo modelado en laboratorio. Se procede por tanteos a fin de obtener un reticulado de puntos coordinados para el origen del círculo de falla, al cual se asocia el F.S. obtenido. Se dibujan las isolíneas de igual F.S. y por aproximaciones sucesivas se obtiene finalmente el origen del círculo de falla con menor F.S.

- (TRANSPARENCIA Nº 22) -

En el uso del método, conviene tener presente que en muros de arcilla, que suelen agrietarse en su coronamiento, la fracción de suelo sobre la grieta, no colabora entre los esfuerzos resistentes, específicamente alargando el círculo de falla aumentando la fuerza proveniente de la cohesión, sino todo lo contrario; ese suelo suelto sobre la grieta se transforma en un peso sobre la dovela fallada que tiende a aumentar el esfuerzo solicitante, disminuyendo el F.S.

- Red de flujo:

Se necesita confeccionar previamente la red de flujo a través del muro y sus fundaciones, ya que se requieren las presiones de poros a lo largo del círculo de falla.

- (TRANSPARENCIA Nº 23) -

- Estabilidad de taludes; estados típicos que deben verificarse: Llenado rápido; vaciado rápido; término de construcción. Constituyen estados que alcanzan bruscamente altas presiones de poros o el gradiente hidráulico (H/L) máximo.

- Factor de seguridad al deslizamiento:

No existe una norma rigida, pero es universalmente aceptable un factor 1,5. Sin embargo la tendencia actual es a disminuir el F.S. (incluso hasta 1,2), lo cual va aparejado con mejores técnicas de cálculo, compactación, maquinaria y especialmente con controles más exigentes. Los valores finalmente dependerán de condiciones locales, de la importancia de la presa, y especialmente del daño que provocaría su eventual falla. (Ver J. Sherard et al. "Earth & Earth-Rock Dams")

- Sismo:

Análisis de estabilidad con sismo; apoyarse en las cartas de zonificación sísmica en norma chilena Nch 433 "Diseño sísmico de edificaciones". Se entregan coeficientes sísmicos sobre aceleración de gravedad.

Zona sísmica (VII Región)	Aceleración efectiva de gravedad	Factor según edificación (estimado)	Final propuesto
1 Cordillera	0,2 g	0,6	0.12 g
2 Valle central	0,3 g	0,6	0.18 g
3 Central-Costa	0,4 g	0,6	0.24 g

El análisis sísmico se puede efectuar incorporando al análisis seudoestático de Bishop, un coeficiente sísmico (Cs) incrementando las fuerzas solicitantes.

Estos análisis empiezan a ser muy importantes con el aumento del altura del muro; en especial para muros con más de 5 mts. y en zonas especialmente sísmicas. Con alturas menores suele bastar con cumplir las recomendaciones de los institutos especializados, tales como el U.S.B.R; esas estas recomendaciones suelen ser bastante conservadoras, suponen poco control durante la construcción, por tanto usan taludes tendidos y exigen gran volumen de tierra compactada. Como criterio general, si se quiere diseñar taludes más empinados que los recomendados, conviene efectuar el cálculo por tanteo de la estabilidad, para verificar el F.S. que tendrá en condiciones críticas, especialmente con vaciado rápido.

- Ver: "Comportamiento Sísmico de las Presas de Tierra en la Zona Afectada por el Terremoto del 3 Marzo 1993" E. Retamal-L.Alvarez-L.Vidal 1985. Los autores concluyen acerca de los graves daños y la inseguridad de la gran mayoría de los muros con alturas inferiores a 15 m., en los cuales se comprobaron: deficientes compactaciones, taludes muy empinados, carencia de enrocados de protección, falta de capacidad de vertederos e insuficiencias en obras de vaciado rápido; así como descuidos en la mantención.

iii).- Estudio de las filtraciones.

Para muros de 5 metros o más. Se debe confeccionar siempre la red de flujo. Calcular la filtración y las presiones de poros interiores del muro, para los diferentes estados: especialmente el vaciado rápido, ya que esta condición se suele caracterizar por alcanzar las mayores presiones de poros internas del muro, facilitando la ocurrencia de fallas del talud de aguas arriba. Para confeccionar la red de flujo, se requiere de la permeabilidad del suelo que filtra, ya sea del muro como de sus fundaciones.

- (TRANSPARENCIA Nº 24; 25 y 26) -

iv).- Gradientes hidráulicos.

Es la razón entre la carga de agua y la longitud del recorrido de la filtración a través del suelo. El escurrimiento por el medio permeable produce una presión de filtración sobre el suelo que atraviesa. $i = h/l$ en que h: carga; l: recorrido del flujo.

- Gradiente general.

A partir de la red de flujo, se puede determinar el gradiente general, especialmente para flujos bajo estructuras de hormigón con carga hidráulica. Por su sencillez, es recomendable el Criterio de Lane: (Ver Presas Pequeñas del USBR).

- (TRANSPARENCIA Nº 27) -

- Gradiente de salida.

Es necesario calcular especialmente el gradiente de salida de la red de flujo. La presión de filtración puede llegar a igualar o superar al peso del suelo, eliminando su presión efectiva. Esto produce el levantamiento y arrastre de dicho suelo, con el consiguiente aumento de filtración.

El gradiente crítico se produce cuando la presión efectiva se iguala a 0.

$$I_c = G' / G_w$$

En que:

I_c = Gradiente crítico de salida.

G_w = Peso específico del agua.

G' = Peso específico del suelo sumergido a la salida = $G_s - G_w$

G_s = Peso específico del suelo.

Recomendación: no exceder $I_c = 0,35$ en suelos finos.

Manteniendo gradientes de salida inferiores al crítico, se previene el piping, o formación de tubos de filtración, llamada también erosión retrógrada.

Valores típicos para suelos en estado natural:

	(grs/cm ³)	
	G seco	G saturado
Arena uniforme suelta	1,43	1,89
Arena graduada densa	1,86	2,16
Horrena glaciar c/partic. de todo tamaño	2,12	2,32
Arcilla glaciar resistente	--	2,07
Arcilla blanda muy orgánica (sg. Terzaghi-Peck)	--	1,43

- (TRANSPARENCIA Nº 28) -

v).- Esfuerzo de corte total en el muro.

En muros pequeños, al adoptar los taludes recomendados, se da satisfacción al esfuerzo de corte; sin embargo, en muros sobre 5 mts de alto, conviene verificar la tensión de corte general del muro a diferentes alturas, con la presión hidrostática a embalse lleno. La cohesión del muro corresponde a la de ensayos con muestras remoldeadas.

vi).- Diseño de fundaciones:

Si el subsuelo es filtrante o inestable ante un gradiente hidráulico mediano o alto, deben tratarse las fundaciones. El objetivo es disminuir el riesgo de falla, para lo cual se debe:

- alargar el flujo de la filtración reduciendo el gradiente general y en especial el de salida, aumentando la pérdida de carga del escurrimiento por el muro.
- Usar un cut-off o cortinas impermeables bajo el eje del núcleo impermeable, para cortar las filtraciones.
- Usar geomembranas por aguas arriba debidamente protegidas.
- Usar geotextiles por aguas abajo o filtros graduados, cargados con peso de material granular permeable.
- Drenes graduados por aguas abajo para extraer el agua, pero reteniendo el suelo.

vii).- Grietas y carpeta de rodado superior.

Para prevenir grietas superiores en los muros de arcilla, se debe consultar una carpeta de rodado de unos 40 cm, del tipo estabilizado de caminos.

23.-

viii).- Protección del talud de aguas arriba.

(- TRANSPARENCIA Nº 29 -)

Contra el oleaje, se debe calcular la altura de ola; existen varias fórmulas, entre ellas la de Stevenson. Por aguas arriba se coloca una protección de enrocado, roca por roca, no por volteo, para evitar la socavación del oleaje, hasta un tirante de agua mínimo de 2 metros. Con menos que eso no es necesario proteger, salvo que se encuentre en una zona muy ventosa. Asimismo existen protecciones del talud de aguas arriba con geomembranas, cubiertas con suelo o enrocado para evitar la filtración por el muro; son estancas.

ix).- Protección del talud de aguas abajo.

- Dren al pie.

Si el análisis de la red de flujo entrega valores de filtraciones importantes, conviene darle peso al suelo a la salida del muro, para lo cual se coloca un filtro graduado, por aguas abajo, tal que deje pasar el agua y retenga el suelo fino o la arena del muro. En vez de filtro se puede colocar un geotextil debidamente cargado y protegido.

x).- Revancha.

En embalses con alturas sobre los 5 metros, se recomienda una revancha entre las aguas máximas eventuales y la cota de coronamiento de 1 metro; este valor sube en embalses mayores.

xi).- Obra de descarga.

· Se recomienda un diseño que la haga visitable, ya que puede ser necesaria alguna reparación de la compuerta, o del ducto de descarga, o una limpia o desembanque. Diámetros mínimos de tubería: 0,80 para ser visitable.

· El ducto debe desarrollarse por bajo del suelo natural, no por el muro.

· Deben disponerse cortafugas en el ducto horizontal, a fin de alargar la línea de flujo y evitar las filtraciones por fuera del ducto. Cuidar el diseño de las uniones entre tubos, con anillos de hormigón armado.

· Es conveniente disponer 2 compuertas en la torre de descarga, ya que cualquier falla de una de ellas la inutiliza durante el período de riego.

· El volante debe ser seguro, ya que suelen dañarse, deben consultar varias aspas empotradas en el cuerpo de la muela o tornillo, y no sólo soldada de tope.

24.-

xii).- Evacuador de crecidas.

Vertedero debe ubicarse en terreno firme y no sobre el muro, ya que éste sufrirá asentamientos. Estructura estable. Diseño debe considerar la eventual filtración por debajo y lateral al vertedero: consultar zarpas laterales y de fondo. Determinar la estabilidad de la estructura por subpresión. Considerar la erosión a la salida del vertedero; revestirlo.

El rápido de descarga y dissipador al pie, deben ser de funcionamiento automático. Consultar el diseño de su perfil longitudinal, que esté ligeramente presionado para evitar el levantamiento del material con la fuerza tractiva.

- Revestimientos típicos: hormigón simple, armado y albañilería de piedras.

En casos de rápidos de descarga de baja altura (3 - 4 mts) y pequeño caudal, para bajar costos en algunos tramos en que se desarrolle por suelos firmes, no erosionables fácilmente, se puede usar secciones de control en vez de recubrimiento continuo.

- Al pie del rápido debe colocarse un dissipador de energía, que absorba el impacto del escurrimiento a alta velocidad.

- Incorporación de aire:

Cuando el rápido tiene mucha pendiente, sobre el 10% y un caudal importante, conviene consultar incorporadores de aire al escurrimiento, mediante una fuerte rugosidad de rocas sobresalientes en el radier. Con esto se consigue tener una espuma con baja capacidad erosiva. (Método de Hartung y Scheuerlein).

xiii).- Otras situaciones típicas del diseño: Caso de reparaciones de muros de presas existentes:

Problemas típicos:

- Filtraciones;
- Grietas;
- Taludes verticales por deslizamientos;
- Taludes erosionados;
- Anchos de coronamiento insuficiente;
- Pérdida del rip-rap o enrocado de protección contraoleaje
- Obra de descarga deteriorada;
- Obra de descarga con pérdida de agua.

xiv).- Asentamiento del muro proyectado.

En el caso de ampliaciones de muros existentes, se requiere calcular el asentamiento. Este tiene dos orígenes:

- Asentamiento plástico por consolidación del suelo cargado.
- Asentamiento elástico.

Parámetros necesarios del suelo del muro actual, del ensayo triaxial. Ensayo tiene 2 etapas: Consolidación y Corte. Se procede como sigue:

- Precompresión.
- Determinación de razón de vacíos y presiones verticales.
- Asentamientos con cargas principales variables para varias muestras remoldeadas.
- Cálculo de la fricción interna y la cohesión empleando la envolvente del círculo de Mohr. Si la muestra contiene una proporción muy significativa de arcilla, el valor obtenido de la cohesión será inferior al real, ya que el remoldeo disminuye su cohesión; en esos casos conviene obtener el valor "c" a partir de un ensayo de Compresión no confinada.

El ensayo de compresión no confinada, se realiza con una muestra inalterada (natural y remoldeada), y requiere de emplear técnicas extremadamente cuidadosas y lentas para disponer de una muestra representativa. Se ensaya hasta fatiga de ruptura; v/s deformación.

- Del triaxial se obtiene también el Módulo de elasticidad del suelo.

- Cálculo: (ver textos especializados)

i).- Asentamiento plástico por consolidación: S

$$S = \frac{C_c \times H}{(1 + e_0)} \log \left(\frac{\bar{V} V_1 + \Delta \bar{V}}{\bar{V} V_1} \right)$$

En que:

Cc = coef. de contracción de la muestra

e0 = índice de huecos inicial de la muestra

$\bar{V} V$ = Tensión ppal. del suelo en estado original.

$\bar{V} F$ = Tensión ppal. del suelo cargado- solicitado con el nuevo proyecto de muro. $\Delta \bar{V} = \bar{V} F - \bar{V} V$

H = carga del suelo nuevo proyecto.

ii).- Asentamiento elástico: $R_0 = (q \times l \times H \times \text{Alfa}) / E_s$

En que: q = Peso espec. suelo x H (alt. del muro proy)

Es = módulo de elasticidad del suelo

l = ancho basal total del muro actual

Alfa = factor 0,3

- Contraflecha del muro.

La contraflecha del muro debe ser al menos el valor del asentamiento total calculado. (Valores típicos en muros de suelo fino de 5 a 15 metros de alto, son: 10 a 30 cm).

26.-

5.- Especificaciones constructivas.

Aspectos mínimos para la seguridad de la obra:

Especificaciones de compactación; compactación de taludes; protección de taludes. Controles mínimos exigidos; ITO. Características de la maquinaria.

(- TRANSPARENCIA Nº 30 -)

En el proyecto se elige el empréstito, muy influyente en los costos por el transporte y el tipo de muro: homogéneo o zonificado. Debe cubicarse el empréstito para saber antes de la construcción, acerca de la necesidad de recurrir a otro empréstito. Esto debe aclararse antes del contrato.

Efectuar un ensayo de densidad Proctor standard y Proctor modificado dependiendo de la importancia del muro. Especificar densidad mínima de compactación, de aproximadamente 95% a 100% de la densidad del Proctor St. ó bien 90% a 95 % del Proctor modificado; en función del tipo de suelo. Los suelos mejores son arcillas arenosas o arcillas gravosas.

Si el empréstito lo constituyen arcillas muy húmedas y de alta plasticidad, no será posible cumplir con una densidad de compactación exigente, por tanto se requerirá mejorar los suelos añadiendo gravas arenosas, en un porcentaje variable en función de las características de la arcilla a emplear. Las gravas se mezclan con las arcillas empleando el Bulldozer, esparciéndolas en capas delgadas, sobre el muro antes de compactar, y retirando los bolones o clastos mayores a 6 pulgadas.

Se deberá especificar el número mínimo de pasadas de rodillo (aprox. 4 a 6 pasadas), tipo de rodillo liso ó pata de cabra, o neumático, indicando su peso mínimo (1,5 a 4 tons).

Especificar controles de densidad in situ, número mínimo; cada 1.000 m³ colocados, calibrando el método de compactación empleado en los primeros estratos de muro.

- Elemento importante:

Responsabilidad del Inspector Técnico de Obra. Exigir los ensayos de densidad de compactación en los puntos escogidos por él mismo y no por el contratista.

6.- Norma de operación y mantención.

Es recomendable prepararla para los usuarios a fin de garantizar la durabilidad de la obra; cualquier embalse requiere mantención. Sin embargo esto no lo exige el Reglamento de la CNR para aprobar el subsidio.

Algunos aspectos:

- Tratamiento de las grietas importantes.
- Supervigilancia sobre las filtraciones, especialmente si hay pérdida de suelo.
- Deslizamientos del talud y descenso del nivel de agua.
- Protección de taludes y coronamiento.
- Despeje del vertedero.
- Cómo actuar en caso de emergencias.
- Llamar al especialista en casos de duda.

7.- Dirección General de Aguas.

Aprobación por parte de la DGA de los embalses con más de 5 mts de altura ó más de 50.000 m³ de capacidad.

8.- Aspectos mínimos exigibles a los proyectos de embalses estacionales.

Etapa de Proyecto: (Proyecto de muro nuevo o peralte de muros existentes).

- Estudio de crecidas y correcto diseño del vertedero.
- Prospecciones de suelos hasta la profundidad adecuada.
Ensayos de suelos: Proctor en empréstitos; Densidad en muros existentes; permeabilidades de fundaciones y de muros existentes.
- Análisis de estabilidad de taludes, según recomendaciones para muros chicos o con análisis especial (Bishop) para muros con más de 5 mts.
- Estudio de la filtración.
- Estabilidad del suelo ante el gradiente de salida y general.
- Especificaciones con empréstitos, control de compactación, ITO.

Etapa de Construcción:

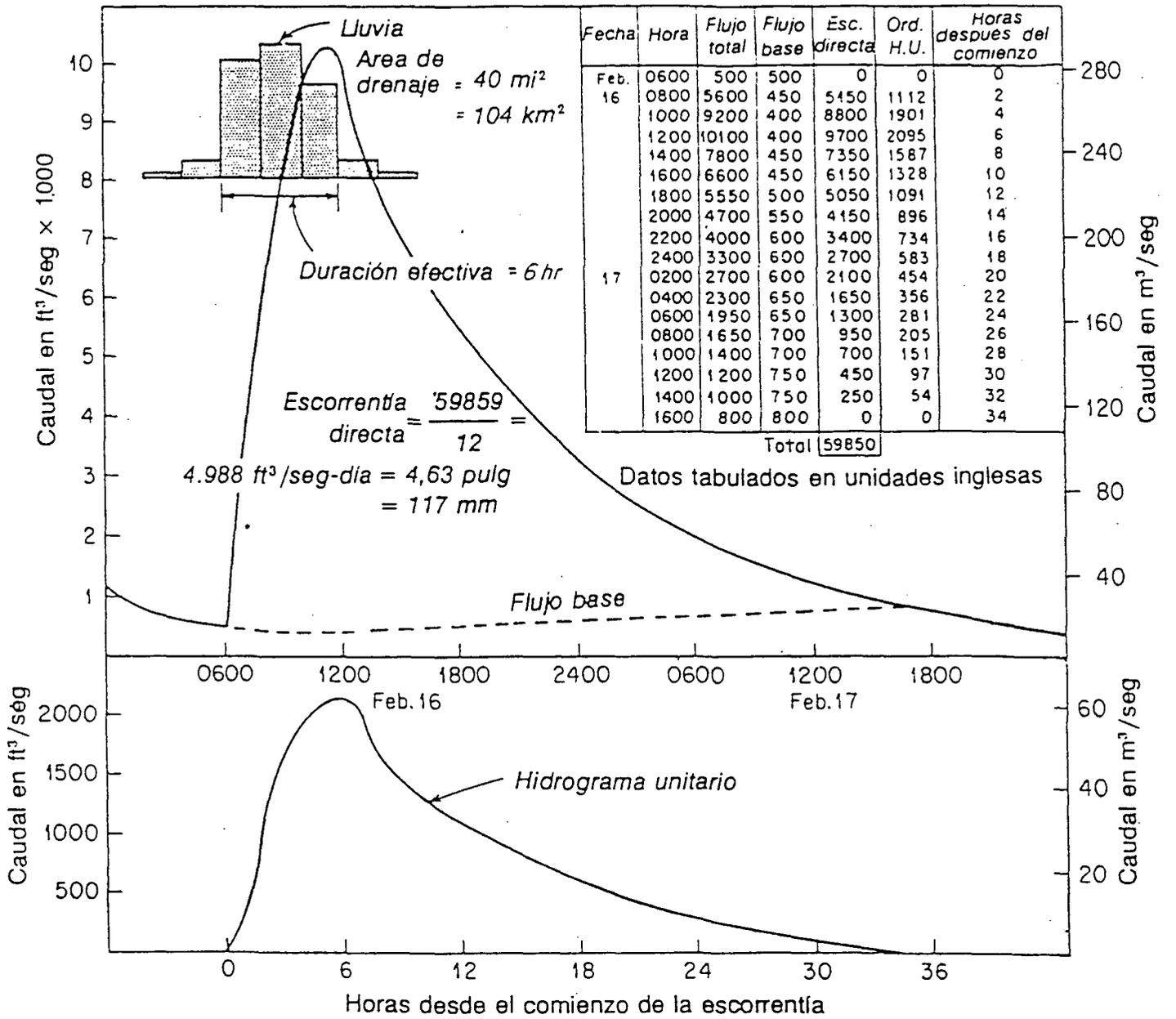
- Ensayes de densidad de compactación: 1 cada 1000 m³ en puntos escogidos por el ITO.
- Uso de suelos adecuados para empréstito y libres de materia orgánica.
- En caso de duda, probar y recibir el embalse con agua.

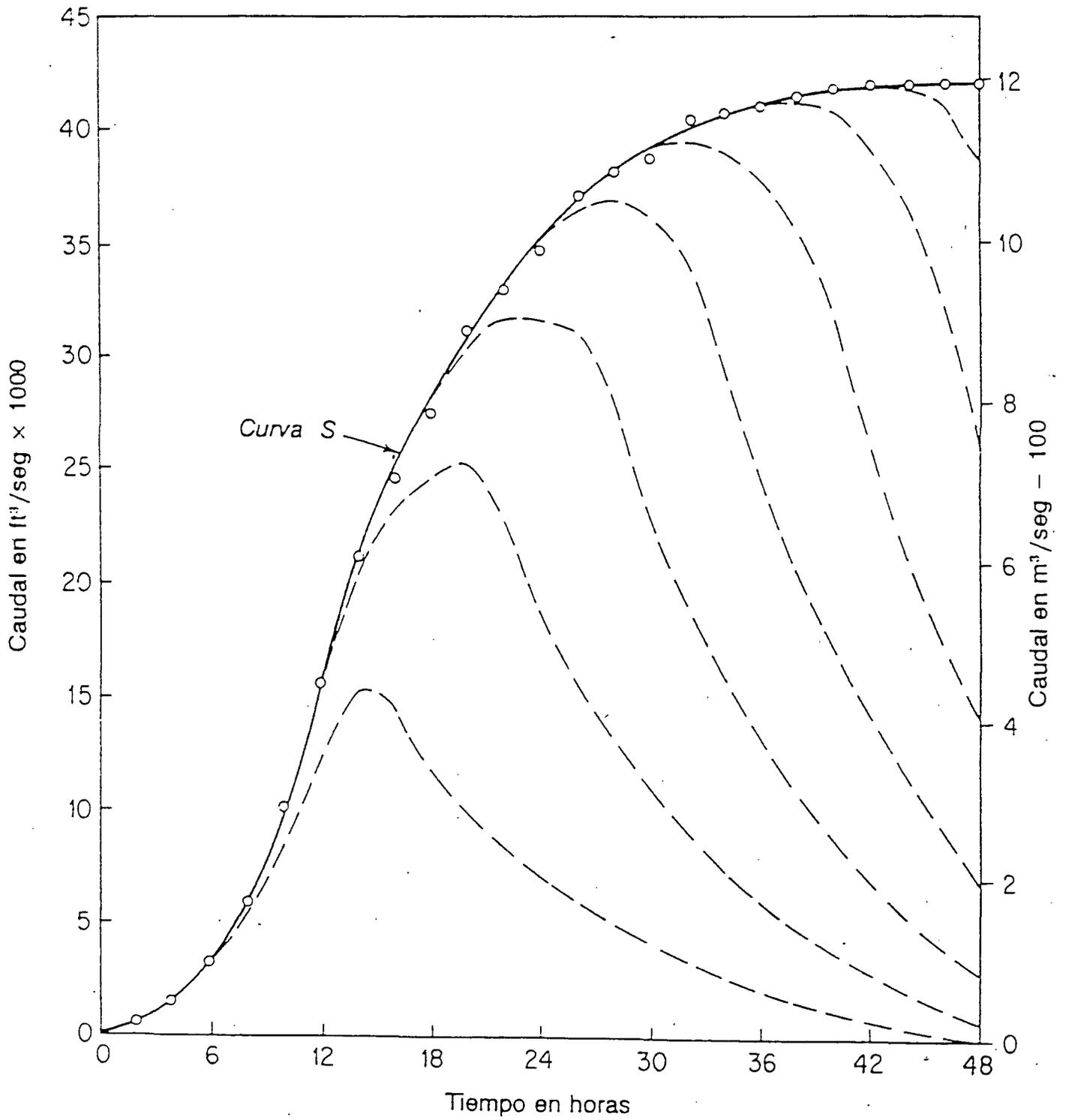
c:\man\tranques

INDICE DE TRANSPARENCIAS

- TRANSPARENCIA N° 6: Hidrograma de crecida y HUS.
- TRANSPARENCIA N° 7: Superposición de hidrogramas unitarios.
- TRANSPARENCIA N° 8: Ejemplo de cálculo HUS y curva en S.
- TRANSPARENCIA N° 11: Dimensionamiento general del muro.
- TRANSPARENCIA N° 12: Croquis típico del muro y vertedero.
- TRANSPARENCIA N° 13: Filtros graduados.
- TRANSPARENCIA N° 14: Ensayos in situ; densidad.
- TRANSPARENCIA N° 15: Permeabilidad in situ.
- TRANSPARENCIA N° 16: Tablas de permeabilidad.
- TRANSPARENCIA N° 17: Ensayos de suelos; tensión deformación.
- TRANSPARENCIA N° 18: Curvas tensión-deformación del suelo.
- TRANSPARENCIA N° 19: Resistencia al corte; Círculo de Mohr.
- TRANSPARENCIA N° 20: Taludes recomendados USBR.
- TRANSPARENCIA N° 21: Círculo de falla Bishop y descomposición de esfuerzos.
- TRANSPARENCIA N° 22: Cálculo del factor de seguridad al deslizamiento.
- TRANSPARENCIA N° 23: Formas típicas de las redes de flujo, en muros homogéneos con dren al pie.
- TRANSPARENCIA N° 24: Esquema red de flujo en muro no homogéneo y con peralte de muro existente.
- TRANSPARENCIA N° 25: Aplicación método de Bishop y reticulado del F.S.
- TRANSPARENCIA N° 26: Isolíneas de factores de seguridad.
- TRANSPARENCIA N° 27: Gradiente general bajo estructuras (Criterio de Lane).
- TRANSPARENCIA N° 28: Gradiente de salida.
- TRANSPARENCIA N° 29: Esquema red de flujo en muro con geomembrana.
- TRANSPARENCIA N° 30: Equipos de compactación recomendados.

HIDROGRAMA DE CRECIDA





SUPERPOSICION DE DIAGRAMAS UNITARIOS-DESFASADOS EN T_d

T_u = DURACION DE LLUVIA UNITARIA

T_p = TIEMPO DE RETRASO EN HORAS

CALCULO TIPICO DE HIDROGRAMA DE CRECIDA:

"CUENCA ESTERO PIRCUNCHE - BOCATOMA CANAL TRUF- TRUF"

CALCULO DE HIDROGRAMA DE CRECIDA TIPICO, PARA DETERMINAR EL CAUDAL MAXIMO EN BOCATOMA
CAUDALES DE CRECIDA MEDIANTE HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO

Datos.-

Area (km2):	A=	32.4
Long. cauce ppal. (km):	L=	11
Long. C.G. a salida cuenca (km):	Ig=	6
Fend. media cuenca (en por uno):	S=	.075
Tpo. retraso (hrs):	tp=	6.86
q max.HU iluv. ef: 1cm (lt/s/km2):	q=	359
Base del hidrograma (hrs):	B=	19.5
Duracion de lluvia unitaria (hrs):	tu=	1.23
Caud. max: q ^u A : (tu hrs) (m3/s):	Qp=	11.6

HIDROGRAMA PARA TORMENTA CON PERIODO DE RETORNO:	100 AÑOS	Y DURACION	6 HRS
Precipit. real max. en hr. para T.R. y Durac. >=Tc (cm)	1.19		
Coefficiente de escorrentia adoptado= (tanto por uno)	.5		
Precipit. efectiva total durante toda la tormenta (cm)=	.6		
Distribucion de la precipitacion durante la tormenta=	(constante)		

SUPERPOSICION DE HIDROGRAMAS UNITARIOS DESFASADOS EN "tu".

A: Lluvia efectiva en (cm) caída en cada intervalo "tu",
y duracion total de tormenta= 6.15 hrs.

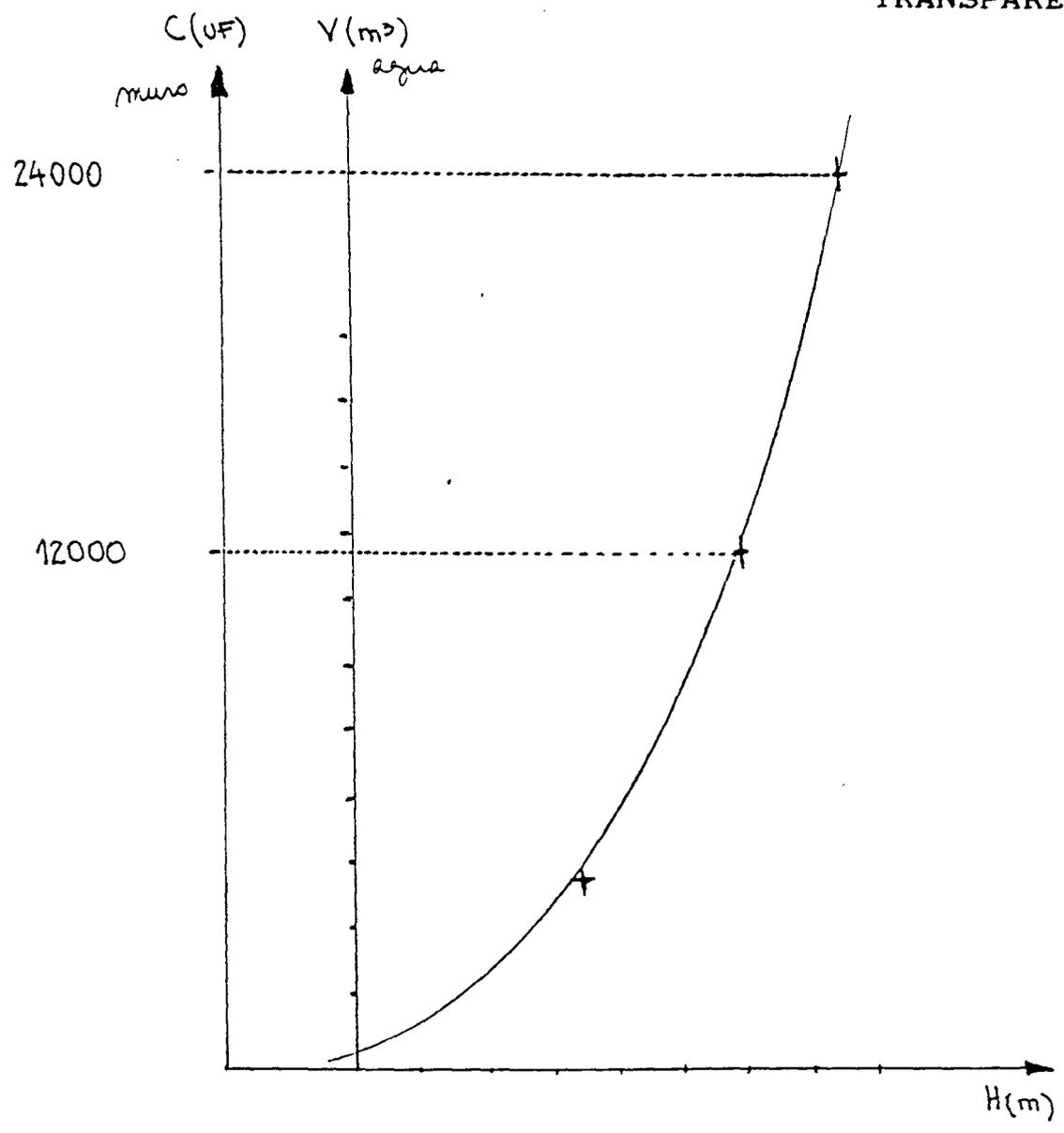
B: Distribucion porcentual acumulada de precipitacion
durante la tormenta, que produce el mayor caudal.

HIDROGRAMA UNITARIO				SUPERPOSICION DE HIDROGRAMAS UNITARIOS DESFASADOS EN "tu".											Q	Q	Q	
TIEMPO t/tp (hrs)	q qp (m3/s)	q HUS 1 cm (m3/s)	B: %= A:cm=	20	40	60	80	100	0	0	0	0	0	0	0	SUBTOT	BASE	TOTAL
				.12	.12	.12	.12	.12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	(m3/s)
0	0	0	0													0	2	2
1.23	.179	.106	1.2	0												0	2	2
2.46	.359	.269	3.1	.1	0											.1	2	2.1
3.69	.539	.496	5.8	.4	.1	0										.5	2	2.5
4.92	.717	.769	8.9	.7	.4	.1	0									1.2	2	3.2
6.15	.897	.961	11.2	1.1	.7	.4	.1	0								2.3	2	4.3
7.38	1.08	.980	11.4	1.3	1.1	.7	.4	.1	0							3.6	2	5.6
8.61	1.26	.858	10	1.4	1.3	1.1	.7	.4	0	0						4.9	2	6.9
9.84	1.43	.680	7.9	1.2	1.4	1.3	1.1	.7	0	0	0					5.7	2	7.7
11.07	1.61	.515	6	.9	1.2	1.4	1.3	1.1	0	0	0	0				5.9	2	7.9
12.3	1.79	.389	4.5	.7	.9	1.2	1.4	1.3	0	0	0	0	0			5.5	2	7.5
13.53	1.97	.299	3.5	.5	.7	.9	1.2	1.4	0	0	0	0	0	0		4.7	2	6.7
14.76	2.15	.235	2.7	.4	.5	.7	.9	1.2	0	0	0	0	0	0	0	3.7	2	5.7
15.99	2.33	.189	2.2	.3	.4	.5	.7	.9	0	0	0	0	0	0	0	2.8	2	4.8
17.22	2.51	.155	1.8	.3	.3	.4	.5	.7	0	0	0	0	0	0	0	2.2	2	4.2
18.45	2.69	.130	1.5	.2	.3	.3	.4	.5	0	0	0	0	0	0	0	1.7	2	3.7
19.68	2.87	.110	1.3	.2	.2	.3	.3	.4	0	0	0	0	0	0	0	1.4	2	3.4
20.91	3.05	.095	1.1	.2	.2	.2	.3	.3	0	0	0	0	0	0	0	1.2	2	3.2
				.1	.2	.2	.2	.3	0	0	0	0	0	0	0	1	2	3

CAUDAL MAXIMO: (m3/s)= 7.9

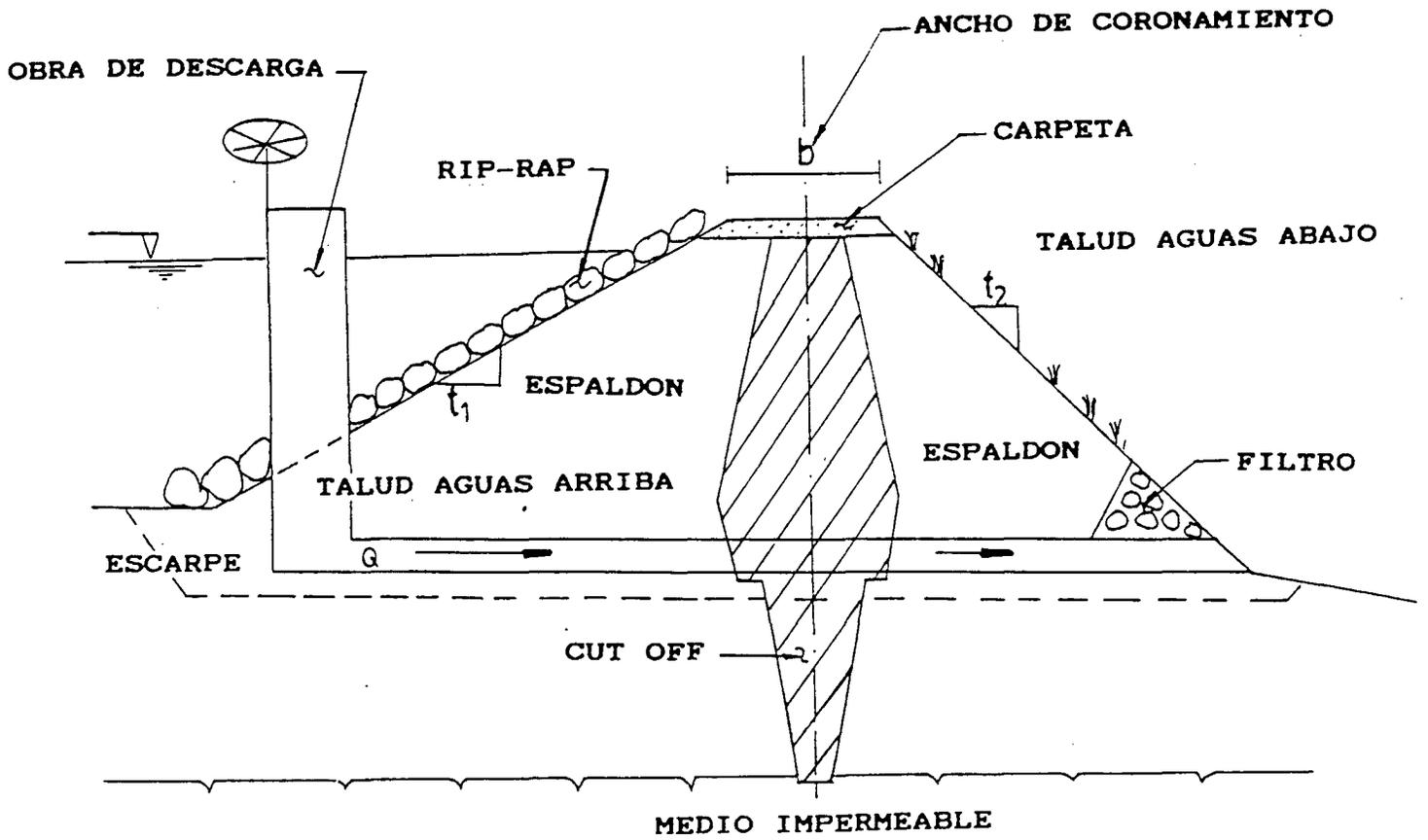
DIMENSIONAMIENTO GENERAL DEL MURO

TRANSPARENCIA Nº 11

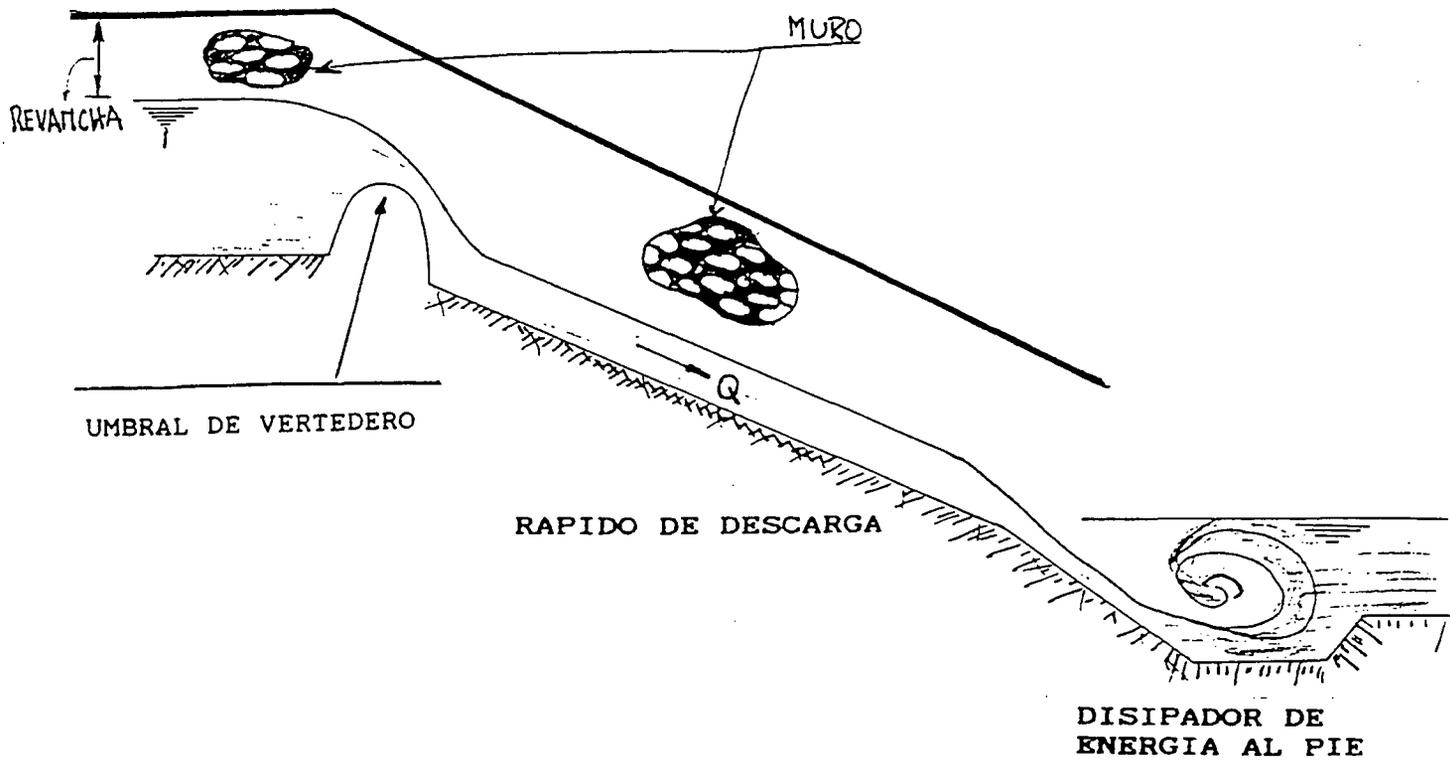


H: ALTURA DE MURO
V: VOLUMEN ENBALZADO
C: COSTO DE VOLUMEN DE MURO

DIAGRAMA MURO DE PRESA:



VERTEDERO DE SEGURIDAD:



FILTROS:- OBJETIVO:

- * EXISTA PERDIDA DE CARGA SUFICIENTE AL ATRAVESAR LOS FILTROS.
- * NO SE PERMITA UNA ENTRADA IMPORTANTE DE SUELO AL FILTRO.

- CONDICIONES PARA UN FILTRO:

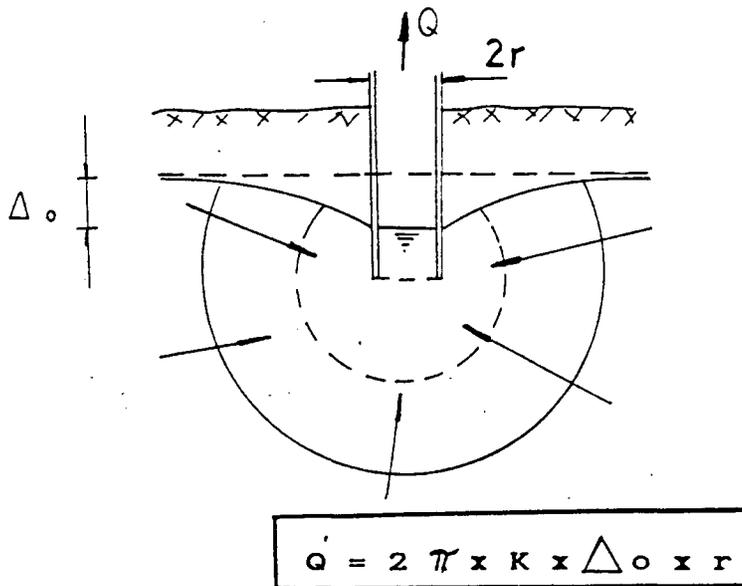
$$1) \text{ .- } \frac{D_{15} \text{ (filtro)}}{D_{85} \text{ (suelo)}} < 5$$

$$2) \text{ .- } 4 < \frac{D_{15} \text{ (filtro)}}{D_{15} \text{ (suelo)}} < 20$$

$$3) \text{ .- } \frac{D_{50} \text{ (filtro)}}{D_{50} \text{ (suelo)}} < 25$$

DONDE D15, D50 y D85 SON LOS TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS CORRESPONDIENTES A UNA DISTRIBUCION GRANULOMETRICA PARA LOS PORCENTAJES EN PESO DEL 15, 50 y 85% QUE PASAN, RESPECTIVAMENTE.

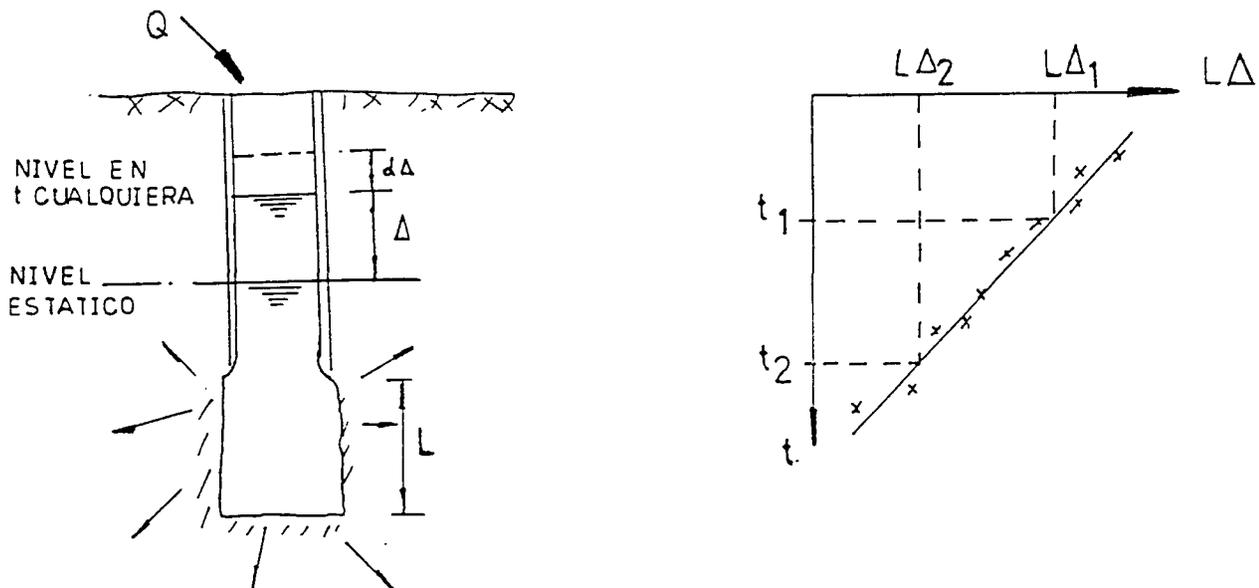
- PRUEBAS DE BOMBEO:



DONDE:

- K = PERMEABILIDAD DEL SUELO.
- Δ_0 = DEPRESION DE LA NAPA.
- r = RADIO DEL POZO.

- PRUEBAS DE INFILTRACION:



$$K = \frac{\pi \times r}{2Cs \times (t_2 - t_1)} \times L \Delta_1 / \Delta_2$$

DONDE:

Cs = COEF. DE FORMA FUNCION DE "L" y DE "r".

PARA ESC. SEMIESFERICO EN LUGAR DE ESFERICOS DEBE REEMPLAZARSE 2Cs POR Cs.

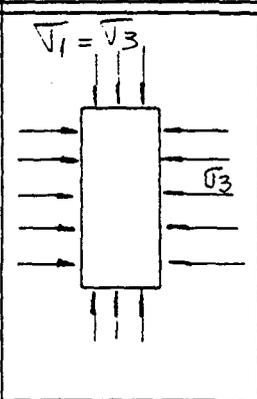
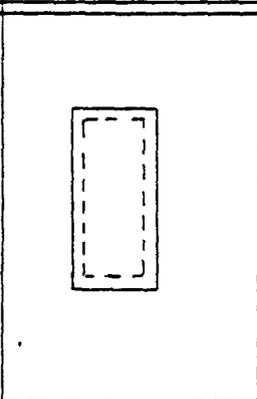
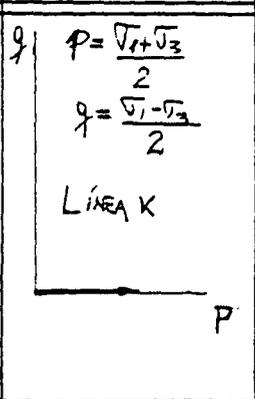
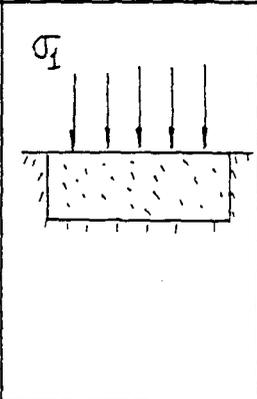
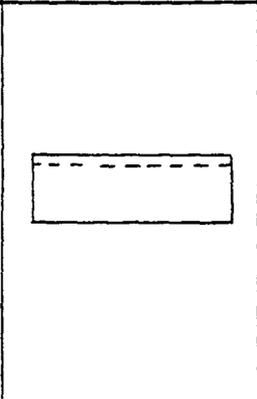
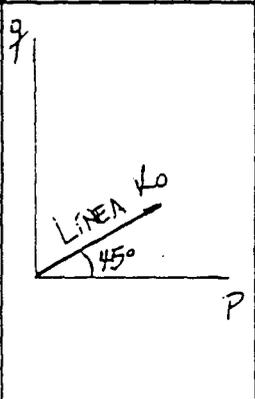
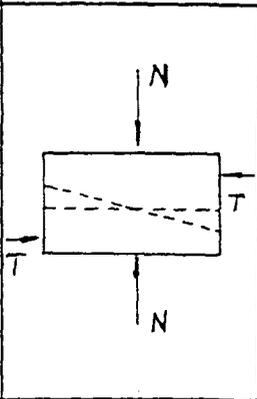
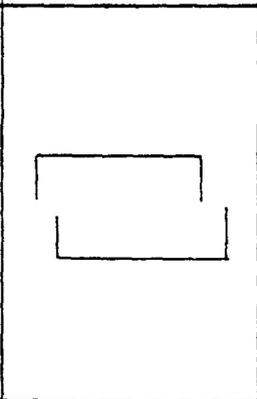
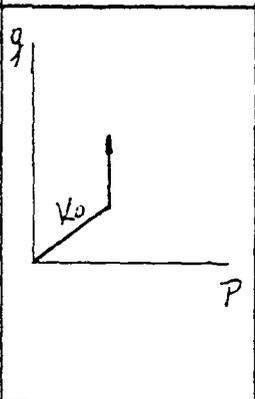
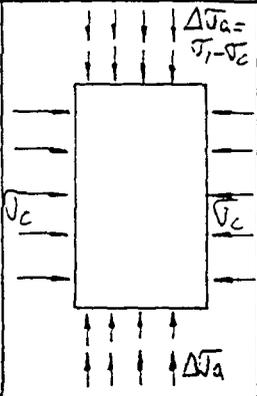
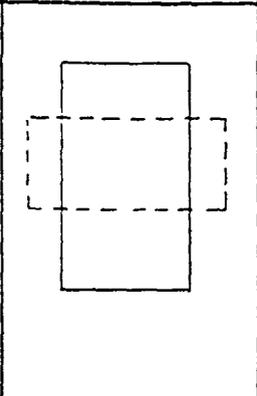
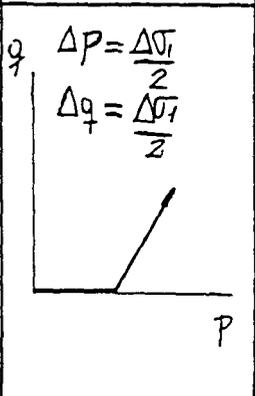
Permeabilidad y condiciones de drenaje de los suelos °

Coefficiente de permeabilidad k en cm/seg (escala logarítmica)

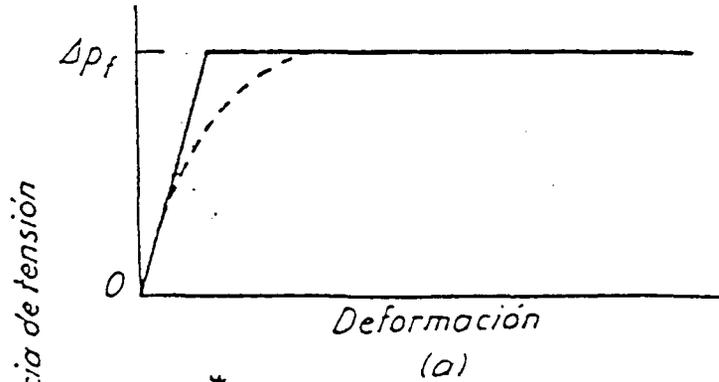
	10 ⁻¹	10	1.0	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
Drenaje	Bueno						Pobre			Prácticamente impermeable		
Tipo de suelo	Grava limpia		Arenas limpias y mezclas limpias de arena y grava.			Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcilla, morenas glaciares, depósitos de arcilla estratificada.			Suelos "impermeables", es decir, arcillas homogéneas situadas por debajo de la zona de descomposición.			
							Suelos "impermeables" modificados por la vegetación o por descomposición.**					
Determinación directa de k	Ensayo directo del suelo "in situ" por ensayos de bombeo. Se requiere mucha experiencia, pero bien realizados son bastante exactos.											
	Permeámetro de carga hidráulica constante. No se requiere mayor experiencia.											
Determinación indirecta de k				Permeámetro de carga hidráulica decreciente. No se requiere mayor experiencia y se obtienen buenos resultados.			Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados dudosos. Se requiere mucha experiencia.			Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados de regular a bueno. Se requiere mucha experiencia.		
	Por cálculo partiendo de la curva granulométrica. Solo aplicable en el caso de arenas y gravas limpias sin cohesión.									Cálculos basados en los ensayos de consolidación. Resultados buenos. Se necesita mucha experiencia.		

° Según A. Casagrande y R. E. Fadum (1940).

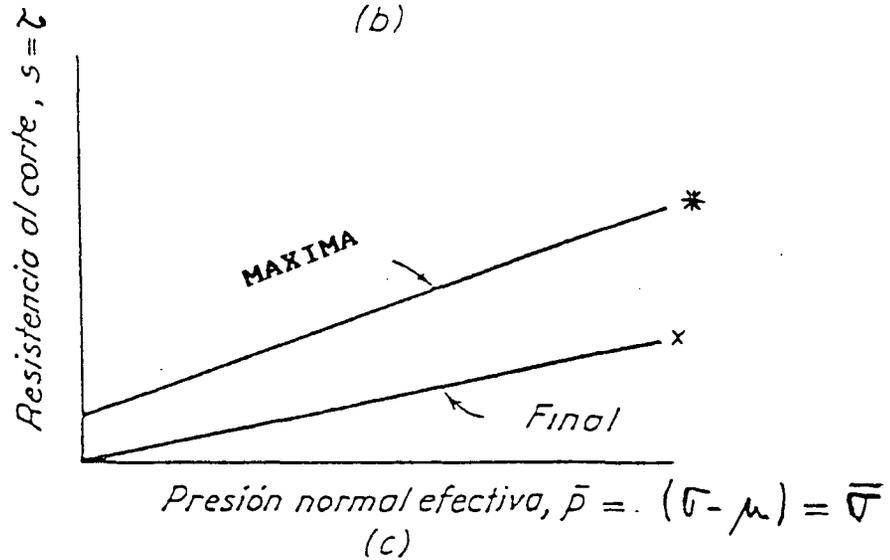
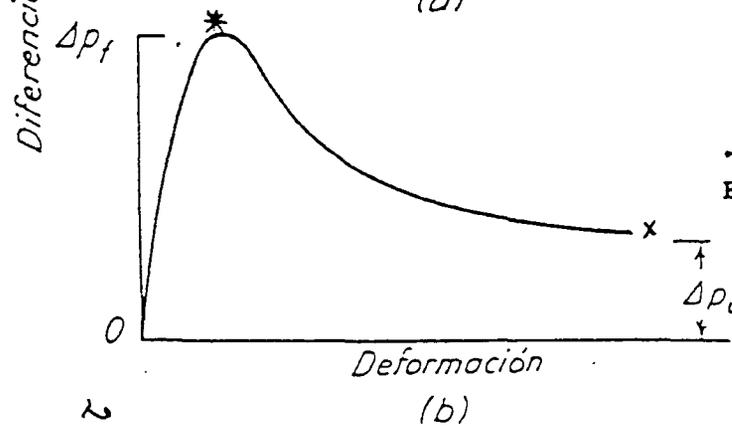
** Véase N. del T. al pie de pág. 52.

ENSAYO	ESFUERZOS	TIPO DE DEFORMACION	TRAYECTORIA TENSIONES	USOS
COMPRESION ISOTROPICA				<p>$K = \frac{\bar{\sigma}_H}{\bar{\sigma}_V}$</p> <p>ESTUDIO DE DEFORMACIONES VOLUMETRICAS</p> <p>K: COEFICIENTE TRANSMISION LATERAL</p> <p>P, q: ESFUERZOS DESVIADOS</p>
COMPRESION CONFINADA				<p>PARA LA DETERMINACION DE RESISTENCIAS PRINCIPALES</p> <p>K0: COEFICIENTE TRANSMISION LATERAL EN REPOSO</p>
CORTE DIRECTO				<p>RESISTENCIA AL CORTE</p>
COMPRESION TRIAXIAL				<p>ESTUDIO DE PROPIEDADES, TENSION-DEFORMACION, RESISTENCIA AL CORTE</p>

MATERIAL IDEAL



MATERIAL REAL
"ROTURA SIMULTANEA
EN TODOS LOS PTOS."



(a) CURVA TENSION-DEFORMACION PARA UN MATERIAL PLASTICO IDEAL (ABSORBE DEFORMACION) CON ROTURA SIMULTANEA; (b) CURVA TENSION-DEFORMACION PARA UN SUELO REAL, MOSTRANDO LA RESISTENCIA MAXIMA Y LA FINAL; (c) LINEAS DE ROTURA TÍPICAS PARA LA RESISTENCIA MAXIMA Y LA FINAL DE UN MISMO SUELO.

RESISTENCIA AL CORTE DE LOS SUELOS COMPACTADOS

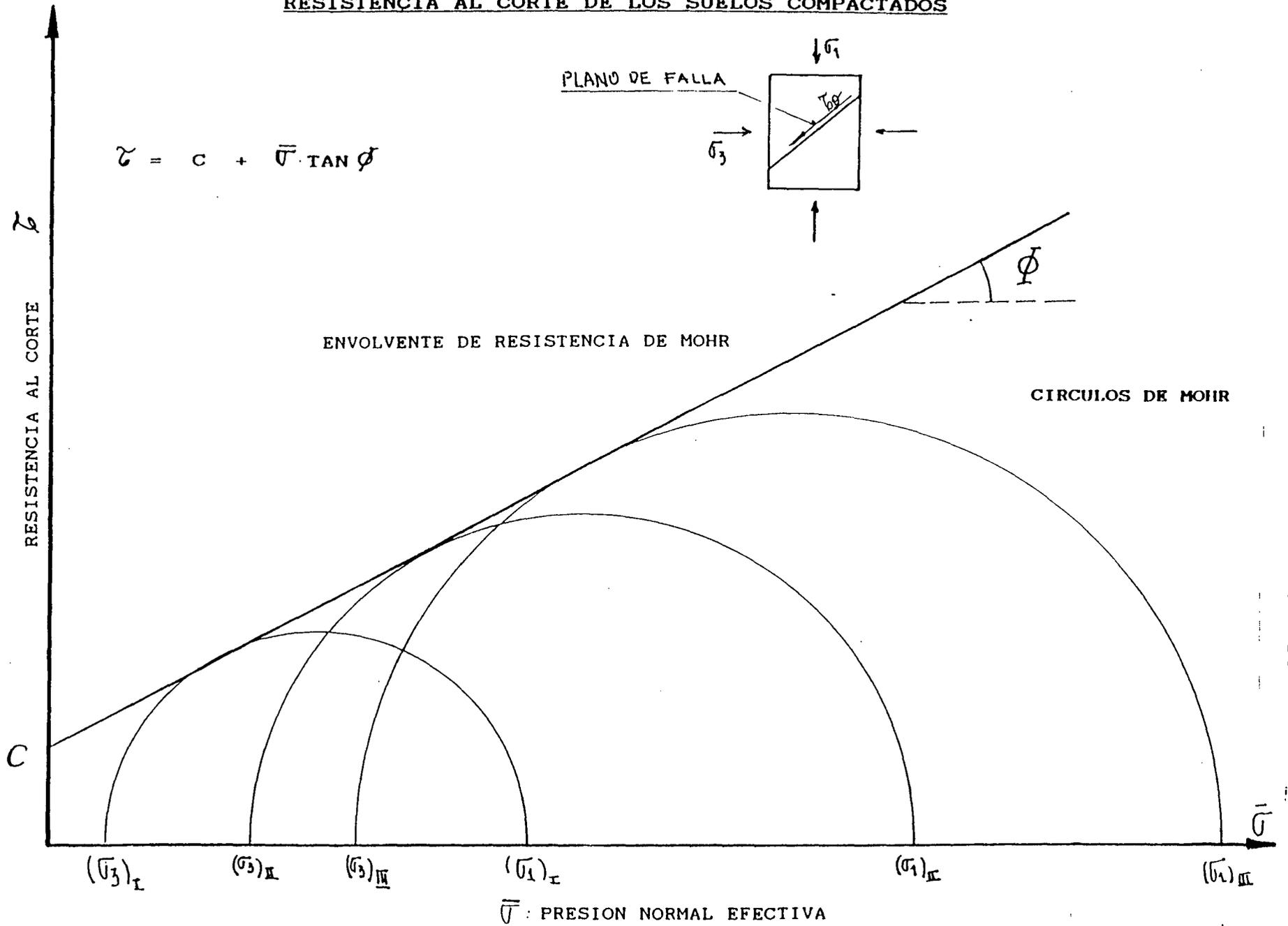
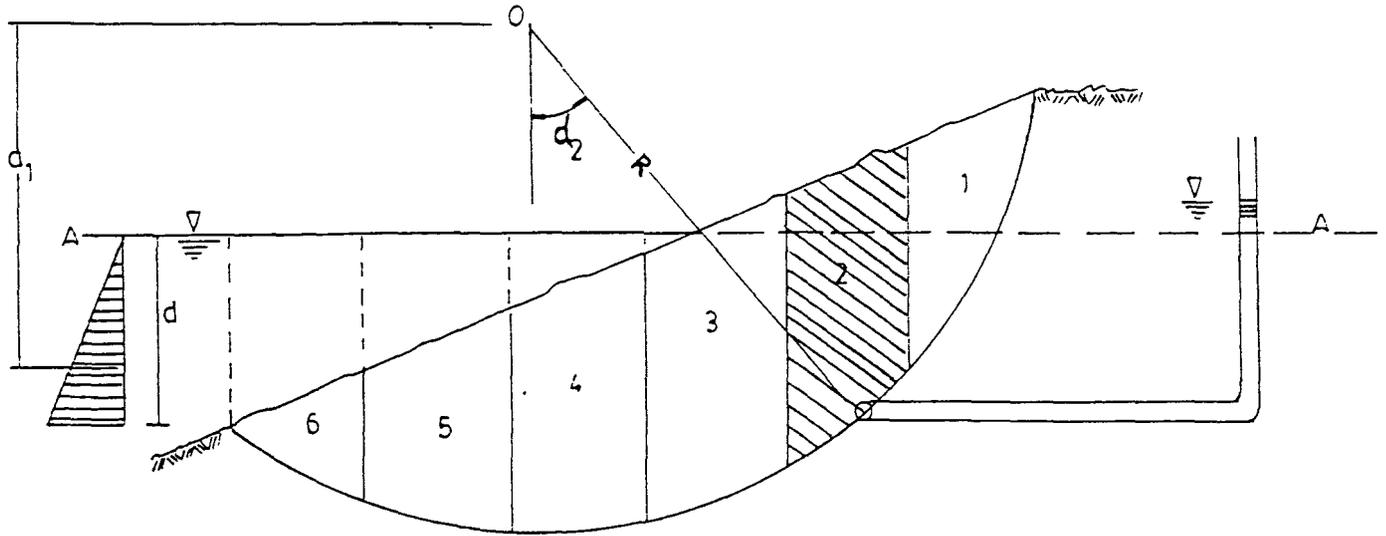


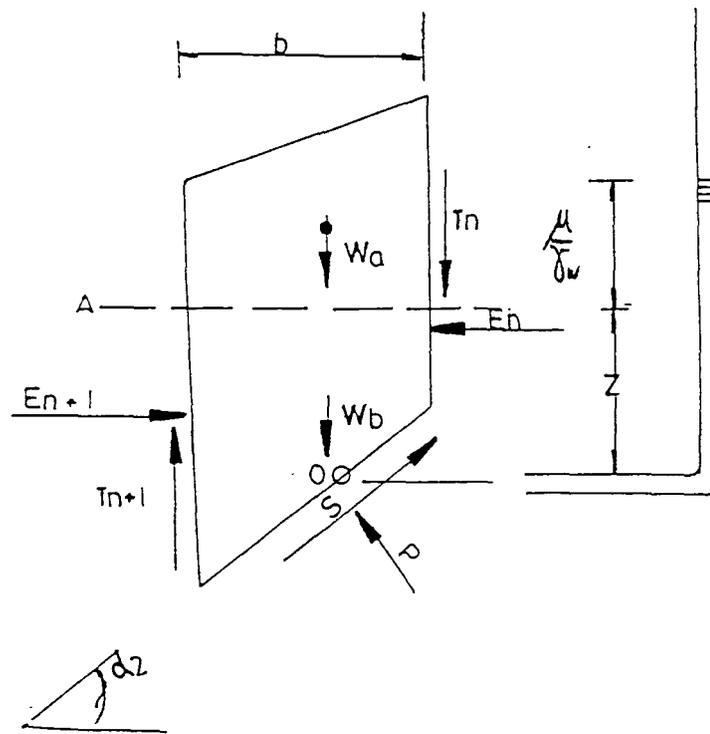
TABLA TALUDES RECOMENDADOS PARA LOS RELLENOS ESTABILIZADORES PARA PRESAS CONSTRUIDAS SOBRE CIMIENTACIONES SATURADAS DE LIMO Y ARCILLA

Consistencia	Número promedio de golpes por pie ¹ a una profundidad de la cimentación igual a la altura de la presa	Grupo del suelo ²	Taludes para las diferentes alturas de la presa				
			50 pies	40 pies	30 pies	20 pies	10 pies
Blanda	Menor de 4	Pruebas y análisis especiales de suelos requeridos.					
Mediana	De 4 a 10	SM.....	4½:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		SC.....	6:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		ML.....	6:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		CL.....	6½:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		MH.....	7:1	5½:1	4½:1	3½:1	3:1
		CH.....	13:1	10:1	7:1	4:1	3:1
Firme	De 11 a 20	SM.....	4:1	3½:1	3:1	3:1	3:1
		SC.....	5½:1	4½:1	3½:1	3:1	3:1
		ML.....	5½:1	4½:1	3½:1	3:1	3:1
		CL.....	6:1	4½:1	3½:1	3:1	3:1
		MH.....	6½:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		CH.....	11:1	9:1	6:1	3:1	3:1
Dura	Más de 20	SM.....	3½:1	3:1	3:1	3:1	3:1
		SC.....	5:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		ML.....	5:1	4:1	3½:1	3:1	3:1
		CL.....	5:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		MH.....	5½:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		CH.....	10:1	8:1	5½:1	3:1	3:1

FUENTE:
BUREAU OF RECLAMATION. DISEÑOS DE PRESAS PEQUEÑAS



PARA CADA DOVELA, SE TIENE:



CIRCULO DE FALLA TIPICO y DESCOMPOSICION DE ESFUERZOS

CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

FUERZAS RESISTENTES: F.RES.

$$F.RES. = C \times b + (W_a + W_b - \mu \times b) \times \text{TAN}\phi$$

FUERZAS SOLICITANTES: F.SOL.

$$F.SOL. = (W_a + W_b) \times \text{SEN}\alpha_i + (W_a + W_b) \times \text{COS}\alpha_i \times C_s$$

FACTOR DE SEGURIDAD: F.S.

$$F.S. = \frac{F.RES.}{F.SOL.}$$

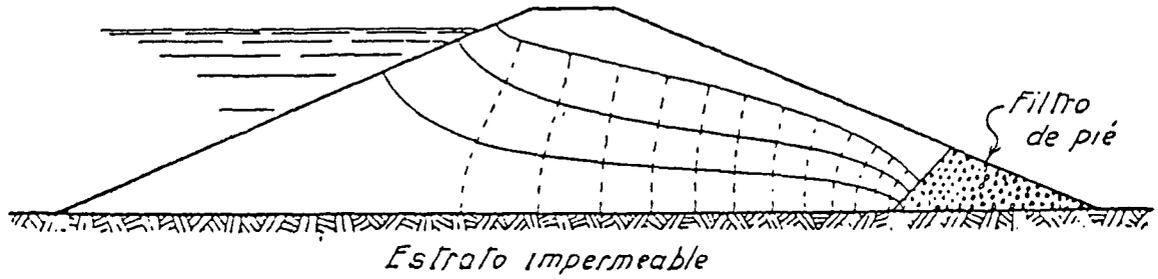
$$F.S. = \frac{C \times b + (W_a + W_b - \mu \times b) \times \text{TAN}\phi}{(W_a + W_b) \times \text{SEN}\alpha_i + (W_a + W_b) \times \text{COS}\alpha_i \times C_s}$$

DONDE:

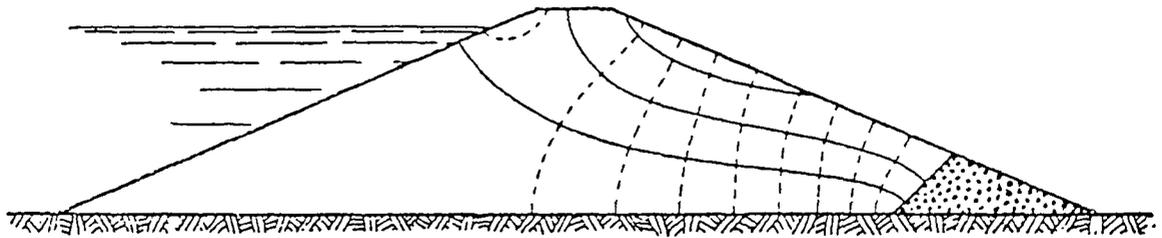
- C : COEFICIENTE DE COHESION DEL SUELO.
- μ : PRESION DE POROS.
- ϕ : ANGULO DE FRICCION.
- W_a : PESO DE LA DOVELA SOBRE A-A.
- W_b : PESO DE LA DOVELA BAJO A-A.
- C_s : COEFICIENTE SISMICO (0,1 - 0,5)

FORMAS TÍPICAS DE LAS REDES DE FLUJO EN MUROS
HOMOGENEOS

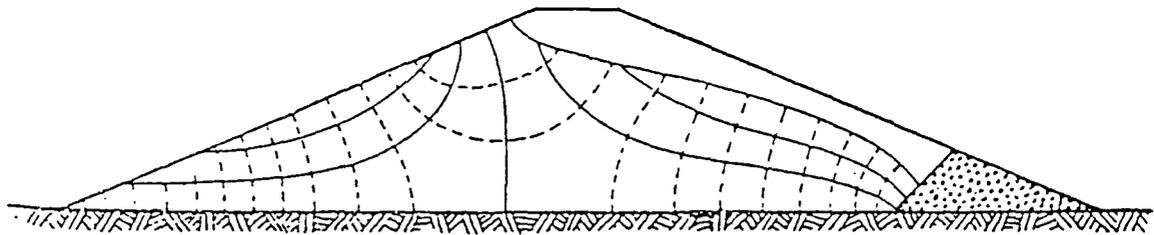
(a) Estado a embalse lleno



(b) Estado durante periodo lluvioso continuo

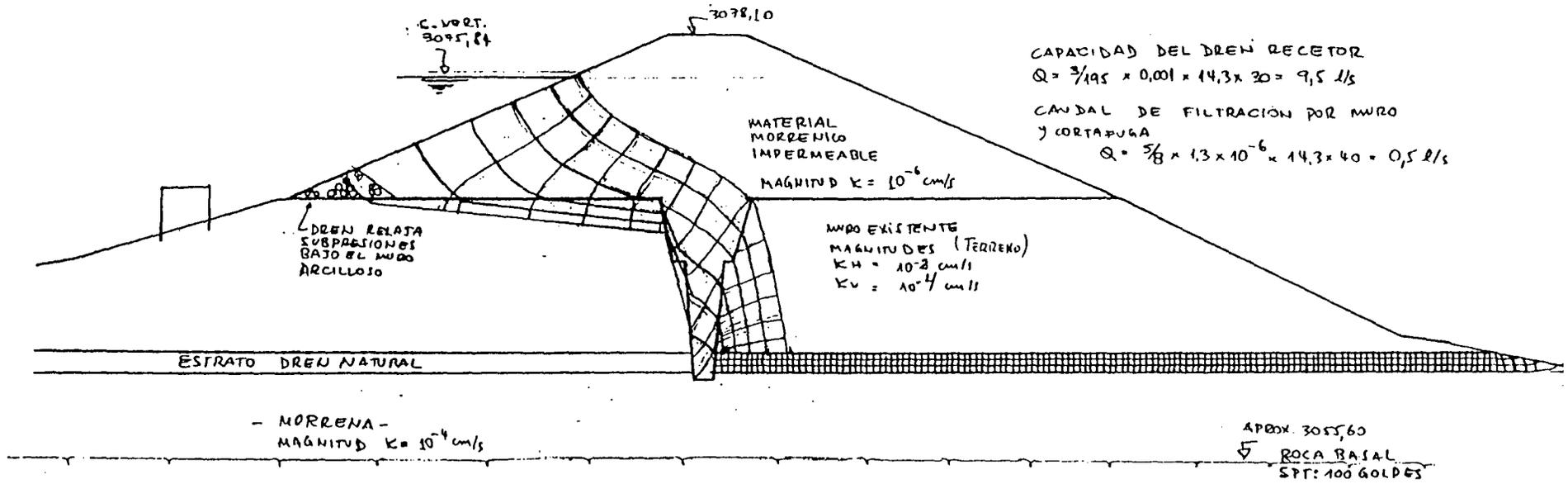


(c) Estado después del descenso repentino de las aguas

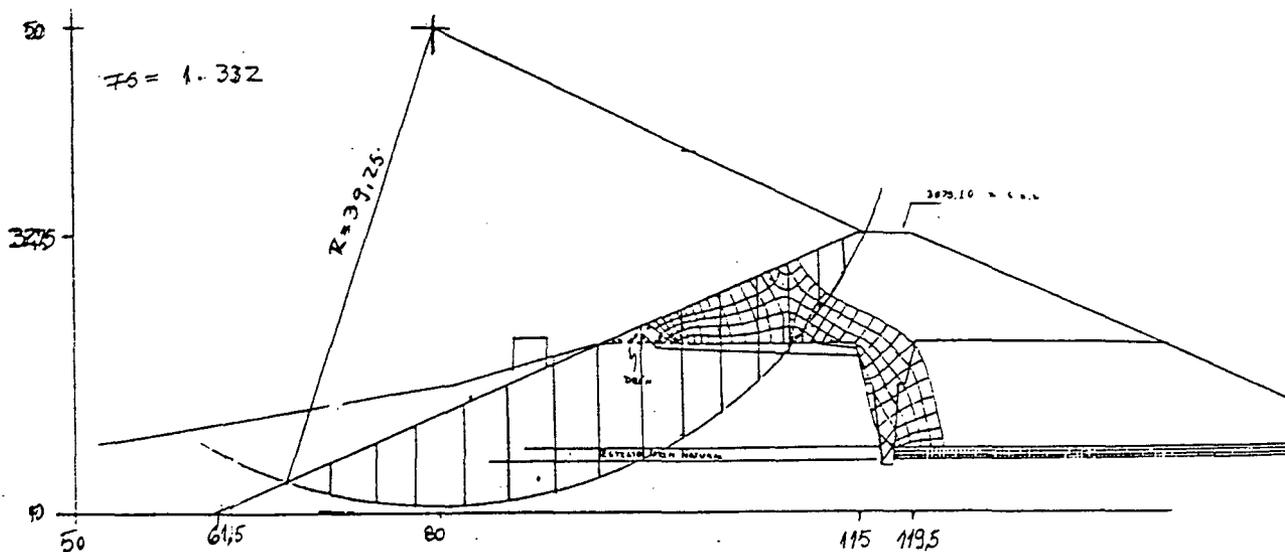


Filtración a través de un dique homogéneo imaginario constituido de arena muy fina limpia.

CASO DE MURO PERALTADO CON ZANJA CORTAFUGA
 Y MATERIAL MORRENICO IMPERMEABLE
 ESQUEMA CONCEPTUAL DE RED DE FLUJO



APLICACION DEL METODO DE BISHOP y OBTENCION DE LAS ISOLINEAS DE FACTORES DE SEGURIDAD

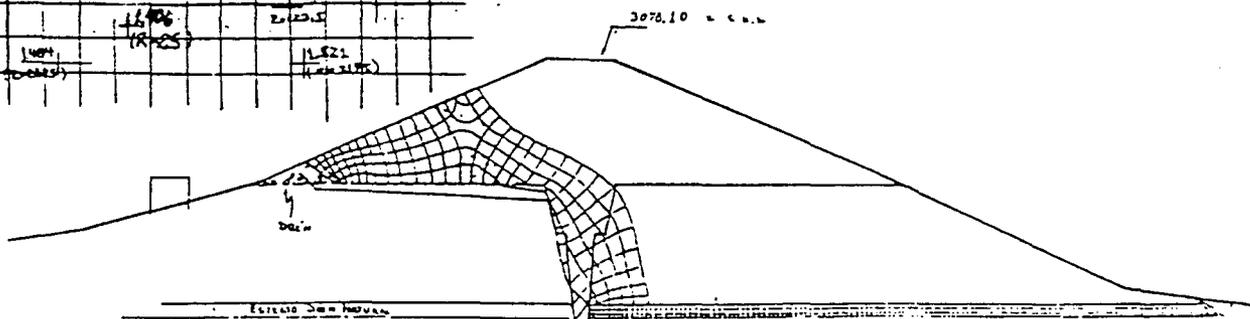


1.269 (R=49.25)		2.682
1.332 (R=39.25)	1.534 (R=30)	
1.35 (R=35)	1.184	
1.305 (R=30)	1.484 (R=30)	
1.339 (R=29.5)	1.522 (R=30)	
1.406 (R=25)	1.188	
1.404 (R=25)	1.821 (R=30)	

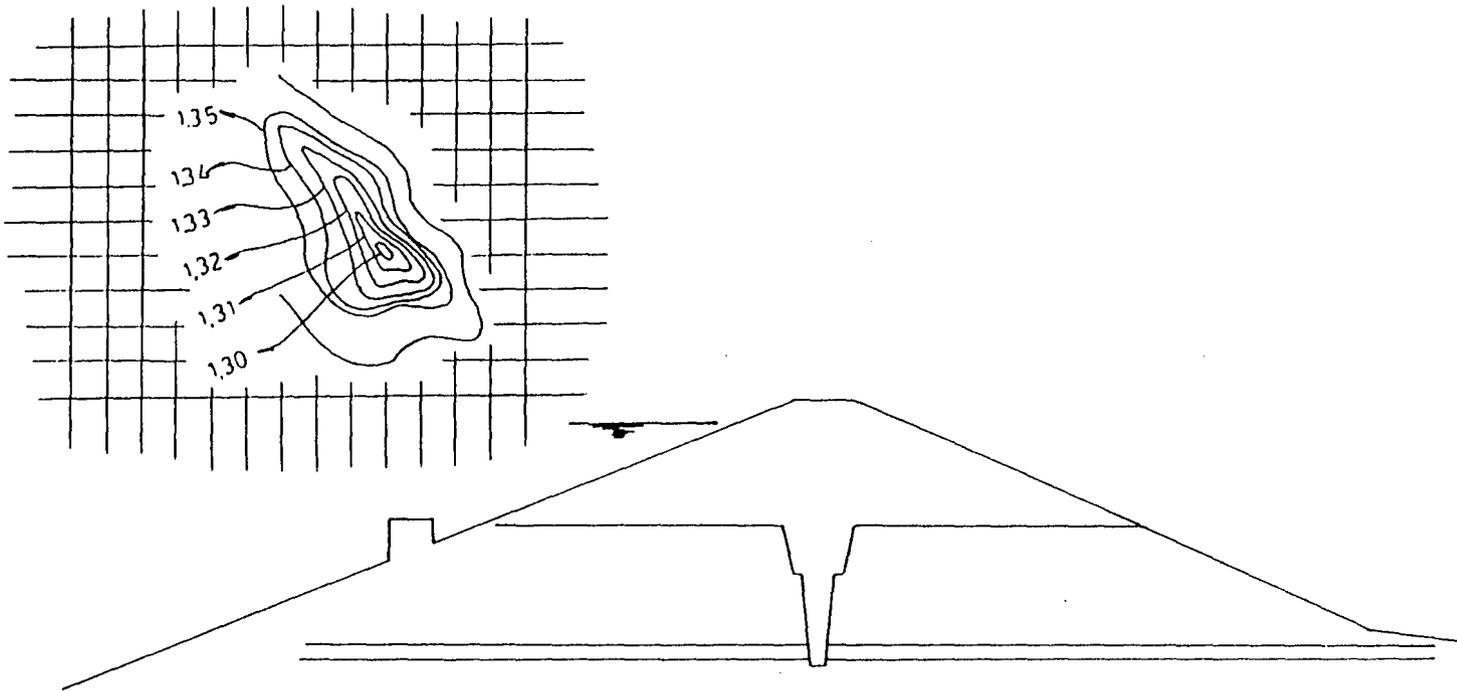
COORDENADAS DE LOS CIRCULOS DE FALLA ANALIZADOS

MURO DE MURO PERALTADO CON CANJA CORTAFUGA
Y MATERIAL MORRENICO IMPERMEABLE

ESQUEMA DE LA RED DE FLUJO POR EL
MURO EN SITUACION DE VACIADO RAPIDO



ISOLINEAS DE FACTORES DE SEGURIDAD



GRADIENTE GENERAL

CRITERIO DE LANE:

"NO EXCEDER LOS SIGUIENTES VALORES"

Material:	L/H Relación
Arena muy fina o limo	8.5
Arena fina	7.0
Arena media	6.0
Arena gruesa	5.0
Grava fina	4.0
Grava media	3.5
Grava gruesa, incluyendo cantos	3.0
Boleo con algo de cantos y grava	2.5
Arcilla blanda	3.0
Arcilla media	2.0
Arcilla dura	1.8
Arcilla muy dura o tepetate	1.6

FUENTE:

BUREAU OF RECLAMATION. DISEÑOS DE PRESAS PEQUEÑAS

GRADIENTE DE SALIDA

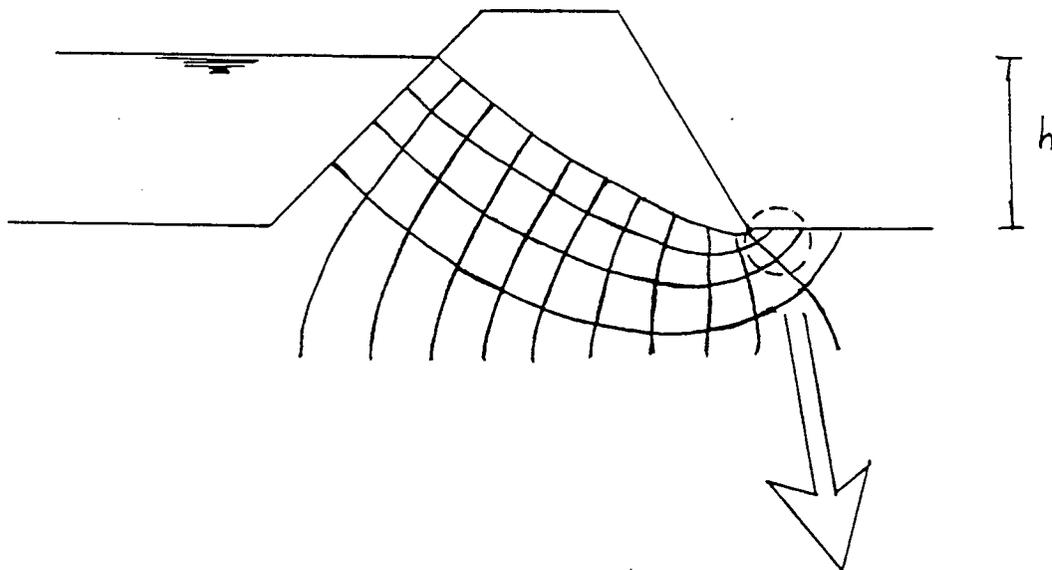
$$i_{\text{salida}} = \frac{\Delta h_{\text{salida}}}{L_{\text{salida}}}$$

EL SIFONAMIENTO O LICUACION (i_c) ES UN FENOMENO DE MAS PROBABLE OCURRENCIA A LA SALIDA DE LA RED DE FLUJO.

POR LO TANTO, CONDICION DEL i_{salida} ES:

$$i_{\text{salida}} \ll i_c$$

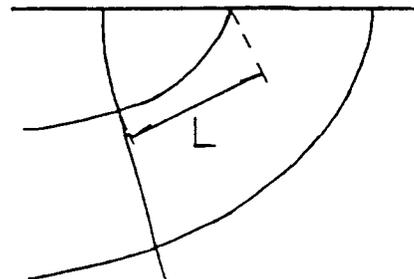
ESQUEMATICAMENTE:



$$\Delta h_{\text{salida}} = \frac{h}{N_d}$$

$L_{\text{salida}} =$ MEDIDO SOBRE LA RED A ESCALA.

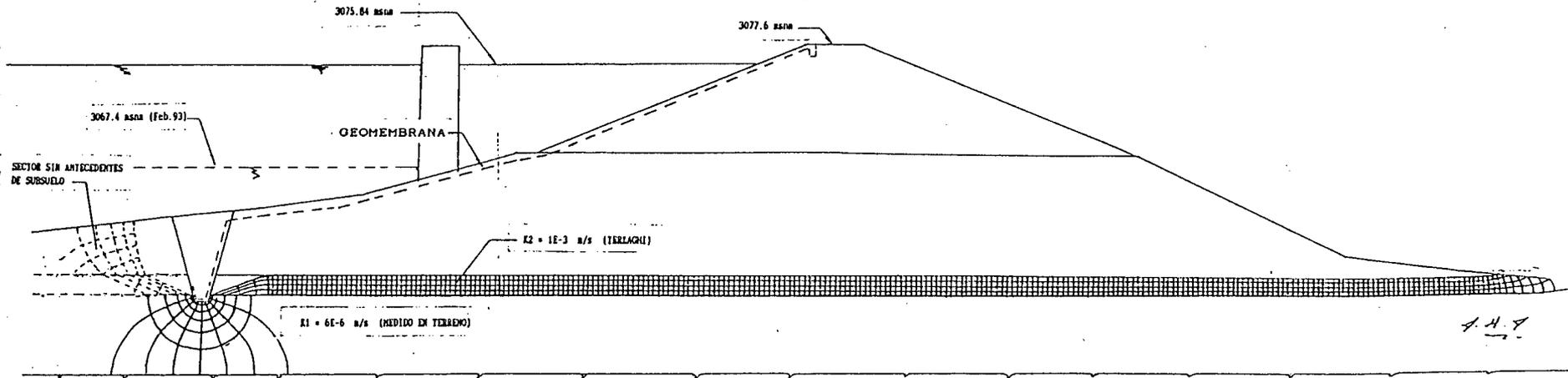
$N_d =$ Nº DE CAIDAS DE POTENCIAL.
 $N_q =$ Nº DE CANALES DE FLUJO



ESQUEMA CONCEPTUAL DE RED DE FLUJO

SOLUCION PROPUESTA
PARA PERALTE DEL MURO
GEOMEMBRANA EN TALUD AGUAS ARRIBA

ESC. 1:250



A.H.8

EQUIPOS DE COMPACTACION RECOMENDADOS

GRUPO DE SUELOS	TIPO DE SUELO	GRADO DE COMPACTACION	RELLENOS SUPERFICIALES						FUNDACIONES PROFUNDAS	
			EQUIPO TÍPICO	Nº DE PASADAS O CUBRIMIENTO	ESPESOR CAPA SUELO	N opt. DE COLOCACION	CONTROL DE TERRENO	γ seco TON/m ³	METODO DE COMPACTACION	CONTROL DE TERRENO.
PERMEABLE O DE FACIL DRENAJE	GH GP SW SP	COMPACTADO: DR \geq 75% o 95 A 105% DEL PROCTOR ST.	- RODILLOS LISOS DE ACERO CON O SIN VIBRACIONES - RODILLO NEUMATICO - TRACTOR DE ORUGA - PISONES MANUALES	SG. SE REQUIERA 2 A 5 2 A 5 SG. SE REQUIERA	SG. SE REQUIERA 300 A 150 mm 300 A 150 mm 300 A 150 mm	 SATURADA	ENSAYOS DE DENSIDAD EN TERRENO, EN UBICACION AL AZAR O ITO	17 A 21	NINGUNO DISPONIBLE, EXCEPTO CERCA DE LA SUPERFICIE	- POZOS - MEDICIONES DE γ_d - ENSAYOS DE SPT U OTROS
		SEMI-COMPACTADO: 90 A 95% DEL PROCTOR ST. o 60 A 75% DR	- RODILLO NEUMATICO - TRACTOR DE ORUGA - PISONES MANUALES - TRAFICO CONTROLADO	2 A 5 2 A 5 1 A 5 SG. SE REQUIERA	350 A 150 mm	 SATURADA	ENSAYOS DE DENSIDAD EN TERRENO, EN UBICACION AL AZAR O ITO	16 A 20	- VIBROFLOTACION - PILOTES DE COMPACT. - PILOTES DE ARENA	
SEMI PERMEABLES A IMPERMEABLES	GH GC SH	COMPACTADO: 90 A 105% DEL d DADO POR EL PROCT. ST.	- RODILLO NEUMATICO - RODILLO PATA DE CABRA - PISONES MANUALES	2 A 5 4 A 8 SG. SE REQUIERA	200 A 100 mm	SG. ENSAYOS ADECUADOS DE LABORATORIO	ENSAYOS DE DENSIDAD EN TERRENO, EN AZAR O ITO	16 A 20	- RELLENO DE PRECAREA - DESCENSO DEL NIVEL FREATICO	
	SC ML CL OL MH CH OH	SEMI-COMPACTADO: 90 A 95% DEL PROCTOR STANDAR	- RODILLO NEUMATICO - RODILLO PATA DE CABRA - PISONES MANUALES - TRAFICO CONTROLADO	2 A 5 4 A 8 SG. SE REQUIERA SG. SE REQUIERA	250 A 150 mm	SG. ENSAYOS ADECUADOS DE LABORATORIO	ENSAYOS DE DENSIDAD EN TERRENO, EN UBICACION AL AZAR O ITO	14 A 19	- APLICACIONES DE LA TEORIA DE LA CONSOLIDACION	