



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS INSTITUCIONALES

DIPLOMADO EN CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y ADMINISTRACIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS

MOD. IV

PRESAS TIPOS

Del 19 al 27 de octubre de 2001

ANEXOS

M. en I. Alberto Menache Varela
Comisión Nacional del Agua
Octubre /2001

MÉTODO SUECO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Ing. Carlos Rábago E.

Los taludes de una presa de tierra deben ser estables aún en las condiciones más desfavorables de esfuerzos que puedan presentarse en la vida de la presa. Esta condición implica que los esfuerzos cortantes originados por el propio peso de la presa y las fuerzas de filtración no deben exceder a los esfuerzos cortantes que los materiales del terraplén y la cimentación sean capaces de soportar. Por el contrario, la resistencia al corte debe ser superior a los esfuerzos impuestos, con el fin de disponer de un margen de seguridad. Se concluye, de esta simple lógica, que los métodos de análisis de estabilidad deberán estar encaminados a investigar la magnitud de los esfuerzos cortantes que actúan en el cuerpo de la presa y el valor de la resistencia al corte de los materiales que la constituyen.

El primer intento de analizar la estabilidad de los taludes de tierra se atribuye a Coulomb, en el año 1773. Su método consistía en suponer que la falla de un talud ocurría por deslizamiento de masa de suelo a lo largo de un plano inclinado, y analizaba el equilibrio de la cuña deslizante, considerando su peso y la resistencia al corte del material a lo largo del supuesto plano de falla. Esta hipótesis prevaleció intacta hasta 1846, año en que Collin señaló que los taludes constituidos por suelos cohesivos deslizan a lo largo de superficies curvas. No obstante, tal observación a la hipótesis de Coulomb no fue tomada en cuenta hasta 1916, en que K. E. Peterson volvió a insistir nuevamente en este hecho, estableciendo, sobre la base de observaciones efectuadas en algunas fallas de taludes en suelos cohesivos, que la superficie real del deslizamiento puede sustituirse, sin gran error, por una superficie cilíndrica. Más tarde, en 1926, W. Fellenius condujo una serie de investigaciones en fallas de taludes, que le llevaron al desarrollo de un método para analizar la estabilidad, basado en la hipótesis de una superficie cilíndrica de falla. En la actualidad, el método de Fellenius, denominado también método Sueco, constituye la base de los procedimientos modernos de análisis.

1. Hipótesis básicas

Las presas de tierra y enrocamiento se diseñan "al límite" contra las fallas por deslizamiento de taludes. Para aplicar el método Sueco es necesario partir de las siguientes hipótesis:

- a) La falla se produce siguiendo una superficie cilíndrica circular recta que en dos dimensiones se puede representar como un arco de círculo.
- b) El análisis es bidimensional; correspondiente a un estado de deformación plana.

donde:

γ_i : peso volumétrico de cada material que forma la columna diferencial.

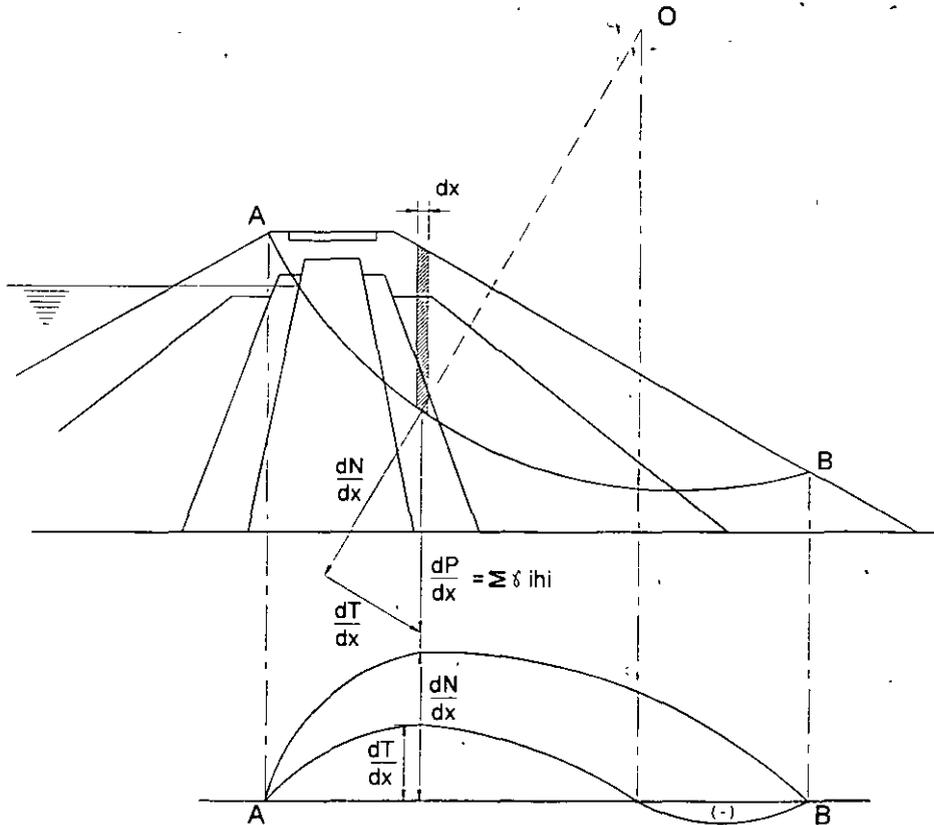
h_i : altura de cada material que forma la columna diferencial.

dx : Área de la sección de la columna.

Esta fuerza vertical diferencial dividida entre dx da un vector "derivada del peso con respecto a x ":

$$\frac{dP}{dx} = \sum \gamma_i h_i$$

Al descomponer este peso en una normal y otra tangencial a la superficie de falla, se obtienen las fuerzas dN/dx y dT/dx , que son las fuerzas actuantes normal y tangencial, respectivamente, en la base de la dovela diferencial, por unidad de ancho de la dovela. Si se elige un número suficiente de puntos sobre la superficie de falla y se grafican las magnitudes normales y tangenciales obtenidas, a lo largo de la falla sobre un eje horizontal "x", se puede observar que el momento de cada columna diferencial de fuerza tangencial respecto al centro de giro O es $dT \cdot R$ y su derivada es $dT/dx \cdot R$ (figura 3).



Procedimiento gráfico de análisis de estabilidad de taludes.

Fig. 3

y la suma de momentos de todas las fuerzas que inducen al giro, es decir, el momento actuante que trata de producir el deslizamiento es:

$$\Sigma M_{act} = R \int_{x_A}^{x_B} \frac{dT}{dx} dx$$

De manera análoga, en la base de la columna diferencial de suelo, actúa una fuerza diferencial que se opone al movimiento, que depende de las características de resistencia del suelo de la base de la columna al esfuerzo cortante. Es decir:

$$dF_{resist} = d(F_{normal}) \tan \phi + d(\text{Cohesión})$$

o sea:

$$dF_{resist} = \frac{dN}{dx} \tan \phi + c dl$$

donde dl es la diferencial de arco que corresponde a la base de la columna. En consecuencia, el momento resistente diferencial vale:

$$\Sigma M_{resist} = R \left(\int_{x_A}^{x_B} \tan \phi \frac{dN}{dx} dx + c \int_A^B dl \right)$$

como las propiedades varían a lo largo de la superficie de falla según el material que se encuentre en la base de la columna, el momento resistente debe quedar expresado de la siguiente forma:

$$\Sigma M_{resist} = R \Sigma \left(\tan \phi, \int \frac{dN}{dx} dx + c, L_i \right)$$

Aplicando ahora el concepto de "factor de seguridad" como se definió anteriormente y simplificando los radios de giro R de ambos momentos que aparecen en el numerador y en el denominador del quebrado, se tiene:

$$FS = \frac{\Sigma \left(\tan \phi, \int \frac{dN}{dx} dx + c, L_i \right)}{\int \frac{dT}{dx} dx}$$

Para resolver gráficamente la ecuación anterior se procede de acuerdo con la siguiente secuela:

1. Elijase un número arbitrario de puntos a lo largo del probable círculo de falla, procurando escoger entre ellos aquellos cuya vertical pase por los puntos de cambio de

pendiente en el talud o por los puntos donde cambia el material o se intercepta a la línea de saturación, figura 3. Es conveniente elegir siempre el punto por donde pasa la vertical trazada por el centro del círculo de falla. Se recomienda tomar un mínimo de 12 puntos para tener una aproximación suficientemente buena de los diagramas dN/dx y dT/dx .

2. Por cada uno de los puntos elegidos trácese la vertical que intercepte al talud y al círculo, prolongándola hasta interceptar a una línea horizontal AB (eje x).

3. A la escala determínese la altura "h" del material comprendido entre el talud y el círculo de falla; para cada punto multiplíquese por el peso volumétrico para obtener el valor γh ; pudiendo ser γh formado de varias partes cuando se interceptan varios materiales con distinto peso volumétrico. El valor final de γh será la suma de los valores individuales de cada uno de los materiales interceptados en la línea vertical que pasa por el punto en cuestión. Llévese en cada punto del círculo, a una escala arbitrariamente elegida, el valor γh correspondiente. Este valor γh es el peso P de la columna de suelo, derivado respecto a x. Descompóngase cada uno de estos vectores en una componente normal y otra tangencial al círculo, utilizando como guía el radio del círculo. Estos valores corresponden a dN/dx y dT/dx respectivamente.

4. Teniendo a escala los valores de las componentes dN/dx y dT/dx , represéntese gráficamente y a la misma escala sobre la línea horizontal AB (eje x); en la proyección del punto correspondiente. Uniendo todos los puntos así obtenidos con una curva se tendrá gráficas de las funciones de x: dN/dx y dT/dx .

5. Midanse, con un planímetro, todas las áreas bajo cada una de las curvas y se obtendrán así los valores de las integrales:

$$\int \frac{dN}{dx} dx \text{ e } \int \frac{dT}{dx} dx$$

de la ecuación del factor de seguridad definida anteriormente. El término cL es la suma del producto de las diferentes cohesiones de los materiales que corta la superficie de falla por la longitud total del arco de círculo correspondiente a cada material, medida gráficamente sobre el dibujo. Sustituyendo estos valores en la ecuación mencionada, se tiene el valor del factor de seguridad para el círculo analizado.

3. Factor de seguridad cuando se presenta presión de poro

Cuando se ha establecido una red de flujo a través de los materiales "impermeables", se presenta una presión de poro "u" que hay que tomar en cuenta.

La carga de presión en la base de la columna diferencial se puede obtener a

partir de la línea equipotencial que pasa por ese punto (figura 4) por igualdad de energía:

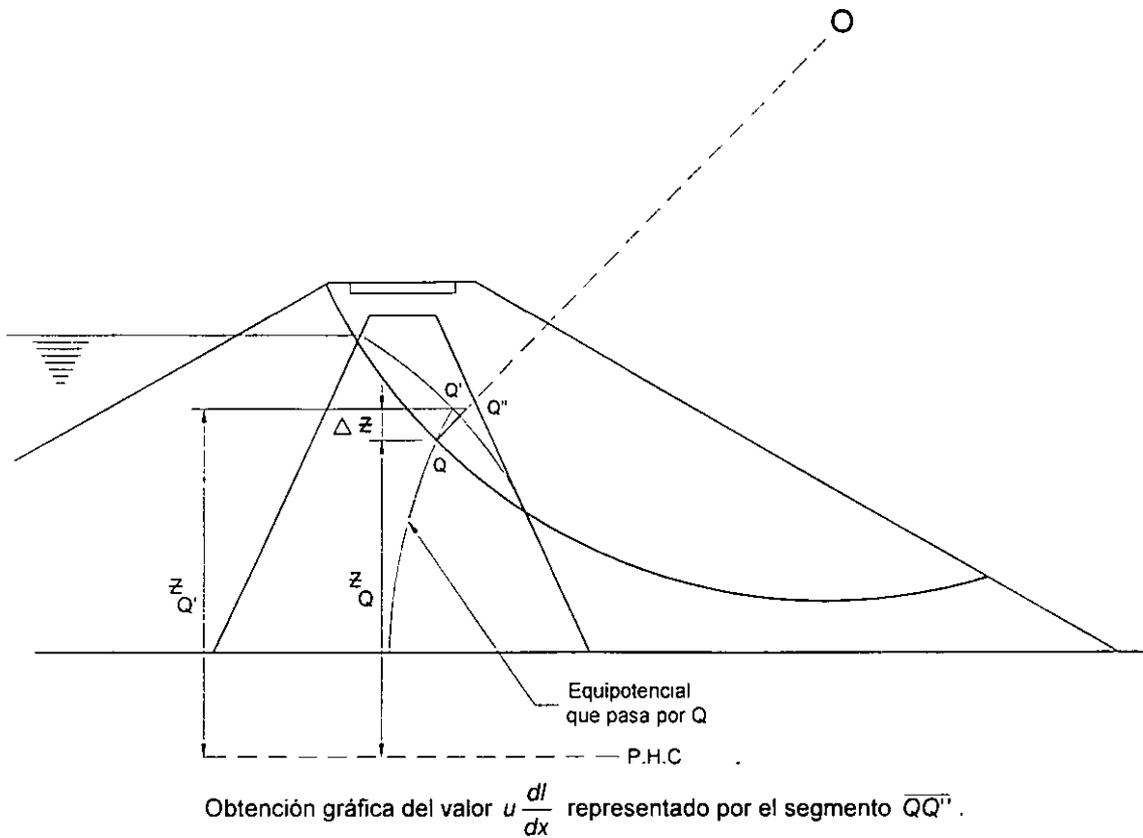


Fig. 4

$$u_Q = \left(\frac{p}{\gamma} \right)_Q = z_{Q'} - z_Q = \Delta z$$

y la fuerza provocada por la presión de poro es:

$$du_{fuerza} = u \, dl$$

donde dl es el área de la base de la columna diferencial.

Esta fuerza actúa sobre la base de la columna de suelo en dirección perpendicular a ella, al igual que la fuerza normal dN que produce la resistencia al corte, pero en sentido contrario, así, considerando esfuerzos efectivos se tiene:

$$dN - u \, dl$$

incluyendo este término en el factor de seguridad desarrollado hasta ahora, resulta:

$$FS = \frac{\Sigma \left(\tan \phi, \int \left(\frac{dN}{dx} - u \frac{dl}{dx} \right) dx + c, L, \right)}{\int \frac{dT}{dx} dx}$$

De igual manera que se hizo para conocer los valores de las integrales de las fuerzas normales y tangenciales, se puede trazar el diagrama de presiones de poro con los valores de udl/dx , y calcular su área bajo la curva. Se puede comprobar mediante un análisis de triángulos semejantes que el término udl/dx queda representado gráficamente por la longitud del segmento QQ”:

$$u \frac{dl}{dx} = \overline{QQ''}$$

Nótese que para llevar a cabo el análisis descrito en las líneas anteriores es necesario tener previamente trazada la red de flujo del agua que pasa por la capa de suelo impermeable. La red debe cumplir con las condiciones teóricas de flujo bidimensional en suelos.

Existe un método gráfico para el trazo de la red de flujo que consiste básicamente en definir las condiciones de frontera del problema particular y trazar a lápiz, algunas de las probables líneas de corriente y después las equipotenciales, que deberán ser ortogonales a las de corriente y formar con ellas figuras aproximadamente cuadradas en toda la red. Este método resulta ser sencillo pero requiere cierta práctica, que se obtiene después de trazar un buen número de ellas para distintos casos. Para auxiliar al principiante en aprender este método, el Dr. A. Casagrande sugiere una serie de reglas (A. Casagrande. *Seepage Through Dams*. Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940. Boston Society of Civil Engineers. Pag. 300) las cuales se pueden consultar en algún libro especializado (V.g. Tamez, 1964; Juárez B. y Rico R., 1992, Tomo III). La profundización en el tema queda fuera del alcance de este trabajo.

4. Factor de seguridad tomando en cuenta el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración

Empuje hidrostático

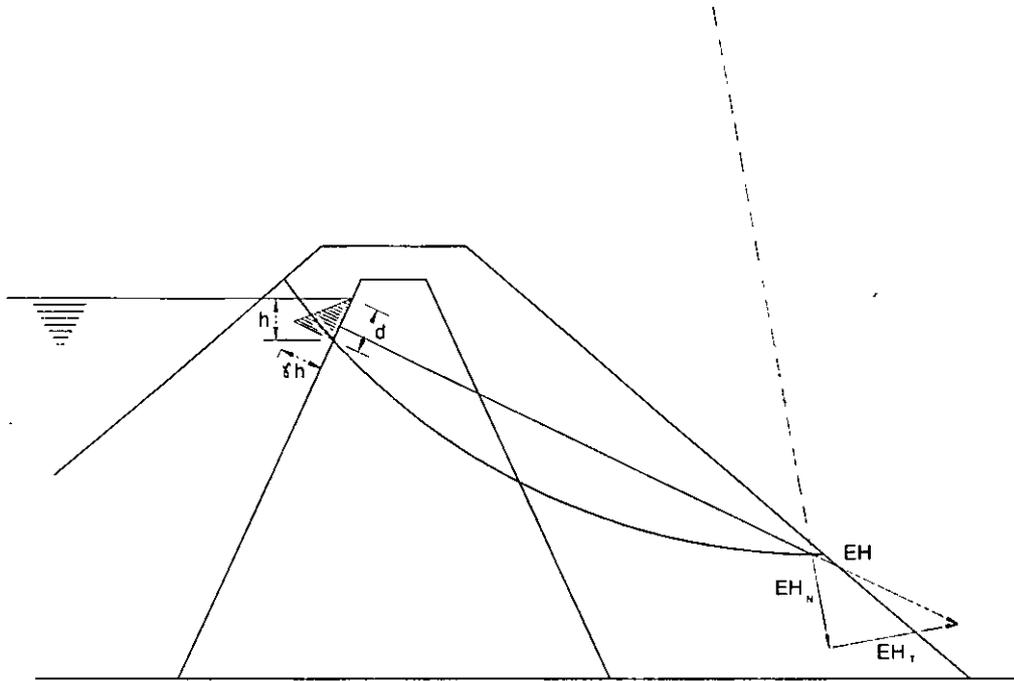
En condiciones iniciales, cuando todavía no se ha establecido el flujo dentro de los materiales impermeables de la presa, el agua ejerce sobre éstos un empuje hidrostático que puede influir en la estabilidad de la presa.

Si la falla que se está analizando corta el paramento de aguas arriba del material impermeable por debajo del nivel del agua, como se ilustra en la figura 5, existe un empuje hidrostático igual a:

$$EH = \frac{1}{2} \gamma_a h d$$

actuando a una distancia $d/3$ del fondo, perpendicular al paramento impermeable.

Una manera simple y suficientemente buena para tomar en cuenta dicho empuje en el factor de seguridad, consiste en prolongar su línea de acción hacia aguas abajo hasta cortar al círculo de falla y descomponerlo en ese punto en normal y tangencial.



Forma de tomar en cuenta el empuje hidrostático.

Fig. 5

Si el análisis corresponde al talud de aguas abajo de la presa, la fuerza tangencial favorece el movimiento del bloque de suelo, por lo que se incluye en las fuerzas que provocan el momento motor (denominador). Si el punto en el que se descompuso el empuje está dentro del cuerpo de la presa, se puede tomar en cuenta también la componente normal que, en teoría, contribuye a la estabilidad de manera similar a las fuerzas normales producidas por el peso de los materiales. Para incluirla es necesario multiplicarla por " $\tan \phi_{EH}$ " y sumarla en el numerador. El ángulo de fricción interna es el promedio pesado de los ϕ de los materiales a lo largo del círculo de falla, aunque puede ser suficiente tomarlo como el ϕ del material donde EH corta al círculo.

Entonces, el factor de seguridad queda expresado como:

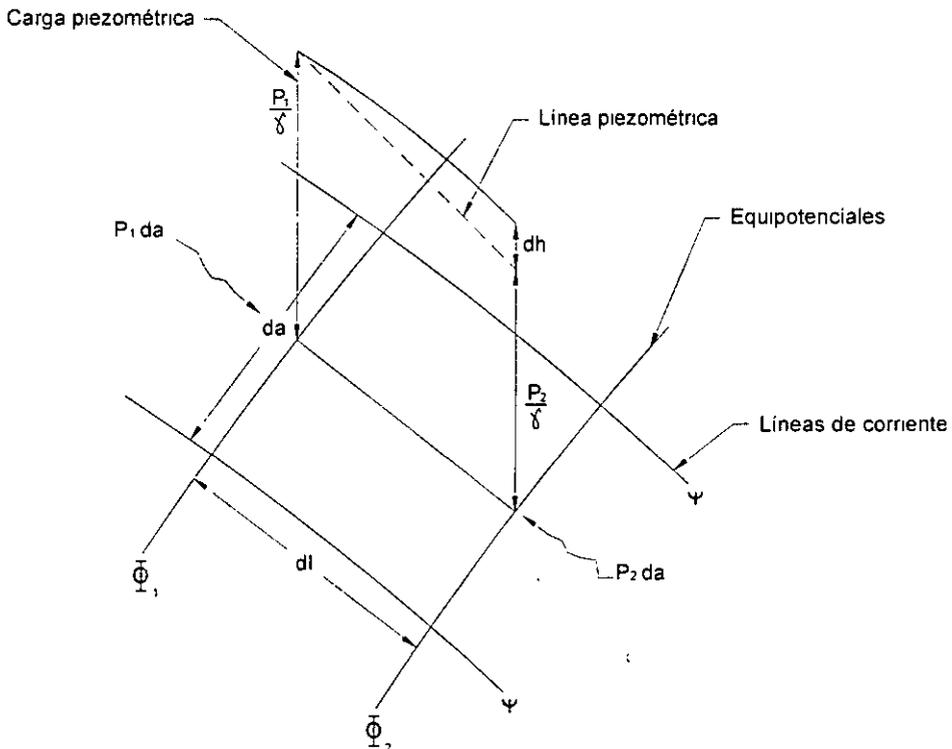
$$FS = \frac{\Sigma \left(\tan \phi, \int \frac{dN}{dx} dx + c, L, \right) + EH_N \tan \phi_{EH}}{\int \frac{dT}{dx} dx + EH_T}$$

Si se tratara del un círculo que desliza hacia aguas arriba, el signo de EH_T en el denominador se invierte.

Fuerzas de filtración

Cuando se ha establecido el flujo dentro de los materiales impermeables no sólo se produce la presión de poro, también se presentan "fuerzas de filtración" como resultado de la fricción del agua con las partículas de suelo cuando fluye entre estas últimas.

Considérese un paralelepipedo diferencial de suelo (que en dos dimensiones queda representado por un paralelogramo), limitado por dos líneas de corriente y dos equipotenciales, como se muestra en la figura 6:



Fuerzas y cargas de presión que intervienen en un rectángulo diferencial de una red de flujo.

Fig. 6

Al pasar el agua a través del rectángulo diferencial sufre una pérdida de carga:

$$dh = \frac{p_1 - p_2}{\gamma_a}$$

Por otra parte, las fuerzas de presión en las caras "verticales" (da) valen $p_1 da$ y $p_2 da$, y su diferencia es la fuerza resultante sobre el pedacito de suelo:

$$dF_f = p_1 da - p_2 da = (p_1 - p_2) da$$

como:

$$p_1 - p_2 = dh \gamma_a,$$

$$dF_f = dh \gamma_a da$$

Dividiendo y multiplicando por dl:

$$dF_f = \gamma_a \frac{dh}{dl} dl da$$

donde:

dh/dl es el gradiente hidráulico

$dl \cdot da$ es el área del rectángulo diferencial

de modo que:

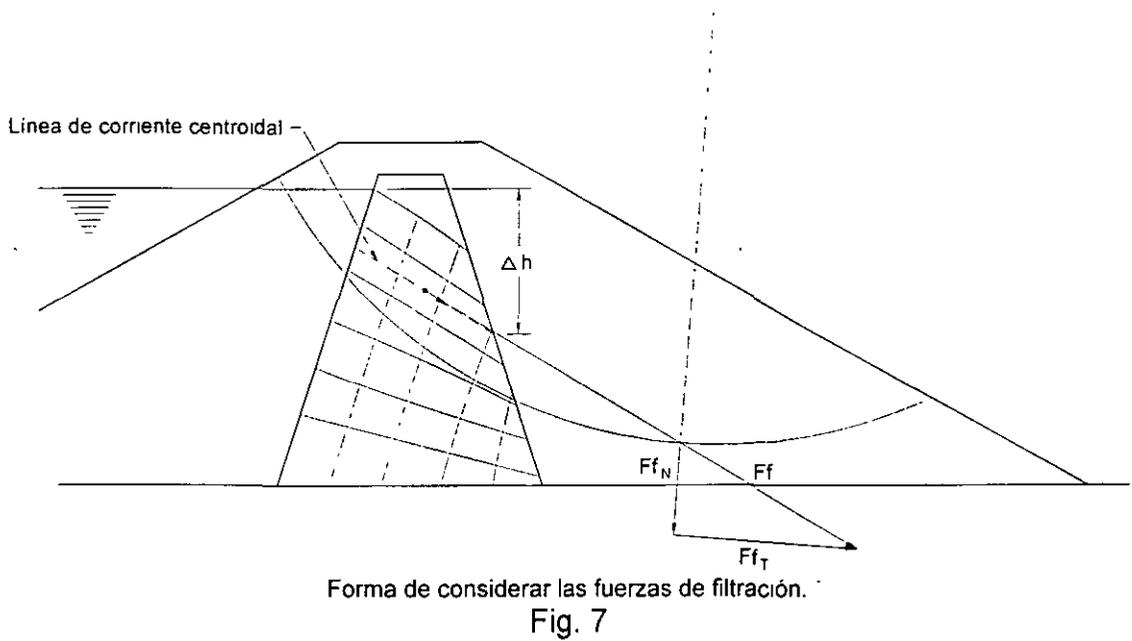
$$F_f = \gamma_a i \int dA$$

En la práctica, la fuerza de filtración resultante se obtiene de la siguiente manera (Fig. 7):

- Área: la de la zona sujeta a las fuerzas de filtración.
- Punto de aplicación: el centroide del área sujeta a fuerzas de filtración.
- Gradiente: se considera constante, por lo que es suficiente tomar uno medio que correspondería al de la línea de corriente centroidal ($\Delta h/L$).
- La dirección de la fuerza se considera tangencial a la línea de corriente centroidal.

La fuerza F_f se maneja igual que como se hizo con el empuje hidrostático. Entonces el factor de seguridad real para condiciones finales resulta ser:

$$FS = \frac{\sum \left(\tan \phi_f \int \left(\frac{dN}{dx} - u \frac{dl}{dx} \right) dx + c_f L_f \right) + F_{fN} \tan \phi_{Ff}}{\int \frac{dT}{dx} dx + F_{fT}}$$



También en este caso se presenta un cambio de signo en el término correspondiente a la componente tangencial de la fuerza de filtración cuando se trata del análisis de un talud de círculo de aguas arriba.

Es necesario hacer hincapié en el hecho de que las fuerzas de filtración sólo se presentan en condiciones finales, es decir, cuando se ha establecido flujo a través de los materiales "impermeables", y éstas sustituyen al empuje hidrostático que el agua ejercía sobre el paramento de aguas arriba cuando se tenían condiciones iniciales.

5. Factor de seguridad cuando se presentan fuerzas sísmicas

Se considera al sismo como si fuera estático (pseudostático), solamente en dirección horizontal y en el sentido más desfavorable: el que intenta hacer deslizar a la masa de suelo.

Para tomarlo en cuenta se supone actuando en la base de las columnas diferenciales de suelo, con magnitud proporcional al peso:

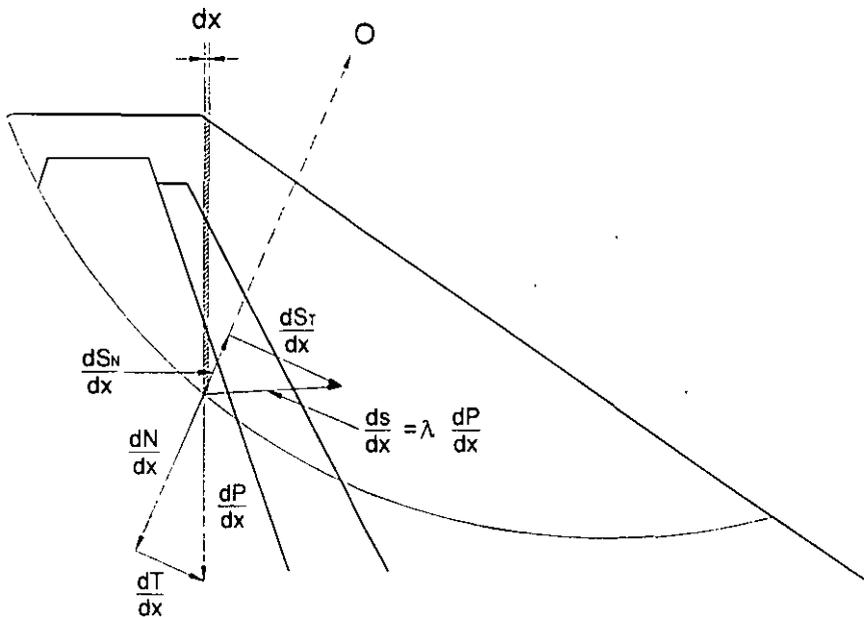
$$S = \lambda P$$

donde λ es un "coeficiente sísmico" relativo a las aceleraciones máximas registradas en un sitio en particular.

En ausencia de información relativa a las aceleraciones máximas registradas en un sitio particular, es costumbre considerar una aceleración del sismo igual a 0.1 g, y en lugares de alta sismicidad hasta 0.2 g.

Para el caso de la República Mexicana, la Comisión Federal de Electricidad ha publicado un mapa de regionalización sísmica (cfr. Manual de Diseño de Obras Civiles, C.1.3.) del cual se puede obtener el coeficiente sísmico. Como una presa es una estructura que en caso de fallar causaría pérdidas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad, queda clasificada dentro del grupo A, definido en ese mismo manual. Para efectos prácticos, este hecho se traduce en aumentar en 30% el valor del coeficiente sísmico que le corresponde.

La fuerza sísmica se descompone en normal y tangencial al círculo de falla (figura 8).



Manera de tomar en cuenta las fuerzas sísmicas.

Fig. 8

Por semejanza de triángulos se puede observar que:

$$\frac{dS_N}{dx} = \lambda \frac{dT}{dx}$$

con sentido contrario a $\frac{dN}{dx}$.

De modo semejante:

$$\frac{dS_T}{dx} = \lambda \frac{dN}{dx}$$

con el mismo sentido que $\frac{dT}{dx}$.

Incluyendo estas nuevas fuerzas en el factor de seguridad obtenido para condiciones finales, se tiene:

$$FS = \frac{\Sigma \left(\tan \phi, \int \left(\frac{dN}{dx} - u \frac{dl}{dx} - \lambda \frac{dT}{dx} \right) dx + c, L, \right) + Ff_N \tan \phi_{Ff}}{\int \frac{dT}{dx} dx + Ff_T + \lambda \frac{dN}{dx}}$$

Con las correcciones de signo que corresponden al talud de aguas arriba que se han mencionado en los apartados anteriores.

6. Casos típicos de análisis

Desde el inicio de la construcción de una presa hasta cuando ésta se encuentra funcionando con el agua a su máximo nivel en el almacenamiento, los materiales que la constituyen están sometidos a diferentes condiciones de esfuerzos que van cambiando a través del tiempo. Generalmente la estabilidad de una presa pasa por cuatro estados críticos en los cuales debe verificarse que el diseño contra deslizamientos es adecuado:

a) Condiciones iniciales

Están representadas por la situación en que se encuentra la presa al terminar su construcción. Durante el proceso de construcción de una presa, las porciones poco permeables de la cimentación y del terraplén sufren, por una parte, aumentos sostenidos de esfuerzo cortante y, por otra, incrementos de resistencia. Los incrementos de resistencia se deben a que, por no estar el suelo totalmente saturado, parte de los incrementos de esfuerzo se transforman instantáneamente en esfuerzos efectivos y a que las presiones de poro se disipan progresivamente. Las variaciones de esfuerzo actuante y resistencia son tales que, generalmente, el factor de seguridad de la cortina contra deslizamiento disminuye al progresar la construcción. Al final de ésta, el factor de seguridad es tanto menor, cuanto mayor haya sido el grado de saturación del suelo compactado y cuando menor haya sido la rapidez de disipación de la presión de poro en las zonas críticas. Es usual analizar la estabilidad en esta condición, si se trata del material del corazón impermeable, en términos de esfuerzos efectivos suponiendo que no hay presiones de poro, o bien en términos de esfuerzos efectivos con las presiones de poro resultantes de mediciones en la propia presa. En los

materiales permeables (arenas), por el contrario, las presiones de poro al final de la construcción son nulas; los esfuerzos que actúan entonces son soportados por la estructura granular del suelo; al sobrevenir una falla rápida, las presiones de poro que se generan por la acción de los esfuerzos cortantes se disipan también rápidamente, gracias a la alta permeabilidad; por lo tanto, puede considerarse que esas condiciones de trabajo se producen en el laboratorio mediante una prueba triaxial lenta, en especímenes 100% saturados, cuya relación de vacíos inicial corresponda a la de colocación del material en el terraplén.

b) Condiciones finales

A través del tiempo, al funcionar el embalse lleno, el grado de saturación de los materiales, tanto permeables como impermeables, se incrementa hasta alcanzar la saturación completa en el corazón impermeable y en el talud de aguas arriba. El desarrollo del flujo de agua hace incrementar paulatinamente las presiones de poro en las zonas máximas a la base de la presa hasta hacerlas máximas cuando se alcanza la condición de flujo establecido. Al mismo tiempo, los materiales impermeables se van consolidando o expandiendo bajo la acción de los nuevos esfuerzos impuestos por peso propio del material y las fuerzas de filtración, hasta quedar totalmente consolidados bajo esas nuevas condiciones de esfuerzos. Por tanto, el factor de seguridad llega a un mínimo en la condición de trabajo a largo plazo con presa llena. Lo más conveniente en este caso es hacer el análisis de estabilidad en términos de esfuerzos efectivos a partir de la resistencia obtenida en pruebas triaxiales del tipo consolidada – rápida, efectuada con especímenes saturados, cuya relación de vacíos corresponda a la inicial que tenía el material al ser colocado en el terraplén, para el caso de los materiales impermeables. En cuanto a los materiales permeables prevalece el mismo criterio que en el caso de las condiciones iniciales de trabajo. En los materiales de permeabilidad intermedia se adopta el mismo criterio que para los impermeables, tanto para las condiciones iniciales como las finales.

Un caso particular de las condiciones finales que conviene analizar es cuando se presenta la condición extrema de llenado del embalse hasta el nivel de aguas máximo extraordinario (NAME), tomando el mismo criterio en cuanto las propiedades de los materiales.

c) Vaciado rápido

Después de cierto tiempo de operación de la presa, ésta ha sido infiltrada y ha alcanzado condiciones de flujo establecido hacia aguas abajo. Durante la época seca del año las extracciones de la presa son mayores que las entradas, produciéndose el descenso en el nivel de agua en el almacenamiento. Al descender dicho nivel, las zonas impermeables y semipermeables de la presa quedan saturadas y se inicia dentro de ellas un flujo descendente del agua, hacia aguas abajo y hacia aguas arriba. Esta nueva condición de flujo crea en la presa nuevas condiciones de esfuerzos que deben ser analizadas. Se han presentado fallas a consecuencia de los efectos del vaciado

rápido, muy especialmente en el talud de aguas arriba. El criterio a seguir en la elección de los valores de la resistencia al esfuerzo cortante, que deban emplearse en el análisis, es el mismo que para el caso de las condiciones finales ya explicado.

El vaciado de una presa ocurre normalmente en un tiempo que puede variar de unos cuantos días a varios meses, según las condiciones de funcionamiento de la presa y la capacidad del vaso. La condición de un vaciado instantáneo es puramente hipotética. Es conveniente agregar que no todos los materiales son igualmente afectados por un vaciado rápido; los materiales altamente permeables son capaces de eliminar las presiones de poro tan rápidamente como desciende el agua del vaso. En cambio, los impermeables pueden requerir hasta de uno a varios años para ajustarse a las nuevas condiciones de esfuerzos generados por el flujo descendente. De aquí que se hayan establecido los siguientes criterios para evaluar las presiones de poro, para hacer el análisis de la estabilidad para la condición de vaciado rápido:

1. Los materiales permeables no son susceptibles al efecto de un vaciado rápido.
2. Los materiales impermeables, cuyo coeficiente de permeabilidad es menor de 10^{-6} cm/seg, son también de alta compresibilidad. Cuando ocurre un vaciado rápido en materiales de esta clase se produce dentro del cuerpo de la presa, un proceso de consolidación cuya rapidez depende tanto de la permeabilidad, como de las condiciones de drenaje y las características de compresibilidad de los materiales. En todo caso, en los suelos impermeables, la rapidez del proceso de consolidación es generalmente, menor que la velocidad de descenso del agua en el vaso. Puede decirse entonces que, la relación de vacíos del material permanece, aproximadamente, igual a la que existía antes de iniciarse el vaciado rápido. En tales condiciones, los valores de los esfuerzos efectivos dentro de la masa impermeable son los mismos que existían cuando la presa estaba llena y, por consiguiente, la resistencia al corte puede considerarse igual a la que existía antes del vaciado rápido. Entonces, para analizar la estabilidad del talud de aguas arriba en estas condiciones es conveniente calcular, primero, el valor de las fuerzas tangenciales resistentes para los materiales impermeables, en función de los esfuerzos efectivos que existían a presa llena y, después, las fuerzas tangenciales actuantes se calcularán con el nivel del agua en el almacenamiento, en la posición correspondiente a la presa vacía. En estos materiales es necesario tomar en cuenta también las fuerzas de filtración provocadas por el flujo del agua que ahora tiene una dirección contraria, pues el flujo es hacia aguas arriba.
3. En caso de materiales de permeabilidad intermedia ejemplificados por las arenas finas limosas (SM) y los limos no plásticos o de baja plasticidad (ML) se considera que, al ocurrir el vaciado rápido se desarrolla en la masa de suelo un estado de esfuerzos que corresponde al que proporciona la red de flujo para vaciado rápido. Esta condición se cumple, solamente para el caso de materiales incompresibles; es decir, supone que los materiales semipermeables han sido colocados con un alto grado de compactación, con lo cual su compresibilidad es suficientemente baja, para garantizar el desarrollo de las presiones de poro que supone las nuevas condiciones de la red de flujo. Esta condición se cumple normalmente con las prácticas actuales de compactación. En este

caso también es necesario tomar en cuenta las fuerzas de filtración dentro de la nueva red de flujo.

d) Bajo excitación sísmica

Se acepta comúnmente, sobre la base de la observación del comportamiento de presas ubicadas en zonas sísmicas, que las presas de tierra bien diseñadas y construidas conforme a los criterios que actualmente prevalecen son capaces de soportar los efectos de un sismo intenso sin sufrir daños de importancia. Sin embargo, el hecho de que hayan ocurrido algunas fallas asociadas a temblores, amerita mencionar los efectos que origina la acción de los esfuerzos alternados y repetidos inducidos por el sismo.

Durante un sismo, a las fuerzas actuantes permanentes se suman fuerzas de inercia alternantes debidas a la respuesta dinámica de la presa. Esta variación de esfuerzos a su vez induce a cambios de presión de poro y de resistencia en los suelos. Los resultados netos son variaciones transitorias del factor de seguridad en uno y otro sentido. Debido a que el período durante el cual disminuye el factor de seguridad es muy pequeño (mucho menor que el necesario para dar lugar a un deslizamiento como los que ocurren bajo carga sostenida), dicho factor de seguridad puede alcanzar transitoriamente valores aún menores que la unidad sin que necesariamente resulte una falla por cortante. Así pues, el concepto convencional de factor de seguridad se puede decir que pierde su significado en este caso. Aún así es muy recomendable llevar a cabo este análisis para determinar el funcionamiento adecuado de la presa bajo estas condiciones extremas y transitorias. El criterio a seguir en la elección de los valores de la resistencia al esfuerzo cortante, que deban emplearse en el análisis, es el mismo que para el caso de las condiciones finales ya explicado.

A continuación se presenta una tabla con los factores de seguridad mínimos que actualmente se recomiendan en el análisis de estabilidad de taludes de presas de tierra y enrocamiento para distintas condiciones de funcionamiento, de acuerdo con la práctica usual en la Comisión Nacional del Agua:

TABLA 1 - Factores de Seguridad mínimos para el análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra y enrocamiento.

CONDICIONES INICIALES				
CASO	FACTOR DE SEGURIDAD			OBSERVACIONES
	$k_{Mat Imp}$ (cm/seg)	Aguas Arriba	Aguas Abajo	
Vaso vacío	$k > 10^{-6}$	1.10	1.25	Agua al nivel de la toma
	$k < 10^{-6}$	1.20	1.35	
Vaso lleno		1.50	1.50	Agua al NAMO
Vaso vacío y sismo	$k > 10^{-6}$	1.00	1.10	Agua al nivel de la toma
	$k < 10^{-6}$	1.10	1.15	
CONDICIONES FINALES				
CASO	FACTOR DE SEGURIDAD			OBSERVACIONES
		Aguas Arriba	Aguas Abajo	
Vaso lleno		1.45	1.45	Agua al NAME
Vaciado rápido		1.25	-	Agua al nivel de la toma
Sismo	V. vacío	1.25	-	Agua al nivel de la toma
	V. lleno	-	1.30	Agua al NAMO

BIBLIOGRAFÍA.

- Juárez, B. E. y Rico R. A. Mecánica de suelos. Tomos 1, 2 y 3. Limusa, México, 1992.
- Sherard. Woodguard. Gizienski y Clevenger. Earth and Earth-Rock dams. Willey, New York, 1967.
- Thomas, H. H. The engineering of large dams. (Australia). Willey, New York, 1966.
- Instituto de Investigaciones Eléctricas. Manual de diseño de Obras Civiles. (Geotecnia). México C.F.E, 1980.
- Instituto de Investigaciones Eléctricas. Manual de diseño de Obras Civiles (Estructuras). México C.F.E, 1980.
- Marsal, R. J. y Reséndiz, D. Presas de Tierra y Enrocamiento. Limusa, México, 1975.
- Tamez, E. Principios del Diseño y construcción de Presas de Tierra. S. R. H., México, 1964.
- Vega, R. O. y Arreguín, C. F. Presas de Almacenamiento y Derivación. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería. UNAM. México, 1992.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

C-4

CURSOS INSTITUCIONALES

DIPLOMADO EN CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y ADMINISTRACIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS

MOD. IV PRESAS TIPOS

Del 05 al 13 de octubre de 2001

A N E X O

Ing. Oscar Vega Roldán
Comisión Nacional del Agua
Octubre /2001

PRESAS DE CONTRAFUERTES

por

Oscar Vega Roldán (1)

1. GENERALIDADES

Derivándose la estabilidad de una presa de contrafuertes del mismo principio que la de una presa de gravedad, resulta conveniente referirse a ésta para exponer el origen, el desarrollo y las características principales de las estructuras que agrupamos con el nombre genérico de presas de contrafuertes.

En muchos países (sobre todo europeos) se construyen cada vez menos presas de gravedad, a pesar de los dos factores importantes que pueden alegarse en su favor: facilidad de diseño y mecanización de la construcción, provenientes de la simplicidad de su forma y de la magnitud de su volumen. En efecto, el desarrollo de los modelos matemáticos para el cálculo, la evolución de las computadoras de alta velocidad y los avances en los procedimientos constructivos, reducen o anulan esas ventajas en muchos casos, en favor de otros tipos de presa.

(1) Ingeniero Civil, M.I. (Hidr.).- Director Técnico de CIEPS, s.c., Ingenieros Consultores y Projectistas, México.

Por otra parte, la eficiencia en el aprovechamiento de la resistencia intrínseca del material de construcción es pobre en una presa de gravedad, resultando los esfuerzos a que se ve sometido el concreto muy por abajo de los que podría soportar, sin que se puedan llevar a valores más razonables por el motivo mismo de que la estabilidad de la estructura se debe a su peso, y de que una parte importante de él se ocupa en contrarrestar la subpresión.

Desde el punto de vista económico, el correctivo usual es reducir la calidad del concreto, empobreciendo las mezclas por disminución de la dosificación de cemento. En el límite, esta tendencia lleva a suprimirlo totalmente, lo que conduce a las presas de materiales sueltos (tierra y enrocamiento), tan desarrolladas en nuestro país y en otros del continente americano.

La tendencia opuesta, es decir, tratar de obtener el mejor partido de los materiales de construcción, haciéndoles trabajar a esfuerzos mayores, nos dirige hacia los diferentes tipos de presa de contrafuertes. En ellos, el aprovechamiento del peso del agua sobre la cara aguas arriba, y la casi total eliminación de la subpresión al reducir la superficie sobre la que actúa, ocasionan que se requiera menor peso de la estructura y, por ende, menor volumen de material, para su estabilidad. Esta tendencia ha sido seguida y desarrollada fundamentalmente en Italia, Francia y Suiza durante los últimos 50 años, aunque hay ejemplos muy anteriores de presas construidas con este tipo de estructura. En nuestro país fueron levantadas presas de contrafuertes desde la época colonial, habiendo sólo algunas obras modernas diseñadas con estas ideas (Las Vírgenes en el río San Pedro, Chih.; Don Martín en el Salado, Coah.; Jocoqui en el Pabellón, Ags.; Rodríguez en el Tijuana, B. C.).

Analicemos un caso simple para examinar el efecto de suprimir la subpresión e introducir el peso del agua como elemento estabilizante. La sección teórica triangular de una presa de gravedad sujeta al empuje hidrostático y a subpresión total debidos a la presencia del agua retenida hasta su cúspide, tiene $0.845 H$ de base, si H representa la altura y el peso volumétrico del material de la estructura es 2.4 veces el del agua, para mantener la resultante dentro del tercio medio (fig. 1-a). Si de alguna manera logramos eliminar la subpresión, manteniendo las demás condiciones igual, el grueso del " contrafuerte " necesario para la estabilidad sin

que aparezcan tensiones es de sólo 58.3 % del ancho B de la cubierta, despreciando el peso de ésta (fig. 1-b).

Si ahora inclinamos el paramento aguas arriba, por ejemplo hasta tener iguales taludes en ambas caras de la sección triangular, el grueso necesario del contrafuerte disminuye a $0.542 B$, por el efecto estabilizante del peso del agua (fig. 1-c). Es interesante notar que si, manteniendo la simetría de la sección, ampliamos la base del triángulo, el volumen de concreto requerido es cada vez menor: al poner una base de $0.9 H$, el contrafuerte sólo deberá tener un grueso de $0.404 B$ (fig. 1-d) con un volumen del 79.3 % del que resulta para el contrafuerte anterior. Sin embargo, esta reducción de volumen tiene un límite geométrico, cuando el grueso necesario tiende a anularse; por otra parte, en la vecindad de ese límite, ya los esfuerzos máximos resultan demasiado grandes. Por supuesto, en un caso real hay otros muchos factores que deben tomarse en cuenta para discutir la conveniencia de estos tipos de presa y definir su geometría.

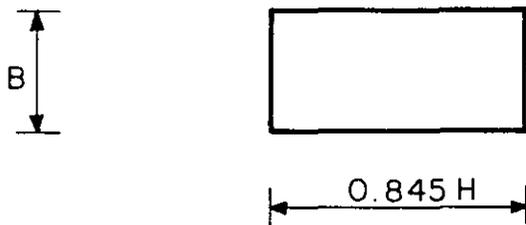
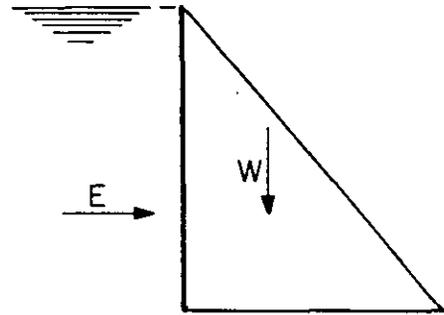
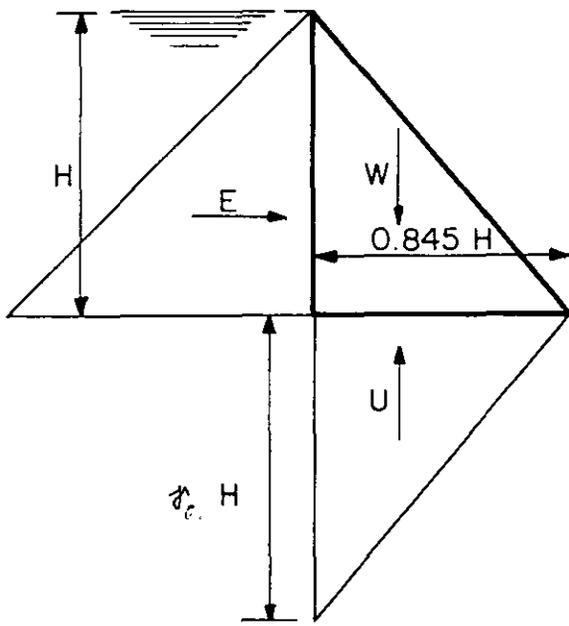
En general al comparar una presa de contrafuertes contra una de gravedad, se pueden observar las siguientes diferencias:

- La presa de contrafuertes requiere menor volumen de concreto, porque se ve libre casi totalmente de las subpresiones y porque, si el paramento aguas arriba está inclinado, hace intervenir un peso de agua para la estabilidad. Esta misma idea no resulta eficiente en el caso de una presa de gravedad, pues equivaldría a tratar de reemplazar un volumen de concreto por el mismo volumen de agua, que pesa menos.

- La reducción en volumen de concreto y el aumento en la relación del área de la superficie de concreto al volumen, permiten una mayor disipación del calor de fraguado.

- Al disponer de una menor superficie de cimentación en contacto con la roca, la presa de contrafuertes provoca un mayor esfuerzo de compresión y da un mayor esfuerzo cortante medio en la cimentación; será siempre conveniente examinar los efectos que esto puede tener en la seguridad de la obra.

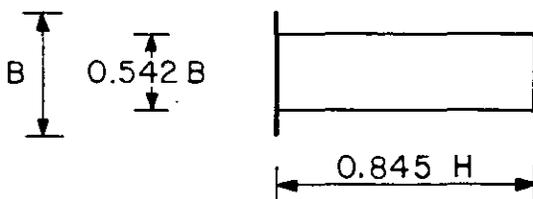
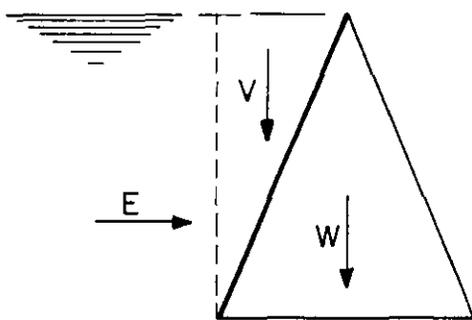
- Para alturas grandes, la presa de contrafuertes requiere espesores superiores a los que serían estrictamente necesarios para la estabilidad por



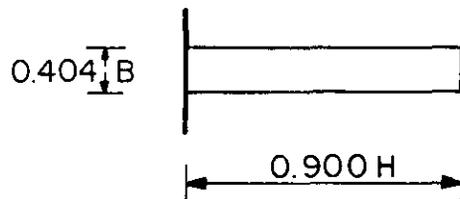
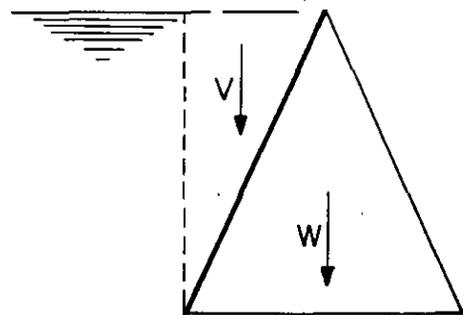
(a)



(b)



(c)



(d)

fig.1

efecto del peso, debido al aumento de los esfuerzos. Por esto, la reducción relativa de volumen disminuye con la altura, aunque puede seguir aumentando el ahorro absoluto de concreto.

- La presa de contrafuertes facilita el acceso a la parte posterior de la cubierta, lo cual es conveniente para la inspección periódica y la posible ejecución de trabajos de inyectado o perforación de drenes posteriores a la construcción.

- La presa de contrafuertes requiere más cuidado en su construcción y una relación mayor (aunque no mucho) de superficie de moldes a volumen de colado. Esto ocasiona que el precio unitario del concreto sea algo mayor que el correspondiente a una presa de gravedad, aunque, en general, la calidad y resistencia requeridas para el concreto sean las mismas o muy semejantes.

- Desde el punto de vista de efectos sísmicos y, en menor grado, del posible pandeo de los contrafuertes, una presa de este tipo puede requerir elementos rigidizantes transversales a los contrafuertes, en forma de puntales horizontales, diafragmas o mediante la ampliación del contrafuerte en su cara aguas abajo ("pata") hasta ponerlos en contacto unos con otros.

2. CLASIFICACION

Dependiendo básicamente de la solución dada a la cubierta de la presa en contacto con el agua, pueden clasificarse las presas de contrafuertes en los tres tipos principales siguientes:

- Ambursen (losa plana y contrafuertes)
- Bóvedas múltiples
- Machones masivos

La presas a base de una cubierta de losa plana apoyada sobre contrafuertes, también llamadas tipo Ambursen, son estructuras construidas en gran parte con concreto reforzado. Las losas de cubierta se apoyan sobre los contrafuertes por medio de articulaciones. Para no aumentar demasiado los claros de las losas, el espaciamiento de los contrafuertes es reducido, por esto, se trata de elementos relativamente delgados. En la figura 2 se muestra un corte típico en

planta.

Las presas de bóvedas (mal llamadas de arcos) múltiples están formadas por una cubierta constituida por bóvedas, generalmente cilíndricas, empotradas en los contrafuertes. El efecto de resistencia de los arcos o bóvedas permite disponer los contrafuertes con mayor espaciamiento, lo cual beneficia la economía de la obra. Sin embargo, también estas cortinas pueden requerir que una gran parte del concreto sea reforzado. (Ver figura 3).

Las presas de machones forman su cubierta a base de una ampliación o "cabeza" del extremo de los contrafuertes en contacto con el agua. Con este tipo de estructuras se elimina el acero de refuerzo totalmente. Cada machón debe ser estable por sí mismo. De este tipo de presa existen diversas variantes en cuanto a la forma de la cabeza:

- Cabeza redonda (figura 4)
- Cabeza de diamante (figura 5)
- Cabeza en T (figura 6); generalmente para una solución de estructura continua.

Entre las variaciones que se han desarrollado más en los últimos años, es de especial importancia la presa de machones huecos, de gravedad aligerada o tipo Marcelllo. Estas presas conservan las características generales de las de machones, en particular en lo que se refiere a la eliminación del acero de refuerzo, proporcionando, además, suficiente rigidez lateral a los monolitos (ver figura 7).

3. ECONOMIA RELATIVA DE LAS PRESAS DE CONTRAFUERTES

En este apartado analizaremos brevemente los diversos factores que afectan la economía de las presas de contrafuertes.

La forma de la boquilla tiene influencia en el costo de la obra, principalmente en relación con la altura necesaria para almacenar un volumen dado. A su vez, la altura de la presa influye en el espaciamiento y dimensiones generales de los contrafuertes. En general, existe un espaciamiento óptimo desde

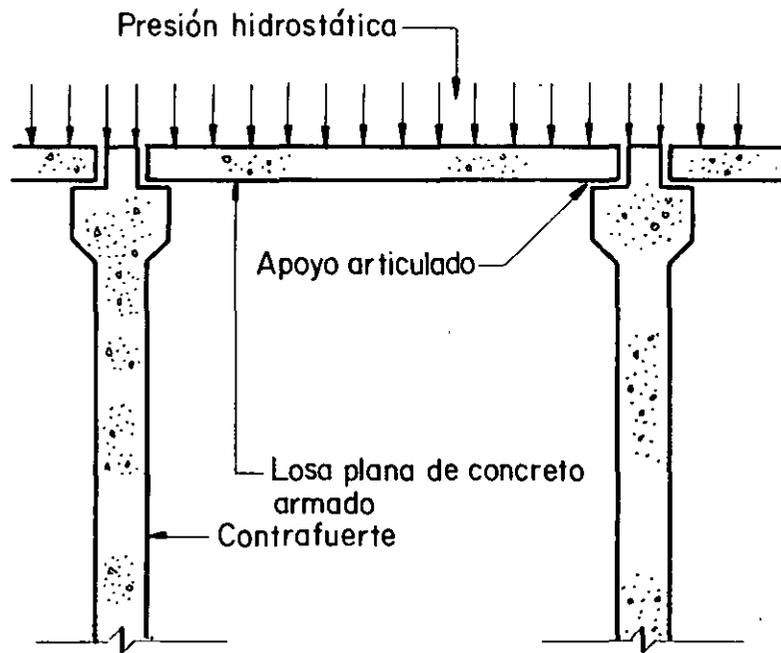


fig.2.- Presa tipo Ambursen

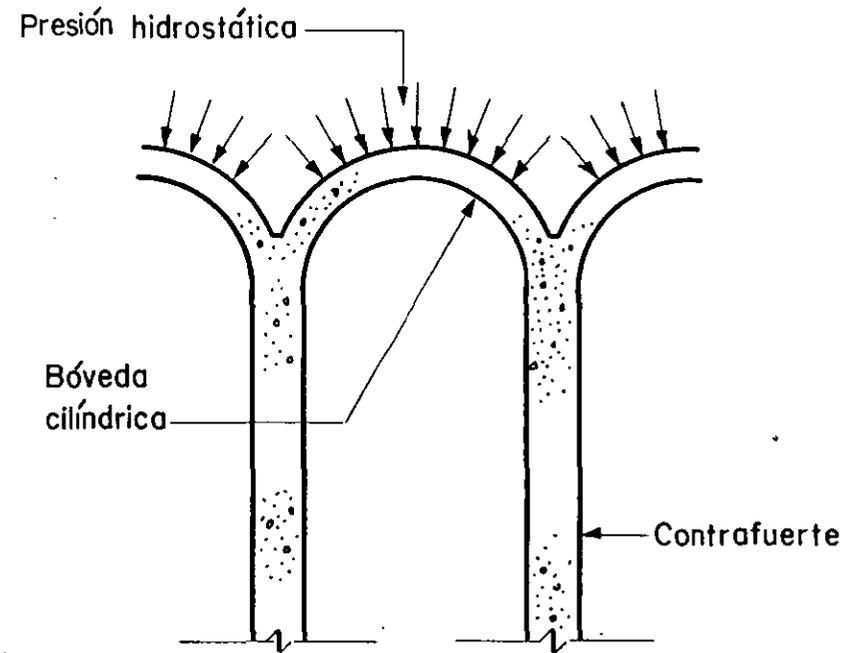


fig.3.- Presa de bóvedas múltiples

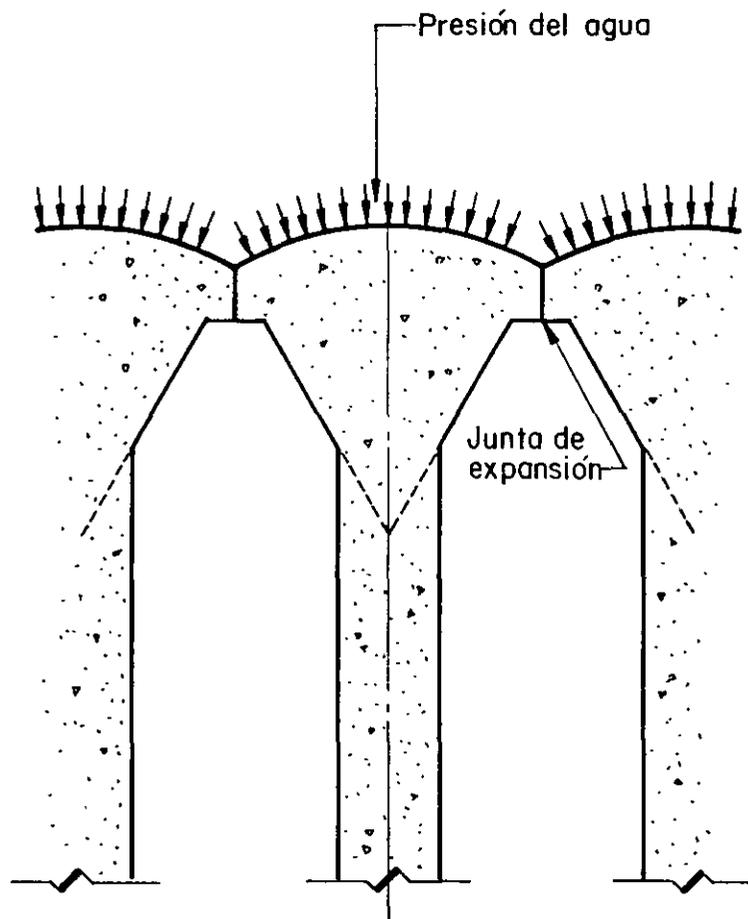


fig. 4.-Machones de cabeza redonda

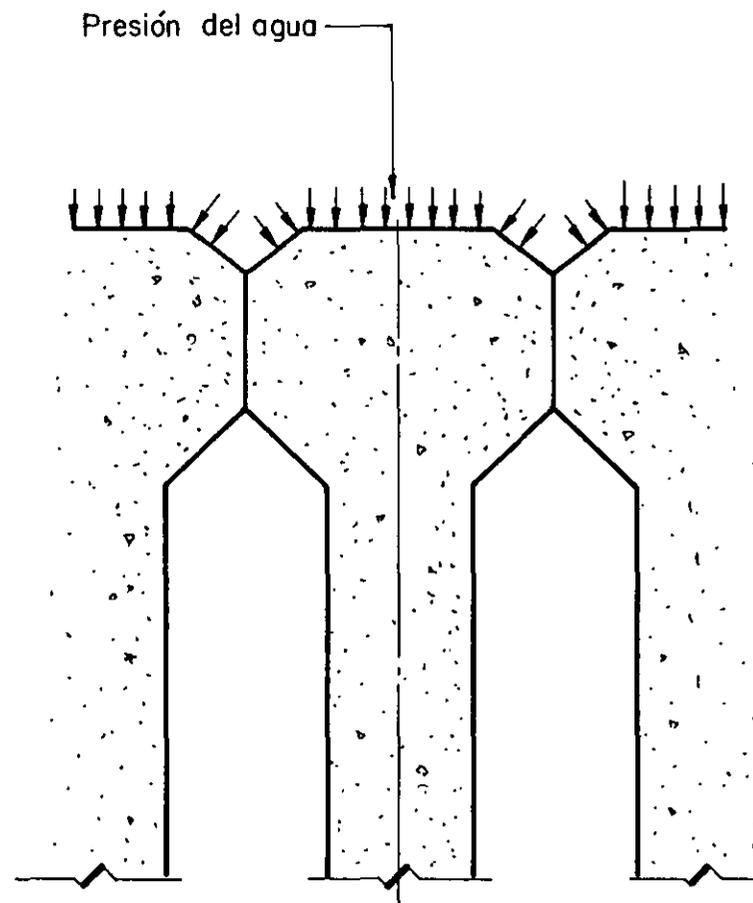


fig. 5.-Machones de cabeza de diamante

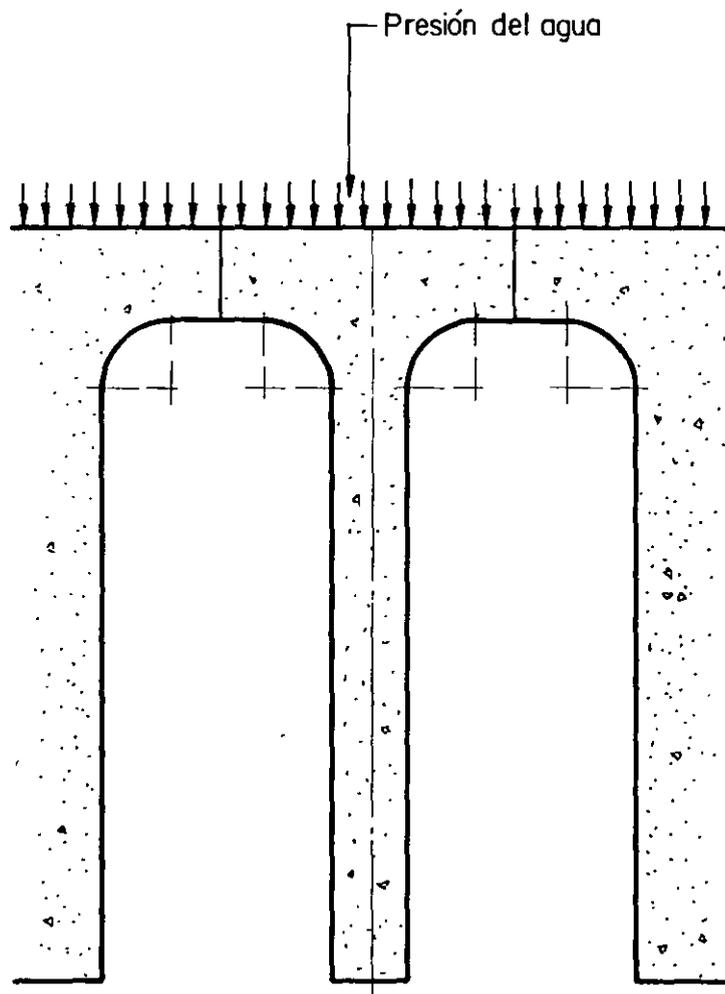


fig. 6.-Machones con cabeza en T

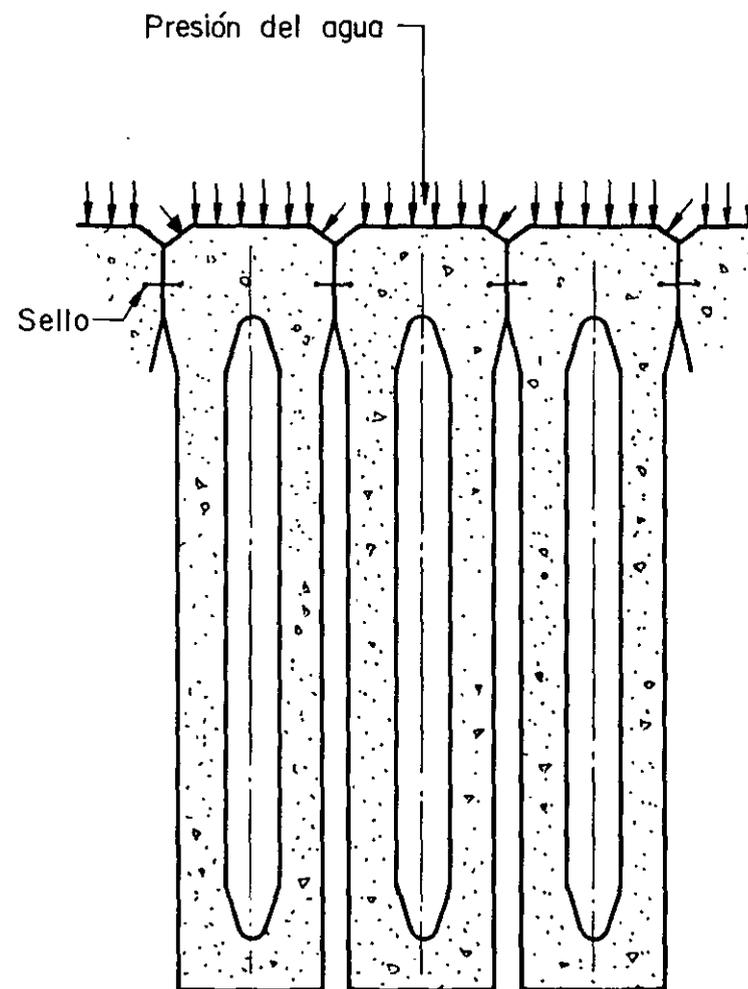


fig. 7.-Machones tipo Marcello

el punto de vista económico; sin embargo, si la topografía de la boquilla es muy irregular, resulta inconveniente variar el espaciamiento en diferentes tramos, en función de la altura local. Una boquilla ancha, con laderas de pendiente suave, facilita la adopción de un espaciamiento y espesor constantes, lo que permite escoger los más económicos y facilita el empleo de moldes o cimbras semejantes en toda la obra.

La naturaleza del terreno de cimentación afecta a la economía de la obra, especialmente en cuanto a la profundidad a que se encuentre la roca de calidad suficiente, bajo el material de relleno inapropiado para la cimentación. Teóricamente, el volumen de excavación necesario para una presa de contrafuertes es menor que el requerido por una presa de gravedad de igual altura; la disminución del volumen de excavación es tanto mayor cuanto más grande pueda ser el espaciamiento de los contrafuertes. Por otra parte, el precio unitario de la excavación puede ser algo mayor que el correspondiente a la presa de gravedad.

En lo que se refiere al volumen total de concreto, las presas de contrafuertes permiten, como se ha dicho, ahorros de importancia. En la figura 8 se muestran relaciones medias entre el volumen de concreto de una presa de machones o de bóvedas múltiples y la cubicación de una presa de gravedad de altura semejante, en función de la altura. En la práctica, sin embargo, estas relaciones pueden variar notablemente, dependiendo de las características locales del sitio de la presa.

Podemos hacer las siguientes consideraciones sobre el volumen total requerido de concreto:

El empuje medio por m² de paramento aguas arriba (presión hidrostática) es proporcional a la altura de la presa. Gruesamente, a un esfuerzo de trabajo dado para el concreto, el espesor de los contrafuertes variará entonces como el producto de la altura por el espaciamiento. No obstante, la cantidad total de concreto en los contrafuertes no depende solamente del espaciamiento, sino que intervienen también el pandeo y las leyes de repartición de esfuerzos, para favorecer a los contrafuertes relativamente gruesos. Por otra parte, al espaciar y engrosar los contrafuertes, se obtienen ahorros en la cantidad de moldes y en el volumen de excavaciones.

En lo que se refiere a la cubierta de la presa, para una resistencia unitaria dada, su espesor será proporcional a la raíz del producto de la altura y el cuadrado del espaciamiento, para las losas de las presas tipo Ambursen, siendo aproximadamente proporcional al producto de la altura por el espaciamiento para los arcos y las cabezas de los machones.

Los estudios de ingenieros italianos y franceses han mostrado que al apartarse, aun notablemente, del espaciamiento óptimo, no se incrementa demasiado el volumen de la obra. Por ejemplo, la separación óptima de los contrafuertes para una presa de arcos múltiples de 200 m de altura es del orden de 80 m, pero al variar hasta 50 ó 100 m, el volumen total aumenta menos del 10%. Esta característica da mucha flexibilidad en el diseño, pues permite adaptar el espaciamiento de los contrafuertes a las condiciones geológicas y topográficas particulares del sitio sin inconvenientes graves en cuanto al volumen.

Observando ahora las gráficas de la figura 8, conviene notar que el volumen total de concreto requerido para una presa de machones de 100 m de altura es del orden del 66 % del de una presa de gravedad, en tanto que para una de 200 m de altura resulta del orden del 69% (datos obtenidos de publicaciones del Dr. Marcello y de diseños de CIEPS, México); los volúmenes relativos para dichas alturas, como promedio de algunas presas de bóvedas múltiples diseñadas en Francia, son del 47 y del 65% de las cubificaciones de las secciones de gravedad correspondientes (datos del Bureau d'Etudes Coyne et Bellier). Debe señalarse que las presas francesas de bóvedas múltiples requieren, generalmente, el uso de concretos de mayor resistencia y, en consecuencia, un mayor consumo de cemento que las presas italianas de machones; muchas presas de arcos múltiples americanas tienen cubificaciones semejantes a las de las presas de machones masivos. Por otra parte, esta observación puede generalizarse pues, una vez satisfecha la condición de estabilidad, es teóricamente posible diseñar contrafuertes más esbeltos con concretos de mayor resistencia.

Con frecuencia se presenta como una desventaja importante de las presas de contrafuertes la mayor necesidad de formas o moldes para el colado del concreto. En efecto, estas estructuras necesitan, en general, una mayor cantidad de moldes. Sin embargo, la experiencia publicada por el Dr. Marcello y

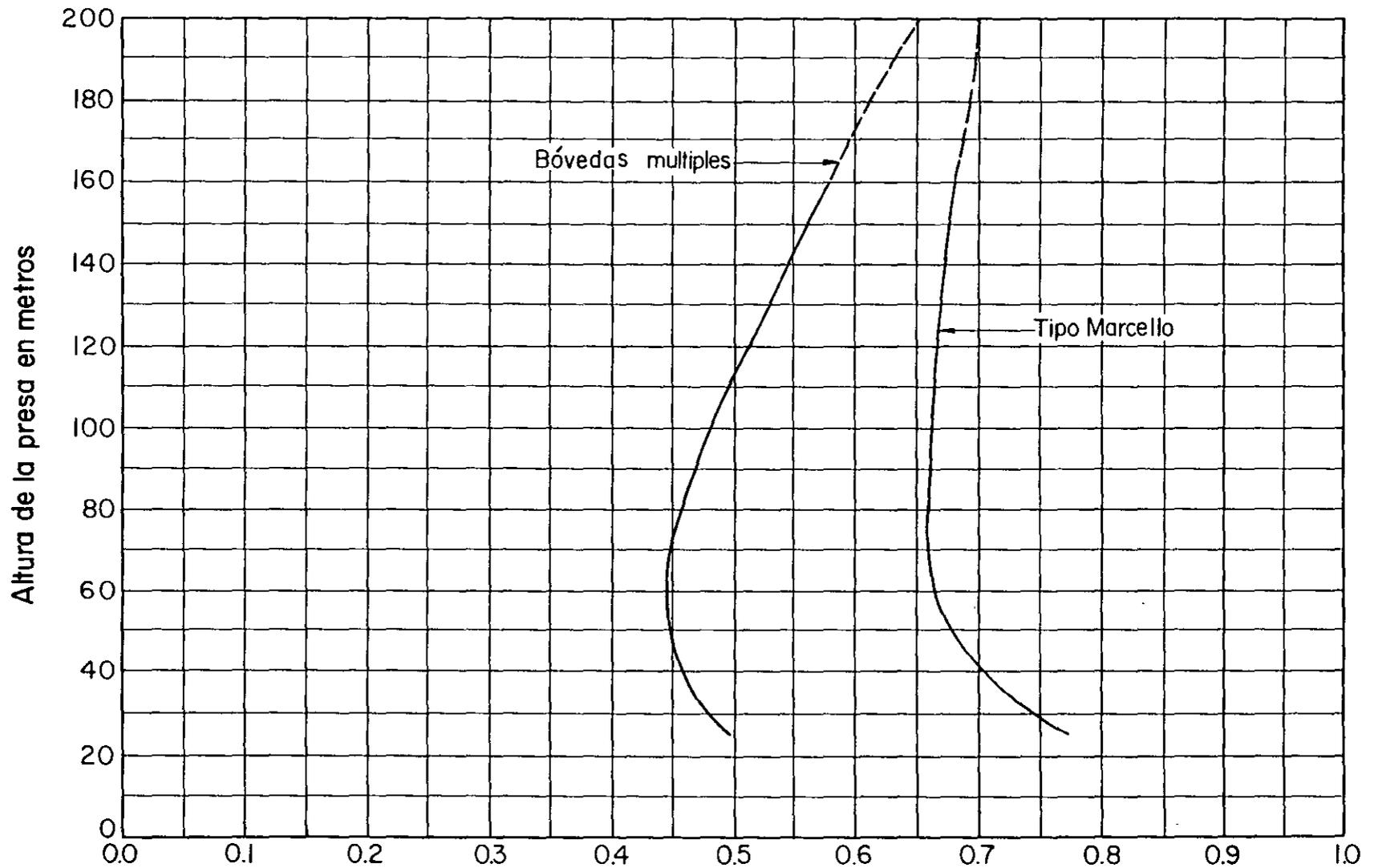


fig.8.-Relación aproximada entre el volumen de concreto en presas de contrafuertes y de gravedad

las estimaciones propias del autor muestran que no es tan grande esa diferencia, resultando los costos unitarios del concreto semejantes, en lo que se refiere al uso de formas, para una presa de contrafuertes o de gravedad (quizás con una diferencia del orden del 5 %).

Por el contrario, hay un factor económico que rara vez se toma en cuenta en la comparación de alternativas de presa para un proyecto en estudio. Las investigaciones técnicas, el proyecto y la ejecución de una estructura más elaborada pueden requerir un tiempo mayor que el necesario para terminar una presa más simple, pudiendo los beneficios económicos del proyecto retrasarse de tal manera que se anule la ventaja de un costo de construcción menor. A la inversa, es posible que el mayor volumen por colocar sea la condición que obligue a un tiempo mayor, en cuyo caso resulta desfavorecida la presa de gravedad.

4. ESTABILIDAD GENERAL

Como en el caso de las presas de gravedad, deben cumplirse las dos condiciones básicas de estabilidad de la estructura de contrafuertes: no volteamiento y no deslizamiento. Las fuerzas que entran en juego son las mismas que se consideran en una sección de gravedad, es decir, empuje hidrostático, empuje de azolves, peso propio y subpresión, además de eventuales cargas de hielo y sismo; las cargas se valúan como es costumbre y se suman en una resultante R , con componentes horizontal y vertical H y V . Por supuesto, el análisis no se lleva a cabo para una tajada de presa de espesor unitario, sino que se desarrolla para un elemento individual (contrafuerte), tomando en cuenta las cargas de agua y azolves que actúan sobre todo el ancho de la cubierta que se apoya en ese contrafuerte.

Aunque, teóricamente, la estabilidad del elemento al volteo queda garantizada si la línea de acción de R pasa por el interior del perímetro de la superficie de desplante, la práctica corriente y el criterio más sano consisten en evitar esfuerzos de tensión en el extremo de aguas arriba, evitando así la tendencia a la formación de grietas, el consiguiente aumento de las fuerzas de subpresión que tienden a voltear la estructura y la reducción del área de contacto con la roca de cimentación, en la que se presenta resistencia al cortante que contribuye a la estabilidad al deslizamiento. En estas condiciones, el factor de seguridad al volteamiento

to suele ser mayor de 2.

Con frecuencia, la condición de no deslizamiento influye importante-
mente en el diseño general de los contrafuertes. Para cumplir con ella, ha sido corriente
estipular que H no sobrepase a una fracción de V , usualmente del orden de 0.75
(tomando, si el plano de desplante es inclinado, las componentes tangencial y normal
de la resultante en lugar de H y V). Sin embargo, la tendencia moderna con-
siste en valuar la seguridad al deslizamiento tomando en consideración no sólo el
coeficiente de fricción, criterio al que corresponde la condición anterior, sino también
la resistencia al esfuerzo cortante que se desarrolla en el seno del concreto,
en la superficie de contacto con la roca de cimentación y en el seno de ésta. Este
criterio corresponde al uso del concepto de factor de seguridad de fricción-cortante,
cuyo valor debe resultar, como mínimo, del orden de 4, para cumplir con las
especificaciones de seguridad al deslizamiento establecidas por la práctica corriente.
En general resulta relativamente fácil obtener valores del coeficiente de se-
guridad de fricción cortante conformes a esta recomendación, si la calidad del con-
creto y de la roca de cimentación es suficientemente buena (para el caso de una
presa de gravedad, los valores que se obtienen usualmente son más altos, del orden
de 5.5 ó 6 para condiciones ordinarias de carga).

No debe perderse de vista, sin embargo, que el coeficiente de fric-
ción-cortante representa tan sólo un factor de seguridad medio para el área de des-
plante, debiéndose revisar los valores locales del esfuerzo cortante que dependen
de la variación real de los esfuerzos cortantes y normales y de las características
de la roca de cimentación. En particular, es conveniente analizar por separado
los valores de este coeficiente para cada tramo entre juntas de contracción.

5. DISEÑO DE LA CUBIERTA

5.1. Presas de losas planas tipo Ambursen

La cubierta de este tipo de estructuras es a base de losas planas de
concreto reforzado, apoyadas libremente sobre ménsulas de soporte que forman parte
de los contrafuertes.

El apoyo libre tiene el objeto de eliminar los esfuerzos de tensión en la cara aguas arriba de las losas suprimiendo, de esta manera, la necesidad de acero de refuerzo cercano a esa cara. Sin embargo, deben disponerse llaves en las juntas de las losas con los contrafuertes, de tal manera que la totalidad del peso de las losas sea transmitida a ellos, ayudando así a la estabilidad de la estructura.

En efecto, si no se dispusieran las llaves mencionadas, la componente tangencial del peso propio de las losas se transmitiría directamente a la cimentación a través del cuerpo de las mismas losas, no contribuyendo a la estabilidad general. Por otra parte, la componente del peso propio normal al plano de la cubierta tendría, a su vez, una componente horizontal que se sumaría a las fuerzas actuantes, tendiendo a voltear la estructura.

Al diseñar las losas de cubierta, conviene tener en cuenta los siguientes razonamientos: Aunque la teoría de la flexión permite calcular los espesores mínimos de concreto que serían necesarios para las losas, no resulta tan ventajoso diseñarlas con peraltes pequeños y mucho refuerzo, ya que su peso debe favorecer a la estabilidad de la cortina. Desde otro punto de vista, es mejor que los espesores de las losas sean relativamente gruesos, de forma que no llegue a requerirse refuerzo por esfuerzo cortante; no obstante, es recomendable proporcionar cierto armado, en forma de barras dobladas, en los apoyos.

No hay que olvidar tener en consideración los esfuerzos que puedan presentarse por la contracción del concreto o por cambios de temperatura. En general, debe tenerse especial cuidado en el diseño, tomando en cuenta que la falla de una de estas losas podría provocar daños de consideración y resultaría, ciertamente, difícil de reparar: en especial, debe proveerse suficiente recubrimiento al eventual acero de refuerzo ubicado cerca de la cara de aguas arriba.

En lo que se refiere a las ménsulas de apoyo de las losas debe recordarse que, siendo voladizos muy cortos, su diseño estará regido básicamente por el esfuerzo cortante; en consecuencia, debe cuidarse de manera especial el anclaje de las varillas de refuerzo y preferirse el armado a base de varillas de pequeño diámetro a espaciamiento reducido, dado que los esfuerzos por adherencia llegan a ser de mucha importancia. El cálculo de esfuerzos puede realizarse con la ayuda de estudios fotoelásticos en modelo, así como con los procedimientos que se des-

criben, más adelante, al hablar del diseño estructural de las cabezas de los machones en presas de ese tipo.

No debe olvidarse tener en cuenta los esfuerzos transmitidos a estas ménsulas por las contracciones y expansiones de las losas de cubierta, mediante la consideración de un coeficiente de fricción apropiado.

Por otra parte, la impermeabilidad de las juntas losa-apoyo exige diseños cuidadosos de los sellos y rellenos.

5.2 Presas de bóvedas múltiples

En el diseño de las primeras presas de bóvedas múltiples se intentó aprovechar al máximo el peso del agua para la estabilidad general de la estructura, disponiendo la inclinación o talud de aguas arriba bastante grande (del orden de 1:1), a pesar de que taludes más tendidos que un 0.7:1 facilitan la aparición de tensiones como segundo esfuerzo principal, con dirección aproximadamente paralela al paramento, en la vecindad del extremo aguas arriba de los contrafuertes. Las características de ese diseño comprendían el uso de espaciamientos relativamente pequeños para los contrafuertes, con el objeto principal de no requerir espesores muy grandes en las bóvedas. Esto se traducía también en la posibilidad de utilizar contrafuertes esbeltos, aunque sujetos a mayor peligro de falla por pandeo o por efectos sísmicos; el diseño evolucionó entonces hacia las contrafuertes celulares (de doble pared, con atiesadores internos), más rígidos transversalmente.

El volumen de concreto de una presa proyectada con las ideas expuestas resulta pequeño, comparado con el necesario para estructuras de otros tipos; no obstante, algunos inconvenientes de orden práctico y económico, tales como el uso de mayor cantidad de acero de refuerzo, la mayor complicación en los colados y la necesidad de una gran cantidad de cimbra y obra falsa, reducían el atractivo de este tipo de estructuras.

Así, las cubiertas a base de mantos cilíndricos de diámetro pequeño y peralte reducido, con generatrices muy tendidas, perdieron interés, en tanto que se desarrollaba la tendencia a diseñar las presas de bóvedas múltiples con un gran claro y fuerte espesor, con talud aguas arriba más inclinado, apoyadas en contra-

fuertes masivos. Los proyectos realizados con estos criterios, debidos en gran parte a la visión de André Coyne, mantienen la ventaja del volumen reducido y aun la aumentan, utilizando concretos de mayor resistencia; casi eliminan el acero de refuerzo, facilitan los colados en masa y suprimen gran cantidad de la obra falsa requerida por los diseños anteriores.

El diseño estructural de las bóvedas cilíndricas puede realizarse por los métodos usuales; en particular los procedimientos desarrollados para el cálculo de las presas en bóveda simple son aplicables. No debe olvidarse que la ventaja más importante de este diseño de cubierta es la tendencia a hacer que el concreto trabaje básicamente a la compresión. Debe recordarse, sin embargo, que la presión hidrostática sobre los arranques de una bóveda inclinada es mayor que en su clave, siendo tanto mayor cuanto mayores sean su inclinación respecto a la vertical y su radio.

5.3 Presas de machones

La cubierta de este tipo de presas se forma por la unión de las cabezas o ampliaciones de los contrafuertes en contacto con el agua, de manera que su diseño debiera ligarse íntimamente al del cuerpo del machón. No obstante para efectos prácticos no es necesario resolver el problema tridimensional, ya que el cuerpo del machón puede asimilarse, en razón de sus dimensiones, a una placa plana y sólo es corriente hacer un análisis del estado bidimensional de esfuerzos, como veremos más adelante.

Para el diseño de las cabezas es común suponer una forma y dimensiones y llevar a cabo un análisis bidimensional de los esfuerzos en una tajada normal al talud aguas arriba, haciendo uso de la función de Airy e integrando la ecuación biarmónica en el interior a partir de las condiciones de frontera.

Ahora bien, el problema elástico bidimensional puede plantearse de dos formas, opuestas en su sentido físico pero de igual aspecto matemático: el estado bidimensional de esfuerzos y el estado plano de deformaciones. El primer caso supone que el cuerpo que interesa es una placa con dimensiones apreciables en el plano XY y espesor muy pequeño en el sentido OZ, y en que las caras paralelas al plano XY están libres de esfuerzos. Es claro que este modelo no puede representar

adecuadamente a la tajada de la cabeza del machón, pues el esfuerzo normal al plano XY, debido primordialmente a la compresión producida por el peso del concreto que se encuentre sobre la tajada, dista mucho de ser nulo o despreciable.

El estado plano de deformación se caracteriza, a su vez, por las hipótesis siguientes: la deformación normal unitaria en la dirección OZ es nula, así como también las deformaciones angulares en planos paralelos a dicha dirección; las deformaciones en el plano XY sólo dependen de las coordenadas (x, y). Esto implica, generalmente, que ni la carga externa ni las dimensiones del cuerpo varíen con la dimensión Z, resultando también que los esfuerzos cortantes en las caras de la tajada son nulos, en tanto que el normal es sólo función de (x, y). El problema de la cabeza del machón puede asimilarse aproximadamente a este caso de deformación bidimensional en razón, sobre todo, a que puede considerarse nula o despreciarse la deformación normal en la dirección OZ. En todo caso, los resultados del análisis son sólo una aproximación a la realidad. Por otra parte, se puede efectuar un análisis que se acerque al estado tridimensional de esfuerzos si al estado plano debido a la presión hidrostática, que se haya tomado en cuenta como se describe a continuación, se superpone un estado de esfuerzos de compresión simple, debido a la componente del peso propio del concreto que quede arriba de la sección analizada. Evidentemente, los programas especializados para computadora electrónica de alta velocidad permiten llevar a cabo un análisis tridimensional que conviene realizar en la etapa de diseño final de las presas de machones de importancia considerable.

Volviendo al caso del estado bidimensional de esfuerzos o deformaciones, el sistema de ecuaciones elásticas que permite valorar las magnitudes de los esfuerzos es el formado por las dos ecuaciones de equilibrio interno:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + X &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + Y &= 0 \end{aligned} \right\} (1)$$

y la condición de Lévy, deducida a partir de las ecuaciones de compatibilidad de las deformaciones y de la Ley de Hooke generalizada:

$$\nabla^2 (\sigma_x + \sigma_y) = 0 \quad (2)$$

es decir: $\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} = 0$

La solución del problema plano se reduce a la integración de las tres ecuaciones anteriores, debiendo satisfacerse las condiciones de frontera (ver fig. 9):

$$\left. \begin{aligned} S_x &= \sigma_x \cos \alpha + \tau_{xy} \cos \beta \\ S_y &= \tau_{xy} \cos \alpha + \sigma_y \cos \beta \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Por otro lado, usualmente, la componente X de las fuerzas másicas es nula (salvo en la condición extraordinaria de sismo transversal), si se dirige al eje OX paralelo al borde en contacto con el agua, en tanto que la componente Y tomaría el valor $\gamma_c \cos \theta = w$ si se dirige al eje OY normal al paramento, hacia abajo, siendo γ_c el peso volumétrico del material y θ el ángulo de inclinación del paramento aguas arriba con la horizontal.

El sistema (1) no es homogéneo, de forma que su solución general es la del sistema homogéneo adicionada de una solución particular cualquiera del sistema no homogéneo. La solución general del sistema homogéneo (como puede fácilmente comprobarse) es:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} \quad ; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} \quad ; \quad \tau_{xy} = - \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y \partial x} \quad (4)$$

en que $\varphi(x, y)$ es una función arbitraria, exigiéndose solamente la existencia y continuidad de sus derivadas parciales hasta de cuarto orden.

Una solución particular del sistema, para el caso en que $X = 0$, $Y = w$, puede ser la siguiente:

$$\sigma_x = \tau_{xy} = 0 \quad ; \quad \sigma_y = -wy \quad (5)$$

por lo que la solución general resulta:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} \quad ; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} - wy \quad ; \quad \tau_{xy} = - \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y \partial x} \quad (6)$$

Al reemplazar en (2) los valores (6) se obtiene:

$$\frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \varphi}{\partial y^4} = 0, \quad \text{es decir: } \nabla^4 \varphi = 0, \quad (7)$$

en tanto que (1) se satisface idénticamente, por lo que el sistema (1), (2) se reduce a la ecuación biarmónica (7), siempre debiendo cumplirse las condiciones de frontera (3).

Salvo en la parte superior de la presa, en que la presión del agua tiene magnitud comparable a la componente w del peso propio del material, ésta puede despreciarse, simplificando aún más el problema (observemos que si el paramento aguas arriba es vertical, el coseno del ángulo de inclinación vale cero, y también w se anula). En efecto, si en las expresiones (6) desaparece el término $-wy$, puede establecerse una analogía entre la frontera de la región de integración y una barra curva, cumpliéndose:

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x}\right)_P &= - \sum_A^P F_y \\ \left(\frac{\partial \varphi}{\partial y}\right)_P &= \sum_A^P F_x \\ \varphi_P &= \sum_A^P M_P F \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

expresiones en las que F_x , F_y son las fuerzas exteriores que actúan en la frontera entre el punto A, origen arbitrario, y el punto P, en los sentidos x , y , respectivamente y M es el momento respecto a P de esas mismas fuerzas. Estas igualdades permiten valuar fácilmente los valores de φ y de sus dos derivadas parciales en todo punto P de la frontera.

Una vez conocidos numéricamente los valores de φ en la frontera puede cubrirse la región de integración de la ecuación biarmónica por medio de una malla de cuadrados y procederse a la integración por diferencias finitas, planteando un sistema de ecuaciones lineales que se resuelve mediante la aplicación de cualquier algoritmo de cálculo común, usualmente haciendo uso de una computadora electrónica sencilla. Al plantear el sistema de ecuaciones se presentan, generalmente, problemas en los puntos vecinos a la frontera, debiendo echarse mano de artificios para poder valuar el comportamiento de la función en esos puntos.

Una vez resuelto el problema de integrar la ecuación biarmónica, obteniendo los valores de φ dentro de la cabeza del machón, es fácil calcular,

a partir de ellos, los esfuerzos normales y tangenciales en las direcciones de los ejes coordenados, con las ecuaciones (6), asimilando las derivadas a cocientes de diferencias.

A partir de los esfuerzos calculados se procederá al cálculo de los esfuerzos principales en el interior de la tajada; la comparación de ellos con los valores permisibles dará la pauta para modificar, si es necesario, la geometría de la cabeza.

6. REVISION ESTRUCTURAL DEL CUERPO DEL MACHON

Como en muchos otros problemas de diseño estructural, el proceso general del diseño de los machones consiste en proponer una geometría (que, en este caso, ya deberá cumplir con las condiciones de no volteamiento y no deslizamiento) y analizar el estado de esfuerzos que en su interior inducen las cargas externas.

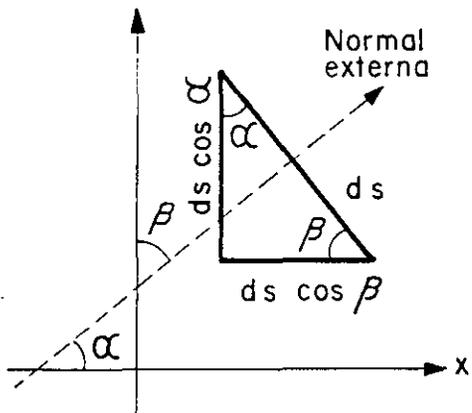
Uno de los métodos más comunes, por su extraordinaria simplicidad, para revisar los esfuerzos en el seno del machón es el de Pigeaud, utilizado por los ingenieros franceses desde la década de los veinte. Las bases del método pueden obtenerse integrando la ecuación biarmónica en el caso mostrado en la figura 10, con las condiciones de frontera siguientes:

$$\text{Aguas abajo: } \begin{cases} \sigma_x - m \tau_{xy} = 0 \\ \tau_{xy} - m \sigma_y = 0 \end{cases}$$

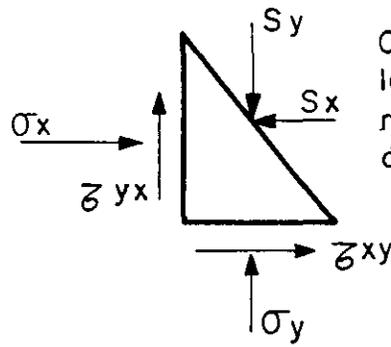
$$\text{Aguas arriba: } \begin{cases} \sigma_x + n \tau_{xy} + w y = 0 \\ \tau_{xy} + n \sigma_y + n w y = 0 \end{cases}$$

Se supone que la única fuerza másica presente es el peso propio del material del machón, $Y = \gamma_c$, y la w de las condiciones de frontera representa el peso volumétrico del agua, ajustado por la relación $s = \frac{B}{b}$ entre el ancho de la cubierta que descarga sobre el machón y el espesor de este: $W = \gamma_a S$

Como el número de condiciones de frontera es 4, se elige una función de Airy con cuatro coeficientes, no debiendo contener términos de grado superior al tercero, por ejemplo:



(a) Partícula elemental en la frontera



Componentes de las fuerzas externas por unidad de área

(b) Esfuerzos en las caras de la partícula

fig. 9.- Equilibrio en la frontera

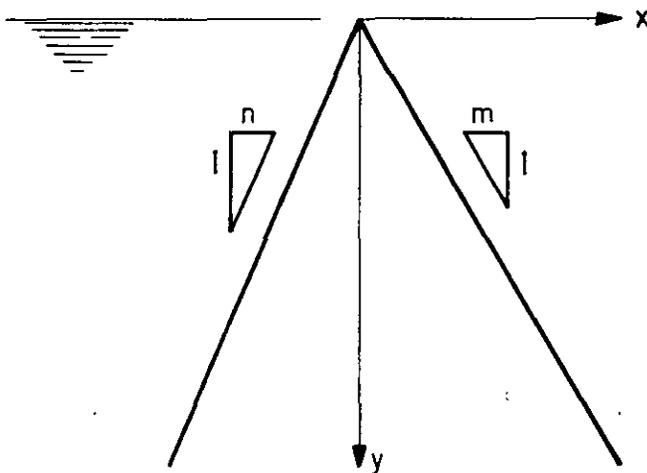


fig. 10.- Caso estudiado por Pigeaud -
Convención de ejes coordenados y taludes

$$\zeta = \frac{a}{6} x^3 + \frac{b}{2} x^2 y + \frac{c}{2} x y^2 + \frac{d}{6} y^3, \text{ resultando entonces:}$$

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} = ax + 2y \quad ; \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y \partial x} = -(bx + cy)$$

$$\sigma_y = \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} - \gamma_1 u = ax + (b - \gamma_1) y$$

La solución del sistema de ecuaciones conduce a las siguientes expresiones:

$$a = \frac{m-n}{(m+n)^2} \gamma_1 c - \frac{2-3mn-n^2}{(m+n)^3} w$$

$$b = \frac{2mn}{(m+n)^2} \gamma_1 c + \frac{-2m^2 - n + m - n}{(m+n)^3} w$$

$$c = -\frac{mn(m-n)}{(m+n)^2} \gamma_1 c + \frac{mn(2-mn+m^2)}{(m+n)^3} w$$

$$d = -\frac{2m^2 - n^2}{(m+n)^2} \gamma_1 c + \frac{m^2(2mn^2 - 3n - m)}{(m+n)^3} w$$

El cálculo de los esfuerzos principales y la condición de no tensiones en el paramento de aguas arriba lleva a la expresión:

$$(1-mn)^2 w = m(m+n)(n^2+1) \gamma_1 c,$$

en tanto que el volumen de contrafuertes, por unidad de ancho de la cubierta, es:

$$V = \frac{m+n}{2s} y^2$$

lo que lleva a que el volumen mínimo de material en los contrafuertes se consiga cuando se hace mínimo el valor $((m+n)/s)$.

En la tabla siguiente, debida a Malterre, se muestra el comportamiento de esta función, para parejas de valores de n y s , suponiendo satisfecha la condición de no tensiones, y tomando como peso volumétrico del concreto 2.4 ton/m³:

VALORES DE $\frac{m+n}{s}$

	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
1	0.645	0.680	0.752	0.855	0.987	1.136
2	0.455	0.447	0.452	0.489	0.540	0.607
3	0.372	0.340	0.337	0.353	0.382	0.422
4	0.322	0.278	0.273	0.280	0.299	0.327
5	0.288	0.245	0.232	0.234	0.247	0.268
7.5	0.237	0.187	0.171	0.168	0.174	0.187
10	0.204	0.156	0.137	0.133	0.136	0.144

El método anterior presupone que el contrafuerte es una placa plana de espesor constante, sujeta a un estado bidimensional de esfuerzos y la tabla de Malterre permite, en función de la relación entre separación y espesor de los contrafuertes, hacer una primera selección de taludes exteriores para obtener una presa estable de volumen mínimo (siempre suponiendo despreciable el volumen de la cubierta).

En la práctica, con frecuencia se diseñan los contrafuertes con espesor variable de su corona a la cimentación. En esas condiciones, no es aplicable el método de Pigeaud; en cambio se ha desarrollado el método de Stefko que consiste fundamentalmente en lo siguiente:

Si el grueso del contrafuerte varía linealmente con y , de e_0 en la cúspide a $e = e_0 + e'y$ a la profundidad y , se definen esfuerzos "específicos":

$$S_x = \int_{-e/2}^{e/2} \sigma_x dz; \quad S_y = \int_{-e/2}^{e/2} \sigma_y dz; \quad T_{xy} = \int_{-e/2}^{e/2} \tau_{xy} dz$$

De igual forma, se definen presiones "específicas" en la frontera y fuerzas másicas "específicas"; éstas no resultan constantes, por lo que la condición de Lévy se transforma en

$$\nabla^2 (S_x + S_y) = - (1 + \nu) \left(\frac{\partial X}{\partial x} + \frac{\partial Y}{\partial y} \right)$$

Si $X=0$, $Y=e'\gamma_c = (e_0 + e'y)\gamma_c$, quedan las ecuaciones elásticas:

$$\frac{\partial S_x}{\partial x} + \frac{\partial T_{xy}}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial T_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial S_y}{\partial y} + (e + e'y) \gamma_c = 0$$

$$\nabla^2 (S_x + S_y) = - (1 + \nu) e' \gamma_c$$

Al observar esta última expresión resulta que, por ser constante el segundo miembro, $S_x + S_y$ no puede contener términos de grado superior al segundo. Aprovechando esta circunstancia, se logra llegar a las siguientes expresiones, que permiten valorar los esfuerzos en términos de ciertos coeficientes:

$$S_x = \frac{1}{e} \left(\frac{B}{2} x^2 + 2C xy + \frac{P}{2} y^2 + Ex + Qy \right)$$

$$S_y = \frac{1}{e} \left[\frac{K}{2} x^2 + 2A xy + \frac{B - e' \gamma_c}{2} y^2 + Lx + (D - e_0 \gamma_c) y \right]$$

$$T_{xy} = \frac{1}{e} (Ax^2 + Bxy + C y^2 + Dx + Ey)$$

A su vez, los coeficientes A, B, C, D, E, K, L, P y Q se valúan resolviendo el sistema de ecuaciones lineales siguiente:

$$\begin{bmatrix} -2n^3 & 3n^2 & -6n & 0 & 1 \\ -6n^2 & 3n & -2 & n^3 & 0 \\ 2m & 3m^2 & 3m & 0 & 1 \\ 6m^2 & 3m & 2 & m^3 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ B \\ C \\ K \\ P \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \nu e' \gamma_c \\ 0 \\ m \gamma_c \\ -\nu e' \gamma_c \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} n^2 & -2n & 0 & 1 \\ -2n & 1 & n^2 & 0 \\ m^2 & 2m & 0 & 1 \\ 2m & 1 & m^2 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D \\ E \\ L \\ Q \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -l \gamma_a \\ n(l \gamma_a - e_o \gamma_c) \\ 0 \\ m e_o \gamma_c \end{bmatrix}$$

en que l es el ancho de la cubierta que se apoya en el contrafuerte.

En los dos métodos señalados se ha seguido la convención de considerar positivas las tensiones.

Método del elemento finito

En los últimos veinte años se han desarrollado las técnicas numéricas llamadas "del elemento finito", con aplicación en gran variedad de campos de la ingeniería, uno de los cuales es el análisis de esfuerzos en el interior de una presa de gravedad o en un contrafuerte. A continuación, presentamos los lineamientos generales del método en su forma más simple, utilizando el elemento triangular introducido en 1956 por Turner y Clough para problemas bidimensionales.

Este método tiene como principales ventajas las siguientes:

1a Los métodos tradicionales de cálculo, tales como los de Pigeaud, Stefko y de las tajadas horizontales, parten de la suposición de que los esfuerzos normales verticales se distribuyen linealmente. Esto puede alejarse mucho de la realidad en algunos casos, sobre todo si se toma en cuenta la deformabilidad de la cimentación. El método del elemento finito permite prescindir de dicha suposición, conduciendo a análisis más aproximados a la distribución real de los esfuerzos.

2a Otros métodos numéricos, basados en el cálculo de diferencias finitas, efectúan el análisis de los esfuerzos en puntos del interior de la masa de finidos por la intersección de rectas paralelas a los ejes coordenados, que forman una malla de cuadrados. Estos métodos presentan dificultades especiales en la vecindad de las fronteras, tanto en el modelado de la geometría del cuerpo como en el planteo de las ecuaciones elásticas. Por otra parte, para obtener una precisión aceptable,

la malla debe ser muy cerrada, lo que incrementa notablemente el número de ecuaciones y el trabajo de cálculo.

El método del elemento finito elimina esas dificultades, pues facilita el modelado de la frontera, no exige forma especial de las ecuaciones en su vecindad y permite variar el tamaño de los elementos en las zonas de interés (para lograr mayor precisión) sin tener que hacerlo en todo el cuerpo.

3a Como algunos de los otros métodos, éste tiene una estructura particularmente adaptable al cálculo en computadora digital, lo que permite que los programas sean relativamente simples.

En enfoque del elemento finito, en su forma más sencilla, consiste básicamente en el desarrollo de las siguientes consideraciones:

Subdividimos el cuerpo (p.ej., el contrafuerte considerado como una placa plana) en elementos (p.ej. triangulares) conectados entre sí en un número finito de puntos (p.ej., en los vértices de los triángulos). En lo que sigue manejaremos un elemento plano, triangular, conectado con los demás mediante articulaciones en sus vértices o nodos.

Supongamos que los desplazamientos "u" y "v" (en las direcciones de los ejes x, y respectivamente) de los puntos del triángulo son funciones lineales de sus coordenadas:

$$\left. \begin{aligned} u(x,y) &= a_1 + a_2 x + a_3 y \\ v(x,y) &= a_4 + a_5 x + a_6 y \end{aligned} \right\} (1)$$

de tal manera que en los nodos i, j, p se pueden plantear seis ecuaciones del tipo:

$$\left. \begin{aligned} u_i &= a_1 + a_2 x_i + a_3 y_i + 0 + 0 + 0 \\ v_i &= 0 + 0 + 0 + a_4 + a_5 x_i + a_6 y_i \end{aligned} \right\} (2)$$

...etc.

o sea, en notación matricial:

$$\delta^e = A a \quad (3)$$

en que "a" es la matriz de los coeficientes a_1, a_2, \dots , "A" está formada por renglones del tipo $(1, x_i, y_i, 0, 0, 0)$ y δ^e es la matriz de los desplazamientos nodales del elemento "e":

$$\delta^e = \begin{pmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_p \\ v_p \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \delta_i \\ \delta_j \\ \delta_p \end{pmatrix} \quad (4)$$

De la expresión (3) puede obtenerse:

$$a = A^{-1} \delta^e \quad (5)$$

lo que destaca la forma en que los coeficientes "a" dependen de los desplazamientos.

Por otra parte, las ecuaciones de la elasticidad plana relacionan las deformaciones unitarias con los desplazamientos. Partiendo de ellas y tomando en cuenta las expresiones (1) se obtiene:

$$\varepsilon(x, y) = \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_2 \\ a_6 \\ a_3 + a_5 \end{pmatrix} \quad (6)$$

que puede escribirse:

$$\varepsilon(x, y) = Ba \quad (7)$$

en que la matriz B es:

$$B = \begin{pmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \end{pmatrix} \quad (8)$$

A su vez, los esfuerzos se relacionan con las deformaciones a través de la Ley de Hooke, que puede expresarse así:

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = D \bar{\epsilon} \quad (9)$$

en que la matriz D es:

$$D = C_1 \begin{pmatrix} 1 & C_2 & 0 \\ C_2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & C_3 \end{pmatrix} \quad (10)$$

y las constantes valen:

$$C_1 = \frac{E}{1-\nu^2} \quad ; \quad C_2 = \nu \quad ; \quad C_3 = \frac{1-\nu}{2} \quad (11)$$

para el caso de estado plano de esfuerzos (placa), y:

$$C_1 = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad ; \quad C_2 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad ; \quad C_3 = \frac{1-2\nu}{2-2\nu} \quad (12)$$

para el caso de estado bidimensional de deformaciones (tajada).

Las expresiones anteriores conducen a la determinación de los esfuerzos en el interior del triángulo, una vez conocidos los desplazamientos de sus vértices, pues basta calcular la matriz de coordenadas A , invertirla, utilizar la ecuación (5) para calcular los coeficientes "a", valuar las deformaciones unitarias en cada punto con las expresiones (6) ó (7) y (8), y los esfuerzos haciendo uso de (9), (10) y (11) ó (12).

Relacionemos ahora los desplazamientos nodales con las fuerzas nodales, haciendo uso del principio del trabajo virtual; supongamos que los vértices del triángulo sufren unos desplazamientos virtuales δ_*^e . El trabajo de las fuerzas externas (nodales) que actúan sobre el elemento es:

$$\left(\delta_*^e \right)^T F^e \quad (13)$$

en que F^e es la matriz de las componentes de dichas fuerzas:

$$F^e = \begin{pmatrix} U_i \\ V_i \\ U_j \\ V_j \\ U_p \\ V_p \end{pmatrix} \quad (14)$$

El trabajo virtual interno lo hacen los esfuerzos a través de las deformaciones virtuales, en todo el volumen del elemento:

$$\int (\varepsilon_*)^T \sigma dV \quad (15)$$

en que

$$\varepsilon_* = B a_* = B A^{-1} \delta_*^e \quad (16)$$

Supongamos ahora, por conveniencia, que la matriz de los desplazamientos virtuales sea la matriz identidad (lo que podemos hacer porque los desplazamientos virtuales son arbitrarios) :

$$\delta_*^e = I \quad (17)$$

Tomando en cuenta esta expresión en (13) y (16), reemplazando en (15), e igualando los trabajos virtuales externos e internos, obtenemos:

$$I^T F^e = \int (B A^{-1} I)^T \sigma dV \quad (18)$$

Reemplazando el valor de σ y utilizando las propiedades de la matriz identidad, resulta:

$$F^e = \int (B A^{-1})^T D \varepsilon dV$$

es decir:

$$F^e = \int (BA^{-1})^T D (BA^{-1}) \delta^e dV \quad (19)$$

Observamos que ninguno de los términos del integrando es función de las variables (x, y) , lo que permite obtener, finalmente:

$$F^e = (\text{volumen del elemento}) (BA^{-1})^T D (BA^{-1}) \delta^e \quad (20)$$

o lo que es lo mismo,

$$F^e = k^e \delta^e \quad (21)$$

con:

$$k^e = (\text{volumen del elemento}) (BA^{-1})^T D (BA^{-1}) \quad (22)$$

Este último símbolo (k^e) representa la rigidez del elemento, definida por una matriz de orden 6×6 , y puede ser calculada por medio de la expresión (22), que a su vez toma en cuenta las definiciones de las matrices A, B y D, así como la fórmula que define el volumen del elemento (área del triángulo multiplicada por el espesor).

Ahora bien, el elemento que hemos venido analizando no está aislado. Forma parte del conjunto de elementos en que subdividimos el cuerpo en equilibrio (p.j. el contrafuerte). En cada vértice, nuestro triángulo se une a otros elementos o está en contacto con la frontera exterior.

Para tomar en cuenta las fuerzas externas (presión hidrostática, peso propio, etc.), reemplacémoslas por un sistema de pequeñas fuerzas concentradas en los nodos de nuestra malla de triángulos. En cada nodo se aplicarán fuerzas " R_m ", una horizontal y otra vertical; cada una de ellas debe distribuirse entre los diversos elementos que concurren en el nodo, dando origen a fuerzas nodales en cada elemento "e". Las condiciones de equilibrio exigen que, para cada R_m :

$$R_m = \sum F_m \quad (23)$$

en que la suma se hace para las fuerzas nodales de todos los elementos que concurren en el nodo, correspondientes a R_m .

Tomando en cuenta la expresión (21), e introduciendo la notación:

$$k_{mn}^e \quad (24)$$

para la parte de la matriz de rigideces k^e que se refiere el cálculo de las fuerzas F_m del elemento "e" a partir de los desplazamientos de sus tres vértices ($n = i, j, p$), podemos poner:

$$R_m = \sum k_{mn} \delta_n \quad (25)$$

En esta expresión, δ_n representa al vector de desplazamientos del nodo "n" (u_n, v_n); estos desplazamientos son necesariamente únicos, en razón de la continuidad de la estructura; la suma se hace, evidentemente, para todos los elementos "e" que concurren en el nodo en que actúa R_m .

La expresión (25) puede también escribirse en la forma

$$R_m = \sum_n K_{mn} \delta_n \quad (26)$$

en que:

$$K_{mn} = \sum_e k_{mn}^e \quad (27)$$

es la rigidez que relaciona al vector de desplazamientos del nodo "n" con la fuerza R_m , y resulta de la suma de todas las rigideces que permitirían relacionar dichos desplazamientos con las fuerzas nodales F_m en los diferentes elementos que se articulan en el nodo en que actúa R_m .

En forma matricial, considerando todas las fuerzas R_m en una sola expresión, podemos poner:

$$R = K \delta \quad (28)$$

que equivale a un sistema de ecuaciones nodales en las que, en cada nodo, la fuerza externa R o el desplazamiento δ es dato; los elementos de la matriz K se calculan con la expresión (27).

La resolución del sistema permite calcular los desplazamientos y las fuerzas externas desconocidas en todos los nodos y, por último, los esfuerzos, haciendo uso de:

$$\sigma^e = D \epsilon = D B a = D B A^{-1} \delta^e \quad (29)$$

En esta breve exposición se muestran los fundamentos de la teoría del elemento finito bidimensional aplicada al análisis de esfuerzos dentro de un cuerpo como los contrafuertes de una presa de ese género.

ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE
EL DISEÑO MODERNO DE PRESAS

MEMORIA

PRESENTADA A LA ACADEMIA MEXICANA DE INGENIERIA
EL 30 DE ABRIL DE 1992

POR
OSCAR VEGA ROLDAN

1. INTRODUCCION

La aparición de la civilización fue el resultado de una revolución económica producida por la agricultura de riego en gran escala, para lo cual fue necesaria la construcción de diques de derivación del agua de los ríos.

De acuerdo con ello, debemos datar las primeras presas construidas por la Humanidad en los albores del tercer milenio antes de Cristo, cuando florecen en la Mesopotamia y en los valles del Nilo y del Indo las grandes civilizaciones del mundo antiguo. En abono de esta opinión se puede citar la mención que hace Herodoto de la presa que construyó el faraón Menes para desviar el Nilo, o el descubrimiento de los restos de la presa de almacenamiento de Sadd-el-Cafara ("Presa de los Paganos") explorada por Schweinfurth (1855) en un arroyo afluente del Nilo, el Guad-el-Garahui, unos 30 km al sur de El Cairo.

La presa del faraón Menes parece haber tenido unos 15 m de altura máxima y una longitud de corona de 450 m, y habría sido construida alrededor del año 3000 A.C.

Por su parte, la presa de Sadd-el-Cafara fue construida alrededor del año 2850 A.C. Tenía algo más de 11 m de altura máxima sobre el lecho del río y 106 m de longitud de corona. Se hizo levantando dos pedraplenes formados por piedra grande, con taludes de 1:1, aproximadamente, separados unos 35 m y rellenando el espacio intermedio con material de acarreo del río; en los restos del talud de aguas arriba se ha podido apreciar un cuidadoso revestimiento de bloques de piedra caliza (ver figura 1). El vaso de almacenamiento tuvo una capacidad de 570 000 m³, y el volumen de materiales de construcción colocado en la presa fue de unos 73 000 m³. Esta presa no parece haber tenido una obra para desagüe de excedencias, lo que tal vez ocasionó prontamente su destrucción total, al ser arrastrados sus materiales por el agua que vertió sobre ella.

En Mesoamérica hubo también agricultura de riego desde tiempos muy antiguos, y se han llegado a descubrir restos de pequeñas presas debajo de la lava del Pedregal de San Angel, al pie del Zacatépétl, así como de una presa mayor cerca de Teotihuacan; el sistema de riego del Zacatépétl sería del siglo I A.C., y la presa de Maravilla (Teotihuacan) podría haber sido ejecutada en el siglo III, reconstruida por los aztecas y modificada durante la Colonia. Esta última tenía 530 m de longitud de corona y 11 m de altura, y fue construida originalmente de tierra apisonada, tal vez reforzada con postes de madera clavados verticalmente.

Notables ejemplos como los descritos se multiplicaron en la Antigüedad, pero poco avanzó la tecnología de presas a lo largo de la Historia, hasta hace relativamente poco tiempo. En efecto, la inexistencia de una comunidad científica y técnica internacional, y la falta de comunicación entre los diseñadores y constructores de diferentes lugares y épocas, hacía que cada vez que se requería una presa, tuviera que inventarse de nuevo el tipo de obra por ejecutar. En adición a las presas comunes de tierra y piedras semiacomodadas, aparecieron las primeras presas de arco en la Persia del siglo XIII y presas de contrafuertes en la España postrenacentista y sus Colonias, pero estos avances no trascendieron ni en el espacio ni en el tiempo.

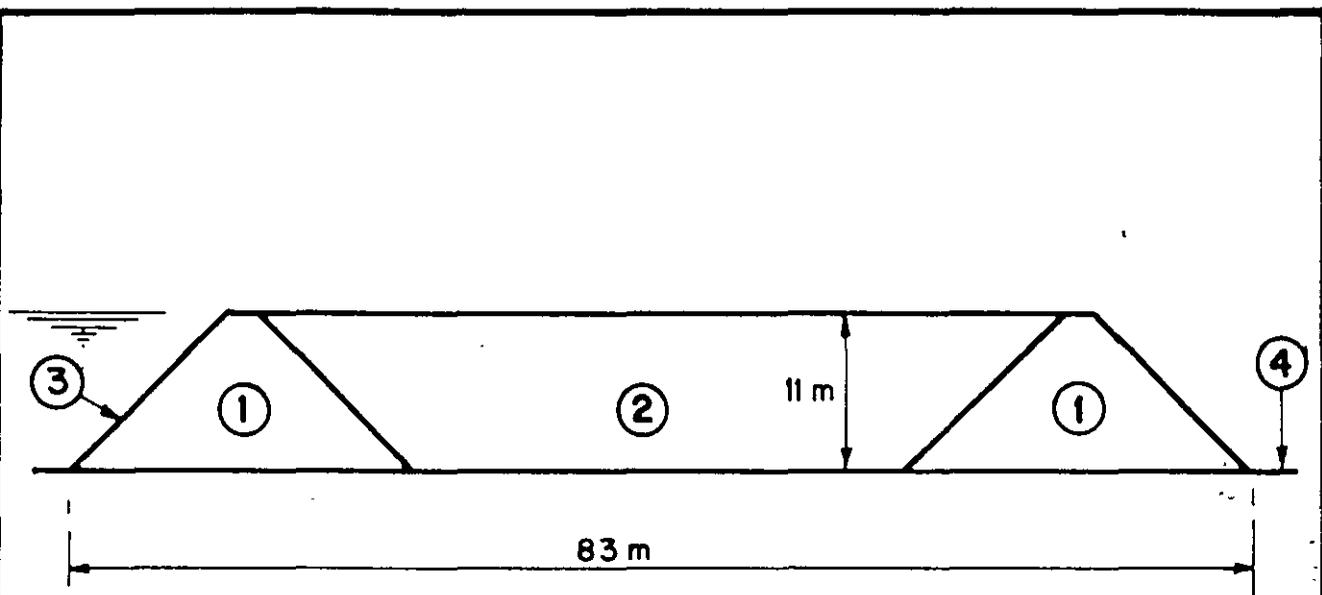
Por fin, como un resultado del rápido desarrollo de la ciencia y la tecnología en la segunda mitad del siglo pasado y la primera de éste, se establecieron tipos de presas bien caracterizados, que se utilizan en todos los países con pocas variantes. Al mismo tiempo, la extensa divulgación mundial entre los especialistas, permite que las ideas generadas por la inventiva y la creatividad de los ingenieros, los resultados de la investigación científica y la observación del comportamiento de las presas ya construidas, conduzcan a continuas mejoras en los diseños y en los procedimientos de ejecución. Papel importantísimo en este proceso le corresponde a la Comisión Internacional de Grandes Presas, a través de sus congresos trienales, de sus publicaciones y de la actuación de sus comités técnicos.

De algunas tendencias modernas relacionadas con la ingeniería de presas se tratará en este trabajo, en el que se hablará un poco sobre los criterios modernos de diseño de las presas de gravedad, se dirá algo de las presas de concreto compactado con rodillos, y se tocarán algunos aspectos relativos a las presas de enrocamiento compactado con cubierta de concreto.

2. EL CALCULO DE LAS PRESAS DE GRAVEDAD

2.1 Antecedentes

Las presas de gravedad son estructuras de materiales unidos por la acción de algún cementante, que se construyen como obstáculo al paso de una corriente de agua para almacenarla, derivarla, regularizar su caudal o elevar el nivel de su superficie libre, y que resisten por efecto de su peso propio los empujes hidrostáticos del agua retenida.



- ① Pedraplén
- ② Relleno de grava y arena
- ③ Revestimiento de roca caliza acomodada
- ④ Fondo del río

**FIG. 1.- PRESA DE SADD-EL-CAFARA (2850 A.C.)
SECCION MAXIMA**

Desde el siglo pasado se planteó el cálculo de la estabilidad de estas presas como un problema de equilibrio del sistema bidimensional de las fuerzas actuantes en el plano de la sección transversal de la estructura.

El proyecto estructural de las presas de gravedad se resolvió finalmente diseñándolas de manera que se cumplieran dos condiciones básicas de estabilidad: no-volteo y no-deslizamiento de la presa, considerada como un cuerpo rígido.

Para la condición de no-volteo se exigía generalmente que el cociente de la suma de los momentos de las fuerzas resistentes (pesos de la presa y de los volúmenes de agua y de azolves que pudieran tomarse en cuenta por la forma de la sección transversal de la estructura), tomados respecto al pie de la presa, dividida entre la suma de los momentos correspondientes de las fuerzas actuantes (empujes del agua y de los azolves que se pudieran acumular, subpresión, fuerzas sísmicas), fuera igual o mayor que un llamado "factor de seguridad", usualmente recomendado como de 1.5. Esto equivale prácticamente a lograr que la resultante de todas las fuerzas caiga en el límite del tercio medio de la base, o que no se presenten esfuerzos de tensión en el extremo aguas arriba de la misma base ("talón" de la presa).

Para la condición de no-deslizamiento, simplemente se pedía que la suma de las fuerzas horizontales no fuera mayor que la de las fuerzas verticales multiplicada por un coeficiente de fricción supuesto, representativo de la que se podría desarrollar entre los materiales de la presa y su cimentación. Posteriormente, ya en el tercio medio de este siglo, se llegó a utilizar el llamado "factor de fricción-cortante", que intentaba tomar en cuenta la resistencia de los materiales, o del contacto entre los de la presa y su cimentación, al esfuerzo cortante generado por la tendencia al deslizamiento.

En otro orden de ideas, la búsqueda de una mayor economía en el uso de los materiales llevó a tratar de utilizar la ayuda que pudiera dar la integración horizontal de la presa, lograda a base de dejar llaves de colado en las juntas de contracción y aún de inyectar las juntas, intentando forzar el comportamiento monolítico tridimensional de la estructura. Desde el punto de vista del diseño, esto conduce a modelos de cálculo en tres dimensiones, como los que necesariamente se usan en las presas-bóveda: método de las cargas de prueba o modelos tridimensionales de elementos finitos. En general, se ha demostrado que la ayuda lateral para la estabilidad, salvo en boquillas muy estrechas, es prácticamente despreciable en comparación con el costo y las complicaciones de las operaciones de construcción inherentes a la preparación de las llaves de colado y el inyectado de las juntas.

Independientemente de lo anterior, la existencia de la subpresión, la importancia de sus efectos y la forma de calcularla dieron origen a largas y apasionadas discusiones, que paulatinamente se resolvieron en la aceptación generalizada, primero, de que la subpresión sí existe y actúa como una fuerza externa sobre la presa, y después, de que se ejerce sobre toda la superficie de la cimentación y no sólo sobre una fracción de ella. Mediciones realizadas

en diversas presas de varios países ayudaron a conocer mejor este fenómeno y a llegar a los modelos de cálculo actuales.

Recientemente, la resolución de la cuestión de la subpresión, el avance en el conocimiento del comportamiento de los materiales, y ciertas consideraciones de probabilidad y riesgo, han conducido a un intento de sistematizar el cálculo de las presas de gravedad en la forma que se describe a continuación.

2.2 Combinaciones de cargas

El cálculo moderno de presas de gravedad se hace para las siguientes combinaciones de cargas:

- "A" Cargas ordinarias: Peso propio de la presa, cargas debidas al agua con el nivel de embalse máximo usual, cargas por azolves, cargas por temperatura (si son aplicables) y subpresión normal
- "B" Cargas extraordinarias: Mismas que en la combinación "A", pero con el nivel de embalse máximo extraordinario
- "C" Cargas accidentales: Mismas que en "A", más cargas debidas al sismo de diseño
- "D" Presa vacía: Peso propio de la presa y cargas debidas al sismo de diseño, actuando en la dirección más desfavorable

En cuanto a las cargas debidas a efectos sísmicos, en general se utiliza el modelo pseudoestático, que considera fuerzas horizontales proporcionales al peso de las diferentes partes de la presa, actuando en sus centros de gravedad, y otras fuerzas por sobrepresión del agua del embalse, con variación parabólica, actuando sobre el paramento de aguas arriba de la presa. El factor de proporcionalidad es un "coeficiente sísmico" definido en función de las características sismológicas de la región y tomando en cuenta la respuesta probable de la cimentación (usualmente roca sana) y de la estructura (siempre un muro poco flexible), así como el riesgo de daños en caso de falla (usualmente grandes). Únicamente en casos especiales, en los que la presa es notablemente importante y hay información suficiente para que el cálculo tenga algún significado, se utiliza otro tipo de modelo más complicado para determinar los esfuerzos debidos al sismo.

En cuanto a la subpresión ("fuerzas hidrostáticas internas"), se considera que tiene un valor igual a la presión hidrostática del embalse en el extremo de aguas arriba de cualquier plano horizontal que se analice; lo mismo en el extremo de aguas abajo, si hay agua remansada de ese lado. Si se ha dispuesto que haya drenes, en el punto correspondiente se supone un valor de la subpresión igual al de aguas abajo, adicionado de 1/4 de la diferencia entre la subpresión de los dos extremos (aguas arriba y aguas abajo). Entre los diferentes puntos determinados así, se supone una variación lineal para dejar finalmente

definido el diagrama de subpresiones para el nivel del plano horizontal de que se trate (ver figura 2).

2.3 Factores de seguridad

Para analizar la estabilidad de la presa bajo las diferentes combinaciones de cargas estipuladas, se definen unos números llamados "factores de seguridad". Estos se toman en cuenta, en la forma que se explica más adelante, para verificar el cumplimiento de los criterios modernos de aceptabilidad del diseño.

De acuerdo con la alta o baja probabilidad de ocurrencia de la respectiva combinación de cargas, el factor de seguridad (FS) adoptado es mayor o menor; por ejemplo, el Bureau of Reclamation de los E.U.A., la institución que probablemente ha diseñado más presas de gravedad en todo el mundo, utiliza los siguientes valores:

Cargas "usuales" (ordinarias):	FS = 3
Cargas "inusuales" (extraordinarias):	FS = 2
Condición "extrema" de carga:	FS = 1

Estos valores sirven para analizar la estabilidad de la presa en puntos interiores, en tanto que para puntos de la cimentación o del contacto presa-roca se toman valores 33 % mayores.

La llamada condición extrema de carga se refiere al caso en que se consideren las cargas ordinarias, adicionadas del efecto de un "sismo máximo creíble". Este se define como el sismo más severo posible asociado con las fallas geológicas que puedan tener relación con el sitio de presa, y suponiendo que ocurre en el punto de la falla más cercano al sitio. Los efectos de este sismo deben analizarse a partir de un espectro de respuesta del sitio y de la respuesta de la estructura, calculadas ambas por métodos que el propio USBR estipula en sus manuales.

Con base en la aplicación de estos métodos a varias presas proyectadas durante los últimos quince años, y considerando el modelo pseudoestático para el fenómeno sísmico, considero preferible tomar los siguientes factores de seguridad mínimos para el cuerpo de la presa:

Cargas ordinarias	FS = 3
Cargas extraordinarias	FS = 2.5
Cargas accidentales	FS = 2
Presa vacía, con sismo	FS = 2

Por otra parte, exigir valores mayores en la cimentación (por ejemplo, un 25 o un 33 % más elevados), parece perfectamente adecuado, en vista del menor conocimiento que normalmente se tiene del comportamiento del subsuelo o de la interfaz presa-cimentación.

2.4 Condiciones de seguridad

Actualmente, las antiguas condiciones de seguridad de no-volteo y no-deslizamiento se consideran plenamente satisfechas si se cumplen las siguientes condiciones:

- I- Los esfuerzos máximos de compresión calculados no deben ser mayores que la resistencia del material a la ruptura, dividida entre el FS correspondiente a la combinación de cargas considerada.

Si el material es concreto, su resistencia se determina en laboratorio en cilindros de 90 días de edad, de dimensiones suficientemente grandes para alojar cómodamente la mezcla con los agregados del tamaño máximo que se permita.

- II- Los esfuerzos mínimos de compresión en el talón de la presa, calculados sin tomar en cuenta la fuerza de subpresión, deben superar a la subpresión local, reducida por la existencia de drenes (para lo cual se multiplica su valor por un factor menor que la unidad) y disminuida por la resistencia a la tensión que pueda desarrollarse en el material o en el contacto presa-cimentación, ésta dividida entre el FS que corresponda a la combinación de cargas, antes de restarla a la subpresión.

En el caso de que se desconozca el valor de la resistencia a la tensión del material, puede tomarse hasta un 0.05 del valor de la resistencia a la compresión.

- III- El cociente entre la resistencia disponible al cortante y la suma de fuerzas cortantes actuantes en cualquier plano que corte a la sección transversal de la presa, llamado tradicionalmente "factor de fricción-cortante" (FFC), no debe ser menor que el valor del FS correspondiente a la combinación de cargas que se esté considerando.

La resistencia disponible a las fuerzas cortantes se calcula como la suma de dos términos, el primero de los cuales es el producto de la suma neta de las fuerzas normales que actúan sobre la superficie bajo análisis (restando la fuerza de subpresión) multiplicada por el coeficiente de fricción interna del material, y el segundo es el producto de la "cohesión" del material por el área de la superficie bajo análisis.

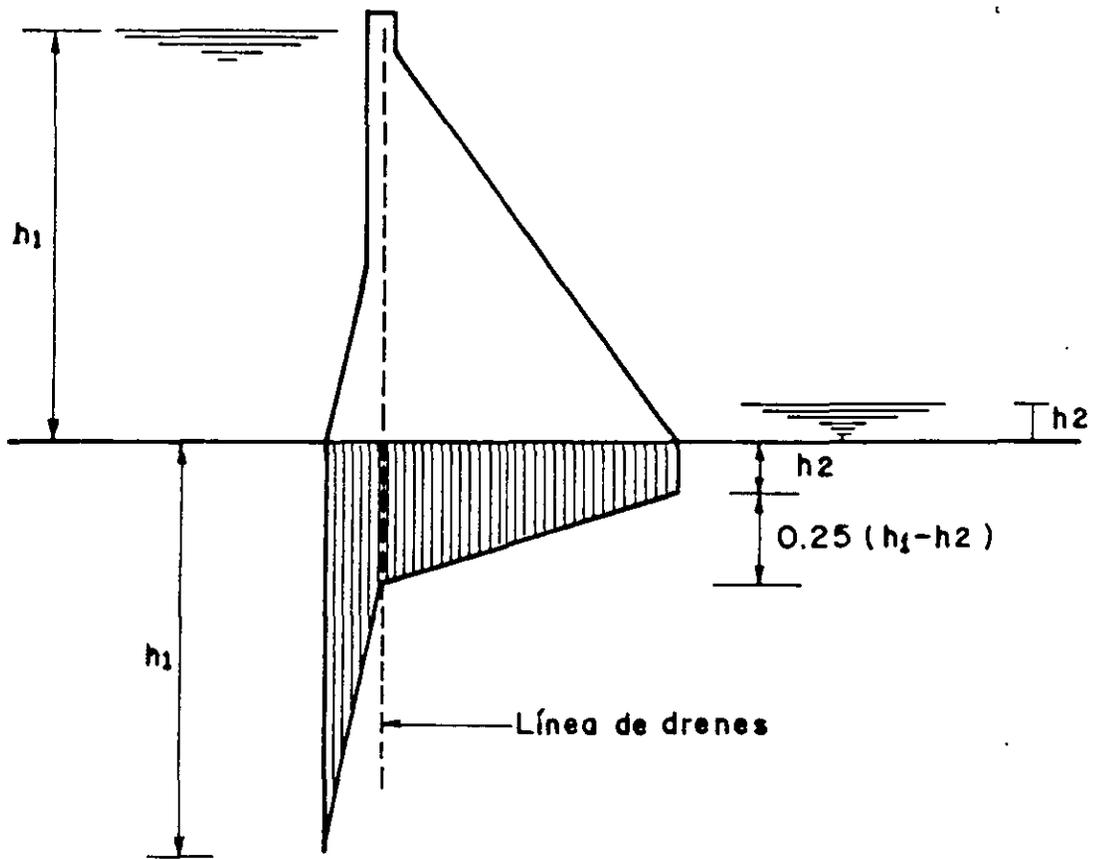


FIG. 2.- DIAGRAMA DE SUBPRESIONES

En análisis preliminares, cuando se desconocen las propiedades reales de la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales, pueden tomarse valores hasta de 1 para el coeficiente de fricción interna, y hasta del 0.1 de la resistencia a la compresión para la cohesión.

2.5 Comentarios adicionales

La consideración de factores de seguridad concordantes con una estimación, al menos cualitativa, de la probabilidad de ocurrencia de las diferentes combinaciones de cargas, y la utilización de criterios de aceptabilidad basados en los esfuerzos que se desarrollarán en las diferentes condiciones de trabajo de la presa a lo largo de su vida, proporcionan una base más sólida y más lógica de diseño que los antiguos criterios del no-volteo y del no-deslizamiento.

Los nuevos criterios van de acuerdo con los avances en el conocimiento de los materiales, de la geología y de los fenómenos sísmicos, así como con el desarrollo tecnológico de las computadoras y de los métodos numéricos de análisis estructural, y pueden aplicarse fácilmente, sin importar el modelo empleado para el cálculo.

Obviamente, los métodos de análisis que se utilicen deberán siempre ser los que mejor representen el comportamiento real de la estructura, para lo cual se dispone modernamente de excelentes modelos matemáticos (elementos finitos) y poderosos procedimientos de cálculo en computadora. Sin embargo, no puede dejar de enfatizarse que, si no se dispone de información precisa y suficiente, el empleo de los mejores métodos sólo se traducirá en un desperdicio de tiempo y producirá resultados inútiles o sin sentido, o, lo que es mucho peor, erróneos.

3. LAS PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLOS

3.1 Presas de concreto versus presas de materiales sueltos

Los métodos constructivos para las presas de concreto fueron puestos a punto durante la década de los años 30, culminando con la ejecución de la presa Boulder sobre el río Colorado.

Desde entonces, se ha desarrollado una doble tendencia de diseño en busca de una mayor economía en la construcción:

Por un lado, la conveniencia de reducir grandemente el volumen de materiales ha conducido a la evolución de distintos tipos de presas de concreto, a base de una mayor estructuración y de un uso más eficiente de la capacidad de resistencia de este material; así, se han desarrollado diversos tipos de presas de contrafuertes y de gravedad aligerada, y se han construido notables estructuras en forma de bóveda.

Por otra parte, se ha intentado reducir el costo unitario de los materiales, haciendo evolucionar las presas de gravedad mediante el uso de concretos más pobres en la masa central, reduciendo notablemente el consumo de cemento, dejando mezclas más ricas sólo en los paramentos de la presa, por razones de aspecto, impermeabilidad, resistencia al intemperismo y durabilidad general, y en especial en la superficie de la sección vertedora, para proporcionar una superficie más adecuada al paso del agua.

A su vez, los procedimientos constructivos de las presas de concreto se han mejorado mediante el uso de cables- vía, bandas transportadoras y formas deslizantes, aunque esencialmente siguen siendo los mismos métodos de hace 50 o 60 años.

Paralelamente, las presas de tierra y enrocamiento evolucionaron en su diseño, atendiendo al mayor conocimiento de la mecánica de suelos, pero recibieron el mayor impulso por el desarrollo del equipo necesario y de los procedimientos constructivos, que han permitido la implantación de sistemas continuos de ejecución con el uso intensivo de maquinaria y equipo, incrementando grandemente la rapidez de colocación de los materiales y abaratando en consecuencia el costo unitario del material colocado.

Si establecemos una comparación simplificada entre los sistemas constructivos de una presa tradicional de concreto y una de tierra, podemos ver que los pasos más importantes son los siguientes (fig. 3):

- a) Presa de concreto: Obtención de los materiales - fabricación de la mezcla - transporte en cubos de reducida magnitud-vaciado en una superficie pequeña limitada por mudes - extendido a mano sobre una parte de la superficie - consolidación por medio de vibradores puntuales internos.
- b) Presa de tierra: Obtención de materiales y control de humedad - transporte en grandes camiones de volteo - descarga en el punto especificado de una gran superficie - extendido con equipo a todo lo largo de la superficie - compactación con rodillos mecánicos, vibratorios en algunos casos.

La comparación muestra que el proceso constructivo de la presa de tierra es más simple, más continuo, se lleva a cabo simultáneamente en una zona mucho más amplia y utiliza eficientemente mucha más maquinaria, lo que explica su mayor rapidez y economía relativa de ejecución.

Sin embargo, las presas de tierra presentan algunos inconvenientes que pueden ser de muy grande importancia en algunos casos. Los principales son: la necesidad de que las estructuras hidráulicas se construyan en su mayor parte separadas del cuerpo de la presa, la mayor complejidad en el manejo del río durante la construcción, y el mucho mayor volumen de materiales (entre 6 y 20 veces mayor que para las presas de concreto), que se traduce en mayor extensión de los bancos de préstamo, de los caminos de construcción y de las áreas

PRESA TRADICIONAL DE CONCRETO

Obtención de los materiales
Fabricación de la mezcla
Transporte en cubos
Vaciado en área pequeña limitada por moldes
Extendido a mano sobre parte del área
Consolidación por medio de vibradores puntuales

PRESA DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

Obtención de los materiales
Control de humedad
Transporte en grandes volteos
Descarga en un punto de una superficie extensa
Extendido con equipo sobre toda la superficie
Compactación con rodillos mecánicos

FIG. 3.- COMPARACION DE PROCESOS CONSTRUCTIVOS

necesarias para instalaciones, con mayores afectaciones económicas y daños ecológicos más considerables.

Resulta entonces conveniente tratar de aplicar las técnicas de construcción de presas de tierra (ventajosas desde el punto de vista del procedimiento constructivo) a las presas de concreto (con ventajas en su concepción general, en su diseño y en la planeación de las principales etapas de construcción).

Los principales obstáculos encontrados para incrementar la rapidez y continuidad de la construcción de concreto en masa se deben a la inestabilidad dimensional de este material, originada en el proceso de hidratación del cemento, que es exotérmico, lo que produce limitaciones en el tamaño y rapidez de los colados y ocasiona la necesidad de juntas de contracción, moldes transversales y sistemas de enfriamiento, todo lo cual es causa de retrasos, complicaciones y aumentos en el costo.

3.2 Ideas básicas del concreto compactado con rodillos

El concreto compactado con rodillos es la respuesta al deseo de aplicar técnicas de presas de tierra a la construcción de presas de concreto. Los principales antecedentes son la construcción de la presa de Alpe Gera, en Italia, entre 1961 y 1964, las pruebas realizadas por la Tennessee Valley Authority (TVA) en 1971 y por el U.S. Army Corps of Engineers (USAE) en 1972-73, y el uso de concreto pobre para bases de caminos en la Gran Bretaña desde 1940.

En la presa de Alpe Gera, la construcción se llevó a cabo extendiendo capas de concreto de 70 cm de un lado al otro de la boquilla, y el concreto fue transportado en camiones de volteo, extendido con bulldozers y vibrado con conjuntos de vibradores de inmersión montados en tractores. Las juntas de contracción se cortaron con sierras mecánicas a través del concreto recién fraguado. Los paramentos de aguas arriba y aguas abajo fueron colados con cimbras convencionales.

Las pruebas del USAE, especialmente las que se llevaron a cabo en la presa de Lost Creek, proporcionaron la primera información sistematizada sobre la compactación del concreto con rodillos, en tanto que el estudio de mezclas para ser usadas como bases de caminos en la Gran Bretaña indujo el desarrollo de tecnología en el uso de concreto pobre (con contenidos de cemento del orden del 6% en peso), compactado en capas delgadas con rodillos vibratorios.

El siguiente avance consistió en combinar las ideas de extendido por capas de la presa de Alpe Gera, con el uso de concretos pobres y la compactación con rodillos en la construcción de presas de gravedad. La idea fue planteada casi simultáneamente en varios lugares durante 1973 y 1974, conduciendo a extensas investigaciones de laboratorio en Inglaterra, pruebas de campo en los Estados Unidos y a la constitución de un Comité de Estudio en el Japón.

La serie de resultados obtenidos llevó a la adopción del siguiente conjunto de características para las primeras presas de concreto compactado con rodillos (fig. 4):

- Bajo contenido de cemento y agua y alto contenido de cenizas volantes o puzolanas, lo que da alta densidad después de la compactación, buena impermeabilidad y bajo calor de fraguado, además de cierta capacidad de resistencia a la tensión
- Uso de agregado grueso sin muchas restricciones de graduación
- Admisión de un cierto porcentaje de finos plásticos entre los agregados (hasta un 10%)
- Mezclado convencional o en mezcladoras continuas
- Transporte en volteos de gran capacidad
- Extendido con bulldozers en capas de 15 a 30 cm
- Compactación con rodillos vibratorios, mediante un número conveniente de pasadas
- Pocas o ninguna junta fría horizontal
- Sin juntas verticales de contracción o con juntas cortadas con cortadora vibratoria
- Control de calidad estricto en el contenido de agua, que es crucial para la compactación

Es conveniente señalar que es precisamente el contenido de agua, y no la relación agua/cemento lo que conduce a la consistencia óptima para la mejor resistencia y durabilidad del producto terminado.

3.3 Primeros ejemplos de construcción de presas de concreto compactado con rodillos

Aunque el concreto compactado con características similares a las que hemos descrito se ha utilizado en grandes cantidades en distintas obras, como en la presa Tarbela en Pakistán en que en total se colocaron más de 2'300,000 m³ en diversos rellenos, por ahora me voy a referir únicamente a los dos ejemplos básicos de presas construidas con este material. Más adelante haré referencia a la reciente experiencia mexicana.

- PROPORCIONAMIENTO:

- Bajo contenido de cemento y agua
- Alto contenido de cenizas volantes o puzolanas
- Pocas restricciones en granulometría de agregados
- Admisión de un pequeño contenido de finos plásticos
- Control estricto del contenido de agua

- FABRICACION Y COLOCACION:

- Mezclado convencional o especial
- Transporte en volteos de gran capacidad
- Extendido con bulldozers en capas de 15 a 50 cm
- Compactación con rodillos lisos vibratorios
- Sin juntas frías
- Sin juntas de contracción o con juntas cortadas

- RESULTADOS:

- Alta densidad
- Buena impermeabilidad
- Bajo calor de fraguado
- Rapidez de construcción

FIG. 4.- CONCRETO COMPACTADO CON RODILLOS

El primer ejemplo lo constituye la presa Shimajigawa, construida entre septiembre de 1978 y agosto de 1980 en el Japón. Algunas de sus principales características son las siguientes:

Esta presa de gravedad de 89 m de altura cubica 317 000 m³ de concreto, de los que 165 000 fueron colocados con los procedimientos del concreto rodillado.

La mezcla tuvo una relación de agua a la suma de cemento y cenizas volantes de 0.81 a 0.88, con un contenido de 30% de cenizas sobre la suma de cemento y cenizas, y un contenido de arena de 34% del total de agregados.

Se usaron dos mezclas diferentes pero muy semejantes. Como ejemplo, en una de ellas los contenidos de materiales fueron: cemento, 84 kg/m³; cenizas volantes, 36 kg/m³; arena, 752 kg/m³ y grava, 1 482 kg/m³. En las dos mezclas el contenido de agua fue de 105 kg/m³ y el aire incluido de 1.5%. Estas mezclas se diseñaron para revenimiento nulo.

Los resultados típicos de resistencia a la compresión a los 91 días fueron de 150 kg/cm² en muestras obtenidas de hiladas de 70 cm, y de 190 kg/cm² en muestras provenientes de hiladas de 50 cm. El peso volumétrico medio obtenido fue de 2 476 kg/m³.

En esta presa se utilizaron mezclas más ricas y métodos convencionales de colocación para el concreto en contacto con la roca, el de los paramentos de aguas arriba y aguas abajo y el necesario alrededor de las galerías y en otras zonas con acero de refuerzo.

El segundo ejemplo lo constituye la presa Willow Creek, en el Norte de los Estados Unidos. Sus principales características son las siguientes:

Es una estructura de 49 m de altura sobre el fondo del cauce y de 66 m sobre el fondo del tanque amortiguador, y solamente se construyó con concreto convencional un revestimiento en la cresta del vertedor y el muro final de tanque amortiguador, haciéndose el resto de la presa (315 000 m³) con concreto rodillado, incluyendo la rápida del vertedor y el tanque amortiguador.

La presa se construyó prácticamente en su totalidad durante 1982, colocándose el concreto en unos 5 meses, a pesar de que la superficie de construcción no era demasiado amplia.

El paramento aguas arriba se construyó mediante tableros precolados que sirvieron de molde al concreto rodillado, y que fueron anclados en él por medio de soleras embebidas entre capas de este material.

El concreto fue colocado en capas de 30 cm de espesor mediante bulldozers, y compactado mediante cuatro pasadas de rodillos vibratorios de doble tambor. El colado fue continuo y monolítico, sin juntas de contracción verticales y minimizando las juntas frías horizontales, pues solamente si la superficie quedaba expuesta durante un número grande de grados centígrados-horas se debía preparar la superficie y extender un mortero o concreto especial antes de la siguiente capa de colado.

El paramento de aguas abajo, incluyendo la rápida de la sección vertedora, se realizó sin el uso de cimbras, dejando una apariencia levemente rugosa, con un talud de 0.8:1.

Las mezclas diseñadas variaron entre la más pobre para el núcleo de la presa y la más rica en la rápida del vertedor. La mezcla del vertedor contenía, por m³, 186 kg de cemento y 80 de cenizas volantes, contra 147 kg de cemento y 19 de cenizas en la mezcla del núcleo. En ambos casos se utilizó un contenido de agua de 77 kg/m³. El agregado máximo fue de 76 mm en el núcleo y de 38 mm en el vertedor. Los agregados consistieron en roca fracturada y depósitos formados por gravas arenosas y limosas, lo que condujo a un 7% de finos en el total de agregados.

Las resistencias a la compresión a los 90 días, con base en colados de prueba, fueron de 8 MPa para la mezcla más pobre y de 33 MPa para la más rica (respectivamente 82 y 337 kg/cm²). Se obtuvo un peso volumétrico de 2 530 kg/m³.

Es interesante destacar que el contenido de cemento de la mezcla fue de menos del 7%, en peso.

3.4 Presas mexicanas de concreto compactado con rodillos

En 1984 tuvo lugar un pánel sobre el concreto compactado con rodillos y su utilización en presas, organizado por el Colegio de Ingenieros Civiles de México, con la participación del que esto escribe y de otros ingenieros mexicanos y extranjeros.

Al pánel asistieron autoridades y técnicos de las oficinas gubernamentales que en nuestro país son responsables del uso del agua, quienes se interesaron enormemente por este avance en la tecnología del diseño y construcción de presas.

De inmediato se procedió a iniciar investigaciones y estudios conducentes a aprender más sobre el concreto compactado, que se tradujeron en la pronta construcción de la primera presa mexicana de este material: La Manzanilla, proyectada en 1986 y construida sobre el arroyo de Ibarra, Gto., formando parte de las obras de protección de la ciudad de León. Esta presa, relativamente alta en un corto tramo, pero no mucho en la mayor parte de la boquilla, se tomó en parte como laboratorio experimental para iniciar el uso del concreto compactado en nuestro país. Algunas de sus características son las siguientes:

Su altura máxima es de 36 m, y en total contiene 25 500 m³ de concreto compactado y 11 900 de concreto convencional, simple y reforzado

Se diseñó con una sección bastante robusta para la altura de la presa, con talud de 0.15:1 del lado de aguas arriba y de 0.8:1 aguas abajo

La construcción se llevó a cabo mediante la colocación del concreto en capas de 30 cm de espesor, que después eran compactadas con el paso de rodillos lisos vibratorios

La resistencia de diseño del concreto fue de 100 kg/cm² a los 90 días

Posteriormente, en 1987, se proyectó la presa de Trigomil, sobre el río de Ayuquila, en Jalisco, como parte de las obras del sistema de riego del distrito de Autlán y El Grullo. Esta presa está actualmente en construcción, con las características siguientes:

Su altura máxima será de 100 m, y cubicará 361 500 m³ de concreto compactado con rodillos, además de 53 900 de concreto convencional

Será vertedora, y en la sección central tendrá taludes de 0.24:1 en el paramento de aguas arriba y de 0.8:1 del lado de aguas abajo

La construcción se está ejecutando colocando el concreto fresco en capas de 30 cm de espesor y compactando cada capa con el paso de rodillos lisos vibratorios

Se ha especificado una resistencia de diseño de 150 kg/cm² a los 90 días

3.5 Cuestiones importantes para el diseño

Entre los aspectos importantes del diseño de presas de gravedad de concreto compactado, hay muchos puntos interesantes, que requieren mayor investigación y el uso del ingenio de los ingenieros de proyecto, basándose en los resultados de la experimentación previa y en las observaciones hechas durante y después de la construcción de las obras ya ejecutadas. Entre ellos cabe comentar lo siguiente:

a) Cimentación

La calidad de la roca de cimentación debe influir en que se requiera una capa de concreto más rico en contacto con la roca, como en la presa Shimajigawa, y en si esta plantilla podrá ser de concreto compactado. Igualmente, será importante definir si se requieren inyecciones de impermeabilización y consolidación y perforaciones para drenaje; estas últimas requerirán galerías

de recolección y dispositivos emisores de las filtraciones, todo lo cual se convierte en estorbos para la continuidad del proceso constructivo.

b) Drenes a través de la presa

En las primeras ideas de proyecto desarrolladas en Inglaterra y en Canadá se preveía la construcción de un muro-diafragma de concreto rico en la cara de aguas arriba, protegido aguas abajo por el sistema de drenes verticales de concreto poroso y una capa de transición también de concreto poroso, con el objeto de que el diafragma sirviera como elemento impermeable y las posibles filtraciones se colectaran en los drenes y se eliminara toda posibilidad de subpresión dentro del concreto rodillado.

Las presas de Shimajigawa y de Willow Creek fueron construidas sin estos elementos de drenaje. La continuidad del proceso constructivo en que se suprimen prácticamente las juntas horizontales reduce el peligro de subpresión por infiltración dentro de algunas juntas mal terminadas. Además, el trabajo estructural de la presa en forma continua de un lado al otro de la boquilla proporciona una mayor resistencia intrínseca contra los efectos de la subpresión.

Creo que es recomendable diseñar estas presas sin sistemas de drenaje interno, lo que facilita y agiliza la construcción y reduce el costo de la obra, sin peligro aparente de daños, revisando su estabilidad, sin embargo, con subpresión total.

c) Paramento de aguas arriba

La construcción de paramentos de aguas arriba mediante elementos precolados que sirven de molde para contener el concreto es importante, pues se aprovecha la cimbra incorporándola al cuerpo de la presa.

Los elementos constitutivos del paramento pueden anclarse a la masa del concreto compactado, pero me parece que las soleras o varillas que se usen como anclas, semejantes a las usuales en los procedimientos de tierra armada, complican la fabricación de las piezas precoladas y pueden constituir una molestia durante el extendido y compactado del concreto. Una alternativa viene a ser la construcción del paramento de aguas arriba mediante el colado continuo por métodos convencionales (lo que requiere cimbra), como fue hecho en la presa Shimajigawa, o la colocación de elementos prefabricados autoportantes, de formas especiales para que vayan ensamblándose unos con otros a medida que avanza la construcción.

d) Inclinación del paramento de aguas arriba

El talud natural del concreto compactado es bastante inclinado, del orden de 0.75:1. En algunos casos podría convenir diseñar el paramento de aguas arriba con una inclinación semejante, si el incremento en volumen pudiera compensarse con el ahorro de costo al suprimir los elementos prefabricados, el diafragma o la cimbra para ese paramento. Por otra parte, habrá que investigar el comportamiento de la cara de concreto pobre compactado con rodillos, que quedaría en contacto con el agua, desde el punto de vista de impermeabilidad, resistencia al oleaje y resistencia a los procesos cíclicos de humedecimiento y secado.

e) Paramento de aguas abajo

Todo lo dicho anteriormente es válido para el paramento de aguas abajo, en lo referente al uso de elementos prefabricados, anclas, cimbras y mezclas de concreto más rico, con la posibilidad de dejar expuesta la cara de concreto compactado, más fácilmente que aguas arriba, con una inclinación adecuada:

f) Sección vertedora

La posibilidad de construir una sección vertedora dejando en la rápida una capa expuesta de concreto compactado con rodillos ha sido demostrada con la presa de Willow Creek. Sin embargo, obviamente deben tomarse en cuenta la magnitud y frecuencia de los gastos por derramar, además de que convendrá realizar pruebas de erosión para poder tomar decisiones acertadas.

g) Corona

Al diseñar los anchos mínimos de corona debe tenerse en cuenta el espacio necesario para la operación del equipo de construcción. Esto puede conducir a coronas más anchas que en el caso de las presas de gravedad convencionales. Al terminar, el concreto de la corona podría recubrirse con una capa de asfalto u otro elemento apropiado para protegerlo contra los efectos del tránsito de vehículos.

h) Estructuras de toma y desagües de fondo

Los conductos de las obras de toma y desagüe de la presa pueden, sin duda alguna, construirse a través de ella. Conviene estudiar las posibilidades de construcción mediante elementos prefabricados que sirva como moldes de retención al concreto rodillado en la misma forma que como hemos dicho al referirnos al paramento de aguas arriba. Sin embargo, hace falta mayor

evidencia de que no se producirán filtraciones en la interfaz entre los conductos y el concreto, para lo cual se requiere mayor investigación o el diseño de procedimientos constructivos confiables que garanticen el buen sellado o adherencia de los materiales en la interfaz.

Las casetas o cámaras de válvulas y compuertas convendrá alojarlas en estructuras separadas del cuerpo de la presa o en engrosamientos del muro o diafragma de aguas arriba.

i) Esfuerzos

Las mezclas de concreto deben proporcionar peso, bajo calor de hidratación y buena resistencia al cortante. La resistencia a la compresión f_c a los 90 días no es importante en sí misma, pero es un buen índice de la calidad general del concreto. En general, los esfuerzos máximos de compresión no rigen el diseño, pero éste deberá cumplir con los requerimientos usuales de esfuerzos máximos y un adecuado factor de seguridad de fricción-cortante.

j) General

En general, todo detalle de diseño deberá estudiarse cuidadosamente, no sólo con la finalidad de que cumpla sus funciones satisfactoriamente en la presa terminada, sino también tomando especialmente en cuenta el objetivo primordial de facilitar la continuidad en la construcción.

4. LAS PRESAS DE ENROCAMIENTO COMPACTADO CON CUBIERTA DE CONCRETO AGUAS ARRIBA

4.1 Antecedentes

Como hemos recordado, las primeras presas construidas por el hombre fueron de enrocamiento, aunque sólo en épocas relativamente recientes su diseño fue mejorado con la introducción de elementos impermeabilizantes adecuados, primero bajo de la forma de una cubierta sobre el paramento de aguas arriba (desde el siglo pasado) y después como núcleo o corazón de tierra (a partir de los años '30 de este siglo).

Las cubiertas impermeables de aguas arriba fueron construidas primero de madera o de piedras acomodadas cuidadosamente, pero posteriormente se desarrolló la tecnología adecuada para hacerlas de otros materiales, destacando entre ellos el concreto hidráulico.

Las numerosas presas de enrocamiento con cubierta de concreto aguas arriba que se construyeron en muchos países entre 1930 y 1960 fueron hechas con enrocamiento a volteo. Para éste se especificaba que el material tuviera una elevada resistencia a la compresión, y

que cumpliera además con requerimientos de calidad equivalentes a los estipulados para agregados para concreto. En muchos casos hubo que desechar la alternativa de este tipo de presa, por no haber materiales que satisficieran las especificaciones en las cercanías del sitio de las obras.

Por otra parte, los asentamientos del enrocamiento al recibir las cargas del embalse resultaron con frecuencia lo suficientemente grandes como para ocasionar el agrietamiento de la cubierta de concreto y las consecuentes filtraciones, que en algunos casos llegaron a ser realmente importantes.

Las malas experiencias que por este motivo se tuvieron en esa época fueron causa de que en todo el mundo se redujera el interés por este tipo de presas; por ejemplo, en nuestro país, las últimas se terminaron en 1957.

Entre tanto, el avance en el conocimiento de la mecánica de suelos facilitó el desarrollo de la ingeniería y construcción de presas de tierra y enrocamiento. Se fue mejorando la tecnología de la compactación de los núcleos de tierra y se comenzó a utilizar una cierta compactación, a base del paso del equipo de construcción, de los respaldos de materiales permeables: gravas y arenas, materiales de acarreo de los propios ríos y materiales ("enrocamiento" y "rezaga") de mayor tamaño, provenientes de banco de préstamo. Paralelamente al grado de compactación exigido a los materiales térreos del núcleo de las presas, referido a una variante de la prueba Proctor, se hizo común especificar una cierta compacidad relativa mínima para los materiales más gruesos de los respaldos.

Con el fin de poder dar una mejor compactación a estos materiales, se introdujeron mejoras al equipo de compactación, desarrollándose cada vez más los rodillos neumáticos vibratorios y extendiéndose su uso para conseguir respaldos estables más inclinados y, por ende, más económicos.

La aplicación de estos avances a las presas con cubierta de concreto no se hizo esperar. En diversas partes del mundo se inició la consideración de presas de enrocamiento compactado con cubierta impermeable como alternativas convenientes frente a otros tipos de presas. Las condiciones locales parecen haber inducido un desarrollo inicial mayor en - Australia, donde se construyeron varias presas de este tipo en los años '60.

Las presas australianas de este tipo fueron evolucionando rápidamente (Risdon Brook, Paloona, Wilmot, Pindari, Serpentine) y aumentando de altura en este período, hasta llegar a la presa de Kangaroo Creek (61 m), que ya incorporaba algunas características que ahora pueden considerarse estándares del diseño. Entre ellas pueden mencionarse: a) el uso de rocas más suaves para la construcción, b) la sustitución del profundo dentellón de concreto, antiguamente usado para servir de apoyo a la cubierta e interceptar filtraciones en la cimentación, por una losa o "plinto" que se extiende desde el talón de la presa hacia aguas arriba y sirve de apoyo o tapa a las inyecciones de impermeabilización de la roca, y c) la

estructuración del cuerpo de la presa en zonas bien definidas de enrocamiento con diferentes especificaciones.

4.2 La presa de Cethana

Bien conocido por los ingenieros de presas es el caso de Cethana. Esta presa, de 110 m de altura y 213 m de longitud por la corona, con un volumen de enrocamiento de 1.4 millones de metros cúbicos, fue construida en Tasmania y terminada en 1971.

Originalmente, la relativa angostura topográfica y las aparentemente buenas condiciones geológicas de la boquilla condujeron a la conclusión de que la alternativa de presa más adecuada sería una bóveda delgada de doble curvatura. Sin embargo, las investigaciones geológicas y de mecánica de rocas de detalle, que se llevaron a cabo durante las etapas iniciales de la construcción mostraron que la estabilidad de los apoyos no daba la seguridad necesaria y la presa-bóveda tuvo que desecharse.

Para ese momento, el túnel de desvío se había terminado de construir, y había que encontrar una alternativa que cupiera entre los portales del túnel y que pudiera ejecutarse de manera segura, rápida y económica. Los ingenieros australianos encontraron que sólo una presa de enrocamiento con cubierta de concreto podía cumplir con estas restricciones.

La estrechez del espacio disponible en el sentido de la corriente hizo que la sección transversal de la presa se diseñara con taludes muy inclinados, de 1.3 : 1 (ángulo de inclinación de 37.5°). Para garantizar la estabilidad y con la intención de reducir los asentamientos a un mínimo, se especificó la compactación del enrocamiento del cuerpo de la presa en capas de 90 cm de espesor, reduciéndolo a sólo 45 cm en las zonas cercanas a las paredes de la boquilla y debajo de las losas de concreto de la cubierta. La compactación se llevó a cabo con cuatro pasadas de rodillo vibratorio de 10 t. La superficie de apoyo de las losas se compactó pasando los rodillos hacia arriba y hacia abajo del talud, y se estabilizó finalmente con dos baños de emulsión asfáltica.

El material utilizado para el enrocamiento fue cuarcita del lugar, y se establecieron especificaciones de granulometría diferentes para las tres zonas constitutivas de la sección.

La zona adyacente a la cubierta de concreto, de 3 m de espesor, se construyó con material que tiene una curva granulométrica suave, con menos del 5 % de finos y tamaño máximo de 225 mm. En el cuerpo de la presa se aceptó material con tamaño máximo de 55 cm, hasta dar un talud de 0.77 : 1, y de 85 cm en el respaldo exterior. El enrocamiento no se saturó, pero sí se añadió agua hasta lograr un adecuado humedecimiento. Exceptuando la parte de aguas arriba, que se construyó sobre la roca sana de la cimentación, en el resto de la presa no se retiró el material de acarreo del río, compuesto por grava bien consolidada en una capa de hasta 6 m de espesor.

Las losas de la cubierta tienen un espesor de 30 cm en la corona y de 56 cm en la base; su anchura es de 12.2 m y se construyeron con formas deslizantes y colado continuo, sin juntas horizontales, de manera que algunas de ellas tienen hasta 150 m de largo en el sentido del talud de la presa. Se reforzaron con un área de acero del 0.5 % del área de concreto, en ambas direcciones. En las juntas de contracción verticales no se colocó ningún relleno; sólo se dejó un sello de cobre de 450 mm de ancho para impermeabilizarlas.

La junta perimetral entre el plinto y las losas de la cubierta se dotó de doble sello, de cobre y de hule, y se rellenoó con una madera suave que permitirá la rotación y es suficientemente resistente a la compresión y al cortante.

Previendo el posible paso del agua sobre la presa en construcción en el evento de la ocurrencia de una avenida extraordinaria que excediera la capacidad del túnel de desvío, se planeó reforzar la parte baja (hasta 40 m del fondo) del talud de aguas abajo de la presa con malla de acero anclada en el enrocamiento. Cuando se había colocado un 70 % de esta malla, de un lado de la presa en construcción, se presentó una avenida que pasó un gasto de unos 170 m³/s a través y por encima de ella, arrastrando unos 16,000 m³ de material. Esta experiencia llevó a recomendar el uso de otra forma de disponer el refuerzo del talud, más bien asemejándolo a la construcción de gaviones.

En general, puede considerarse que Cethana marca el inicio de la práctica moderna de diseño y construcción de presas de enrocamiento con cubierta de concreto, seguido y mejorado sucesivamente en todo el mundo, y en especial en el área latinoamericana, representada sobre todo por Colombia (Alto Anchicayá, 1974, 140 m; Salvajina, 1983, 145 m; La Miel, en construcción, 180 m) y Brasil (Foz do Areia, 1980, 160 m; Ita, en construcción, 123 m; Segredo, en construcción, 145 m; Machadinho, en construcción, 124 m), aunque también hay importantes ejemplos en Venezuela y Argentina.

En México se hicieron diseños completos para la presa Huites (160 m), sobre el río Fuerte, en Sinaloa, y para la de Aguamilpa (180 m), sobre el río Santiago, en Nayarit. El diseño de Huites probablemente no se utilizará por defectos en la geología de la zona de los necesarios túneles de desvío, lo que obligará a cambiar el tipo de presa, pero Aguamilpa se está construyendo exitosamente.

4.3 La práctica actual

4.3.1 Generalidades

En general, la facilidad de intercambio tecnológico que proporcionan los congresos mundiales de grandes presas, los excelentes artículos técnicos publicados por las revistas especializadas, y la participación de grupos ("boards") de consultores internacionales en todos los grandes proyectos, hace que las mejoras introducidas en cada obra sean conocidas, discutidas y juzgadas rápidamente por la comunidad de ingenieros, permitiendo adoptarlas

de inmediato en los diseños en proceso o en las obras en construcción, lo que conduce a un desarrollo estable y a un perfeccionamiento continuo de la ingeniería de presas.

En lo que sigue se tratará de dar un panorama resumido del estado actual de la técnica del diseño y construcción de las presas de enrocamiento compactado con cubierta de concreto aguas arriba se ha venido desarrollando paulatinamente, a partir de la experiencia aportada por las presas ya construidas.

4.3.2 Diseño de la sección

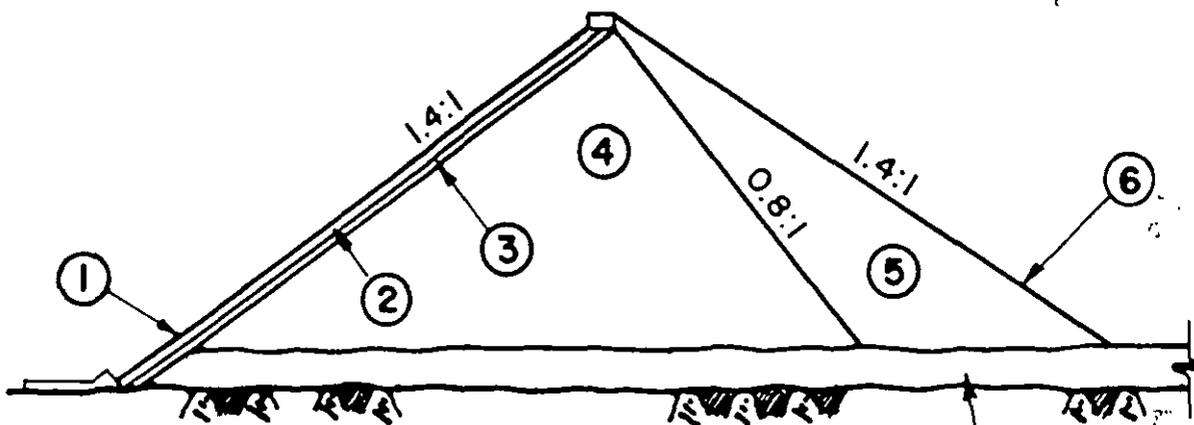
No existe un método de análisis generalmente aceptado para estudiar la estabilidad de los taludes de enrocamiento compactado. Se han utilizado los métodos de los círculos de falla y de la cuña, usuales para las presas de tierra y enrocamiento, aunque sin llegar a sistematizarse.

Los taludes se fijan empíricamente, tomando como punto de partida el de 1.3 : 1 que ha demostrado ser estable con los materiales y métodos de construcción utilizados en las grandes presas ejecutadas en los últimos veinte años. Sin embargo, la altura de la presa y la calidad de los materiales o de la cimentación pueden hacer que el buen sentido de los ingenieros, apoyado por los métodos de análisis mencionados lleve a recomendar taludes más tendidos.

La estructuración de la sección se logra definiendo zonas de materiales diferentes por su granulometría y por las especificaciones de colocación: espesor de las capas, número de pasadas de rodillo liso vibratorio (RLV) y humedecimiento adecuado. La zonificación tiene por objeto dar las condiciones de baja compresibilidad y de baja o alta permeabilidad convenientes (figura 5).

De particular importancia es la zona de apoyo de las losas que formarán la cubierta de concreto. Esta zona debe tener especialmente poca compresibilidad para dar un buen apoyo a la cubierta. Debe también ser de relativamente baja permeabilidad para el caso de que se presente algún agrietamiento o ante la posibilidad de que alguna avenida rebase la ataguía cuando aún no se hayan colado las losas. Por último, debe ser resistente a la erosión interna y externa. La práctica actual consiste en usar material con tamaño máximo de 38 a 76 mm y con no más del 5 o 10 % de finos que pasen la malla # 100; usualmente se especifica que los finos no sean plásticos.

El espesor de esta zona se acostumbra especificar de un mínimo de 4 m, mantenido con frecuencia constante en toda la altura de la presa. La colocación del material se lleva a cabo en capas de 30 a 50 cm de espesor, y se compacta con 4 pasadas de RLV de 10 toneladas. El tratamiento de la cara de apoyo de la cubierta se hace con varias pasadas del rodillo sin vibración, jalándolo hacia arriba sobre el talud, y se completa con otras pasadas con vibración.



- ① Cubierta de concreto
- ② Zona de apoyo de la cubierta; capas de 30 cm
- ③ Filtro; capas de 30 cm
- ④ Enrocamiento; capas de 60 cm
- ⑤ Enrocamiento; capas de 90 cm
- ⑥ Posibles bermas y enrocamiento semiacomodado
- ⑦ Material de acarreo del río

FIG. 5.- SECCION TIPICA DE UNA PRESA DE ENROCAMIENTO COMPACTADO CON CUBIERTA DE CONCRETO

El cuerpo de la presa se diseña con enrocamiento de mayor tamaño, que debe ser más permeable, desde el contacto con la zona de apoyo de la cubierta hasta un talud de 0.7 : 1 a 1 : 1 del lado de aguas abajo, especificando capas de 60 o 75 cm y las mismas 4 pasadas del RLV de 10 toneladas. Este enrocamiento se completa hacia aguas abajo con un respaldo de material de tamaño aún mayor, hasta de 80 o 100 cm como máximo, y capas de 90 o 120 cm, compactadas de igual manera. No es necesario especificar que el tamaño máximo del material sea menor que el espesor de la capa correspondiente, aunque obviamente no debe ser mayor.

Puede haber zonas especiales, por ejemplo para disponer drenes dentro del enrocamiento, para eliminar posibles presiones de poro. No hay que olvidar que, si se usa roca suave, el proceso de compactación romperá las aristas de las piedras individuales (efecto que puede ser buscado), y tomando en cuenta, además, el acuñaamiento de las piedras de tamaño pequeño dentro de los huecos que dejan las más grandes, pueden lograrse muy buenos grados de compactación a costa de la permeabilidad.

4.3.3 Diseño de la cubierta

Los asentamientos del enrocamiento durante la construcción y al recibir el empuje del agua retenida producen esfuerzos principales de compresión en las losas, según se ha podido comprobar mediante mediciones hechas en varias presas con suficientes años de -observaciones, pero producen también pequeñas tensiones en el perímetro de la cubierta; éstos se han encontrado siempre dentro de lo aceptable.

Por lo anterior, y tomando en cuenta asimismo el buen apoyo que debe darles el enrocamiento compactado, las losas de cubierta se diseñan con espesores pequeños y poco acero de refuerzo. Muy usual es la fórmula siguiente para definir el espesor de las losas, dado en metros, en función de la profundidad H:

$$t = 0.3 + 0.003 H$$

aunque modernamente se tiende a reducir aún más; por ejemplo, en Australia se vienen usando recientemente diseños con espesores de 25 o 30 cm constantes (para presas hasta de 100 m de altura) o incrementos de sólo 0.002 H.

Lo mismo ocurre con el acero de refuerzo, que no se requiere por trabajo estructural, y ni siquiera actúa como acero de distribución, dada la continuidad que se logra en el apoyo gracias a la conveniente granulometría y a la cuidadosa compactación que se especifican. Actualmente, es común disponer áreas de acero de 0.0035 y aún de sólo 0.0030 de la de concreto, en ambas direcciones, pues se considera que prácticamente se trata de acero de temperatura.

De gran importancia es el diseño de las juntas. Las losas se construyen con anchos de 10 a 15 m, dejando entre ellas juntas de contracción verticales provistas de sello

impermeable. En el sentido vertical no se acostumbra disponer ninguna junta, facilitando el colado continuo desde la cimentación hasta la corona, lo que requiere que el enrocamiento haya sido colocado en su totalidad previamente. En algunas de las presas de mayor altura, se han especificado una o dos juntas horizontales, con el refuerzo corrido a través de ellas.

4.3.4 El plinto (figura 6)

Con este término, tomado de la arquitectura griega clásica, se designa al conjunto formado por la losa horizontal que se dispone en el pie de la cubierta (en el talón de la presa), así como a las losas inclinadas que se disponen a lo largo del perímetro de la boquilla como apoyo o liga de la propia cubierta con la cimentación y tapa de las inyecciones.

La longitud del plinto se determina con base en la calidad de la roca y la altura de la presa, de manera que el gradiente hidráulico no sea muy grande (siempre menor de 20). Su espesor debe ser de 60 cm como mínimo, y se cuele en losas de 6 u 8 m de ancho.

El plinto debe desplantarse sobre roca dura, sana, resistente a la erosión y al intemperismo, e inyectable. De no cumplir alguna de estas condiciones, generalmente puede mejorarse con métodos adecuados. Conviene anclar el plinto a la roca de cimentación para utilizarlo efectivamente como apoyo y tapa de las inyecciones de consolidación e impermeabilización que se requieran.

4.3.5 Junta perimetral (figura 7)

La junta entre el plinto y las losas de cubierta debe diseñarse cuidadosamente, pues el empuje del agua sobre esta última tiende a abrirla, separando e independizando a los dos elementos. Por eso, es común disponer en ella un tapajuntas de cobre apoyado sobre mortero, en la base de la junta, además de un sello central de cloruro de polivinilo, una tapa también de PVC recubriendo un relleno plástico sobre la cara de la junta y un relleno compresible entre las dos losas.

4.3.6 Muro en la corona

El tránsito de vehículos, las visitas de inspección y el espacio para la colocación de instrumentos de medición en la corona, hacen que se requiera que ésta tenga una anchura apreciable, con frecuencia de 8 o 10 m. Con la finalidad de disponer de dicha dimensión sin provocar un incremento notable en el volumen de enrocamiento de la presa, la práctica moderna utiliza un muro de contención en L en la corona, fácilmente combinado con el necesario parapeto de protección.

Es interesante comentar que el paramento vertical proporcionado por el muro, al provocar el reflejo de las olas que se puedan generar en el embalse e impedir su "rodamiento" al romper, puede también incidir en que el bordo libre necesario sea menor.

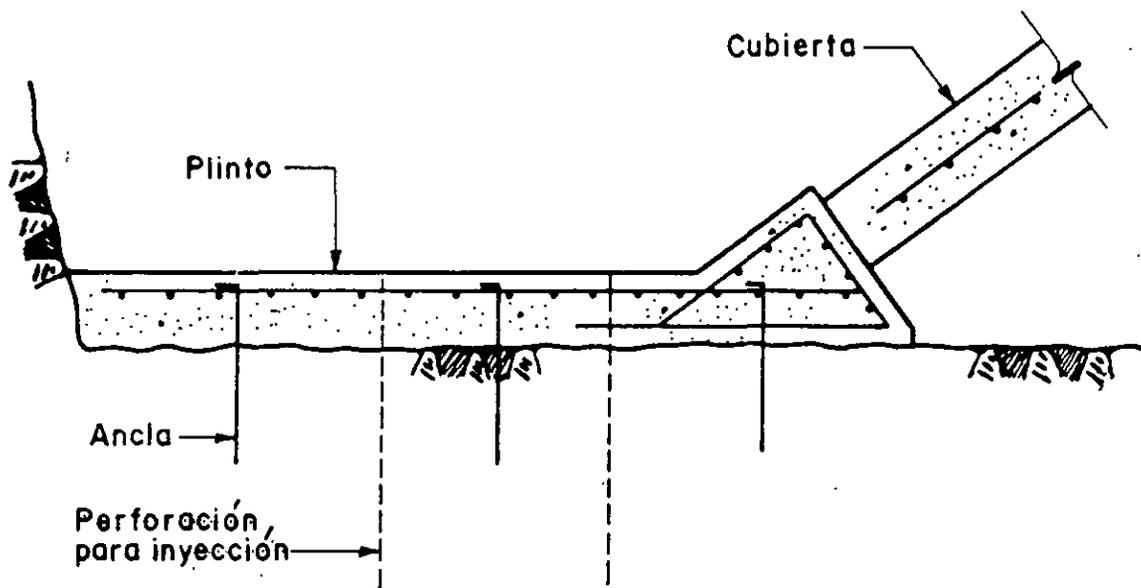


FIG. 6.- PLINTO Y LOSA DE CUBIERTA

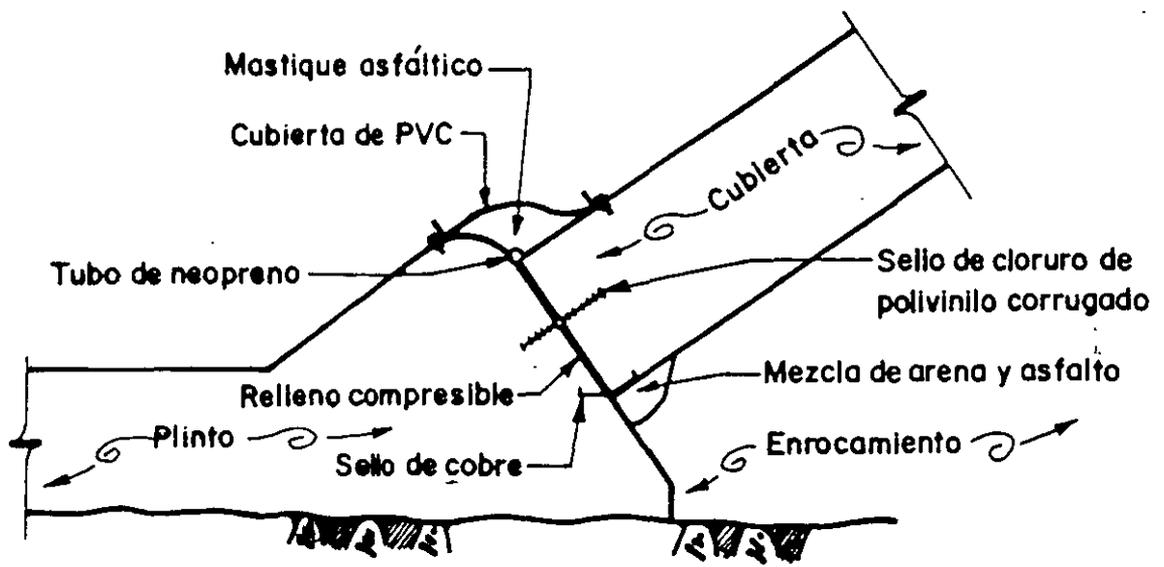


FIG 7- JUNTA PERIMETRAL

Esto se traducirá en una menor altura de la presa y en un volumen también menor de materiales (ver figura 8).

4.4 Presas mexicanas de enrocamiento compactado y cubierta de concreto

4.4.1 El proyecto de la presa de Huites

En el río Fuerte, estado de Sinaloa, con los fines de riego, generación hidroeléctrica y control de avenidas, y formando parte de un sistema con las presas Miguel Hidalgo y Josefá Ortiz de Domínguez, se construirá la presa de Huites. La alternativa de enrocamiento compactado con cubierta de concreto aguas arriba se proyectó con las siguientes características principales, ilustradas en las figuras correspondientes:

La presa tendría 162 m de altura máxima, ocupando un volumen total de materiales de 8.6 hm³, en su mayor parte producto de excavaciones para sus estructuras auxiliares. La obra de desvío estaría compuesta por tres túneles de 16 m de diámetro y 1 100 m de longitud, para manejo de gastos hasta de 15 000 m³/s. Para ello, se dispusieron ataguías de materiales graduados, de 60 m la de aguas arriba y de 20 m la de aguas abajo.

La obra de excedencias consistiría en tres vertedores, cada uno provisto de dos compuertas radiales de 13 m de ancho y 25 m de altura, para control de los gastos de descarga hasta valores máximos de 15 000 m³/s. La avenida de diseño tenía 30 000 m³/s. Los conductos de descarga de los vertedores se propusieron en sendos túneles de 16 m de diámetro, con tramos inclinados 25° con la horizontal, que conectarían con los túneles de la obra de desvío.

La sección de la presa se diseñó con un talud de 1.4 : 1 del lado de aguas arriba, correspondiente a la cubierta de concreto, y también de 1.4 : 1 del lado de aguas abajo, aunque en este caso éste era el talud promedio formado por tramos más inclinados, con talud de 1.3 : 1, y bermas o banquetas de 8.00 m de anchura, que constituían parte del camino de acceso a la corona de la presa y al área de operación de las compuertas de la obra de control de excedencias.

Se estructuró la sección a base de cuatro zonas principales de enrocamiento de diferentes características. La primera, que serviría de apoyo a las losas de cubierta, tendría un ancho de 4.00 m en el sentido horizontal. Se formaría con material bien graduado, con tamaño máximo de 15 cm y un contenido de finos no plásticos no mayor del 5 %, no admitiéndose finos plásticos. Se especificó su colocación con un cierto contenido de agua, en capas de 40 cm de espesor compactadas con 4 pasadas de rodillo liso vibratorio de 10 toneladas, y terminado con 5 pasadas de rodillo sobre el talud y un baño de emulsión asfáltica en la superficie en que se apoyaría la cubierta.

La segunda zona, a continuación de la anterior, se diseñó con un ancho horizontal de 5.00 m. Al igual que la primera, el material que la constituiría sería bien graduado, y debería

estar libre de finos plásticos, admitiéndose hasta un 5% de finos no plásticos, pero el tamaño máximo permitido era de 45 cm. Su colocación se especificó también en capas de 40 cm, - compactadas con 4 pasadas del rodillo liso vibratorio de 10 toneladas y usando agua para la compactación.

La siguiente zona sería el cuerpo principal de la presa, compuesto de enrocamiento de hasta 60 cm de tamaño máximo y libre totalmente de finos. Se colocaría en capas de 60 cm, compactadas con el mismo equipo que las anteriores. Esta zona quedaría separada de la última por un talud de aguas abajo de 0.8 : 1, aunque éste podría modificarse en la construcción, en función de los volúmenes reales de materiales de diferentes características producto de las excavaciones para las estructuras auxiliares de la presa.

Por último, el cuerpo de la presa se terminaría en un respaldo de material de hasta 90 cm, colocado en capas de 100 cm compactadas de igual forma que las anteriores.

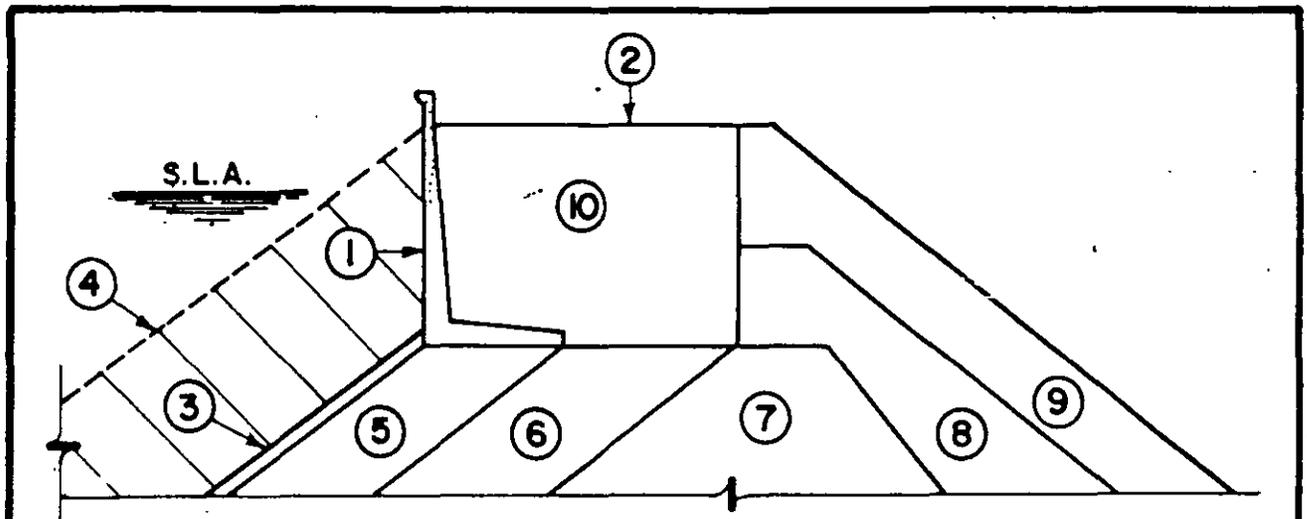
Es importante destacar que se previó dejar una gruesa capa de material aluvial del acarreo natural del río, que tiene un espesor de hasta 22 m en la zona de la boquilla, formando parte de la presa, previa verificación de sus características de resistencia y compresibilidad. Estas sólo podrían investigarse in situ durante el inicio de la construcción, una vez realizado el desvío de la corriente, y podrían indicar la necesidad de excavar el material natural y reemplazarlo por enrocamiento de las zonas del cuerpo y respaldo de la presa. De cualquier forma, los materiales de las zonas de apoyo de la cubierta deberían desplantarse sobre la roca sana de la cimentación, después de haber efectuado la limpia correspondiente.

Las losas de cubierta se diseñaron con un espesor de 30 cm en su parte alta y un incremento de 0.0035 de la altura de la presa, y con acero de refuerzo con área del 0.0040 del área de concreto, en ambas direcciones, colocado al centro del espesor.

El plinto se especificó con una longitud de 0.05 de la altura de la presa, llegando a 8.00 m en la parte más baja de la cimentación. Se diseñó con un espesor de 90 cm y refuerzo de varillas corrugadas de acero de 2.54 cm (1") de diámetro a 20 cm de espaciamiento en ambas direcciones, colocadas con un recubrimiento de 10 cm, sólo en la cara superior que quedaría en contacto con el agua.

La junta perimetral se diseñó con doble sello de impermeabilización: de cobre en la base, apoyado sobre una capa de mortero asfáltico, y de cloruro de polivinilo al centro de la junta. Esta estaría rellena de madera compresible y tapada con un tubo de neopreno y un relleno de mastique plástico cubierto con una banda de cloruro de polivinilo.

La corona se dispuso de 10 m de ancho. Para ahorrar material en la presa, se proyectó un muro en "L", de 7.00 m de altura y 4.00 m de ancho, sobresaliendo 1.00 m de la corona para servir como parapeto.



- ① Muro de sostenimiento y parapeto
- ② Corona
- ③ Cubierta
- ④ Material que se ahorra por el muro
- ⑤ Apoyo de la cubierta
- ⑥ Filtro
- ⑦ Enrocamiento en capas delgadas
- ⑧ Enrocamiento en capas gruesas
- ⑨ Enrocamiento semiacomodado
- ⑩ Material de relleno

FIG 8.- DETALLE DE LA CORONA

Como se dijo anteriormente, esta alternativa se desechó por encontrarse que las condiciones geológicas del área de conexión de los túneles de descarga de los vertedores con los de desvío no reunía las condiciones óptimas de seguridad exigidas por un proyecto de la importancia de Huites.

4.4.2 La presa de Aguamilpa

Sobre el río Santiago, en el estado de Nayarit, se está construyendo la presa de Aguamilpa, con la finalidad principal de generar unos 2000 GWH al año, mediante una planta hidroeléctrica que constará de 3 unidades de 320 MW para un total de 960 MW. El vaso tiene una capacidad de almacenamiento de 6 950 hm³ (millones de metros cúbicos), de los que 2 500 serán para generación y 1 400 para control de avenidas.

Las características principales del proyecto son las siguientes:

La geología del sitio está compuesta principalmente por tobas líticas riolíticas y dacíticas, brechas y conglomerados intrusionados por varios diques de granodiorita, diabasa y pórfido andesítico.

La presa será de enrocamiento compactado con cubierta de concreto aguas arriba. Su altura total sobre el punto más bajo de la cimentación será de 187 m, lo que la convertirá, a su terminación, en la más alta presa del mundo en su tipo. Su longitud de corona será de 650 m.

La obra de excedencias consistirá en un vertedor con canal de descarga a cielo abierto excavado en la ladera izquierda, provisto de 6 compuertas radiales de 10.20 m de ancho y 16.80 m de altura, para controlar las descargas. El gasto máximo de la avenida de diseño es de 17 480 m³/s, y el máximo de descarga será de 13 000 m³/s.

La obra de desvío consiste en dos túneles de sección clásica de portal, de 16 m de diámetro y 900 m de longitud, para manejar un gasto de diseño de 5 100 m³/s, aunque ya se han presentado gastos instantáneos más grandes, provocando derrames sobre la ataguía de aguas arriba, arrastre parcial de sus materiales y daños menores en la presa en construcción. Las ataguías, de 55 m la de aguas arriba y de 20 m la de aguas abajo, se construyeron con enrocamiento proveniente de las excavaciones en los tajos de entrada y salida de los túneles y con rezaga de la excavación de los propios túneles, con núcleos y filtros de aluvión del río, con secciones transversales muy semejantes, en su parte baja, a la de la presa Sadd-el-Cafara a la que me referí en la introducción.

El volumen total de materiales por colocar como enrocamiento en el cuerpo de la presa es de 13 hm³ (13 millones de metros cúbicos), de los que el proyecto prevé que 9.4 hm³ serán de gravas, boleas y material de acarreo del río en general, y los restantes 3.6 hm³ serán de enrocamiento propiamente dicho, formado con material proveniente de las

excavaciones para las obras auxiliares de la presa. En las ataguías se colocaron materiales con volumen de 1.04 hm³ adicionales.

La sección transversal se definió con taludes de 1.5 : 1 del lado de aguas arriba y de 1.4 : 1 aguas abajo, siendo este último un talud promedio, contando tramos más inclinados y bermas de construcción. La estructuración de la presa muestra en primer lugar una zona de apoyo de la cubierta constituida de aluvi6n cribado hasta dar la granulometría especificada, sin finos plásticos, con un contenido de finos no plásticos no mayor al 5 % y con tamaño máximo de 38 mm, con un espesor horizontal de 6.00 m. Esta zona se protege con un filtro de material de aluvi6n, con tamaño máximo de 76 mm y contenido de finos (no plásticos) no mayor al 2 %; este filtro tiene 3.00 m de espesor horizontal.

El cuerpo de la presa se proyectó formado con aluvi6n de hasta 200 mm de tamaño máximo y menos del 2 % de finos, debiendo éstos no ser plásticos. Este cuerpo termina en un talud de 0.5 : 1 del lado de aguas abajo. A continuaci6n, y hasta el talud externo de 1.4 : 1, la presa se completa con enrocamiento hasta de 1.00 m de tamaño máximo.

En todos los casos, las bandas granulométricas de los materiales se definieron de manera que se logre una buena graduaci6n en cada zona. Por otra parte, se diseñaron algunas zonas especiales como un dren en chimenea y delantal dentro del cuerpo de la presa, o zonas de respaldos tras la losa de concreto de la cubierta en la vecindad de las laderas.

La compactaci6n se especificó en capas de 30 cm para la zona de apoyo de la cubierta y el filtro, de 60 cm en el cuerpo de la presa formado con aluvi6n y de 120 cm en el respaldo de aguas abajo. Originalmente se había propuesto usar diferentes tipos de rodillo para las distintas zonas, pero finalmente se optó por aceptar el uso del tradicional rodillo liso vibratorio de 10 toneladas en todas las zonas, especificando el uso de agua en la zona de apoyo de la cubierta y exigiendo la obtenci6n de pesos volúmetricos secos de 2.1 o 2.2 t/m³ en esta zona y en el cuerpo principal de la presa.

Para las losas de la cubierta se diseñó un espesor definido por la expresi6n tradicional $t = 0.30 + 0.003 H$, dado en metros. El acero de refuerzo se determinó a partir del también tradicional valor de 0.0040 del área de concreto, en ambas direcciones, colocado al centro del espesor.

El plinto se diseñó de manera de quedar apoyado sobre roca sana, fracturada, inyectable, con longitud mayor a $H/20$, siguiendo los estándares internacionales de la época de su diseño, con refuerzo de varillas de 25.4 mm (1") a 20 o 30 cm, en ambas direcciones y ambas caras, dejando un recubrimiento de 10 a 15 cm.

La corona de la presa se fijó de 6.80 m de ancho, a una elevaci6n 2 m abajo del máximo nivel del agua en el embalse en condiciones extraordinarias (NAME), con el fin de reducir los volúmenes de materiales por colocar. Sobre la corona se ha previsto una estructura de concreto en forma de canal, de manera que quede una calzada de 6 m de ancho

formada por una losa de 50 cm de espesor, limitada en el lado aguas arriba por un muro de 5 m de altura para cumplir con las funciones de parapeto y dar el bordo libre necesario de 3 m, y del lado de aguas abajo por un muro de menor altura.

Como puede verse, tanto en esta presa como en la alternativa de Huites, la ingeniería mexicana viene haciendo uso de la experiencia internacional, aplicada y adaptada a las condiciones particulares de cada sitio.

5. COMENTARIOS FINALES

En este trabajo se han presentado algunas de las líneas en que actualmente se está desarrollando la actividad del diseño de grandes presas en el mundo.

La evolución de la ingeniería de presas es constante, conforme al desarrollo de la tecnología en general. Si bien durante muchos años la falta de comunicación entre los diseñadores y constructores de las distintas áreas geográficas impidió que la creatividad e inventiva de unos y otros se apoyaran mutuamente y generaran una sinergia para el progreso de la ingeniería, en la actualidad la comunidad técnica internacional vive pendiente de los resultados de la investigación pura y aplicada, así como de los avances y mejoras que continuamente se introducen en los proyectos.

El conocimiento de la mecánica y el desarrollo de la ingeniería han hecho posible que el diseño de las presas sea más racional, afinándose las formas estructurales para hacer obras más funcionales, seguras y económicas. El avance en la tecnología de los cementantes produjo el invento del concreto y su utilización en la construcción de presas. A su vez, el desarrollo del equipo de compactación permitió mejorar enormemente la ejecución de las presas de tierra y enrocamiento, en tanto que últimamente se está extendiendo su uso para aplicarlo a otros materiales, como el propio concreto.

La creatividad y la capacidad de análisis, aunadas a la mayor investigación y a la utilización creciente de conocimientos más amplios de la hidráulica, de la mecánica estructural, de la geotecnia y de la tecnología de los materiales de construcción, así como la divulgación de la experiencia internacional en la planeación y ejecución de las operaciones constructivas, seguirán conduciendo al avance de la ingeniería de presas para el mejor aprovechamiento de los recursos naturales para el progreso y el bienestar de la Humanidad.

OBRAS HIDRAULICAS DE ALMACENAMIENTO Y CONDUCCION

Capítulo: ASPECTOS GENERALES DE LOS APROVECHAMIENTOS
HIDRAULICOS

Tema: ESTUDIOS PREVIOS AL PROYECTO

Autor: M. en I. Oscar Vega Roldán

1.- INTRODUCCION

Previamente al desarrollo de las actividades de diseño es necesario llevar a cabo una serie de estudios básicos que, en términos generales, pueden agruparse bajo los siguientes rubros:

- Topográficos
- Hidrológicos y de funcionamiento del sistema hidráulico
- Geológicos y de mecánica de suelos.
- de materiales de construcción
- Socioeconómicos.

Para algunos proyectos se requieren estudios de otras especialidades a los antes enunciados, que pueden ser la geohidrología, la agrología, la ecología, la silvicultura, la biología acuática, etc. Aquí nos referiremos únicamente a los estudios de la lista anterior, necesarios para todo proyecto.

2.- NIVEL DE LOS ESTUDIOS

En función del nivel al que se desarrollará el proyecto, será el nivel a que se requerirán los estudios básicos. En la etapa de planeación es usualmente suficiente realizar los estudios a nivel de "gran visión" o "reconocimiento", haciéndose uso de toda la información disponible en mapas, publicaciones (Detenal, censos, etc.).

Cuando se requiera llevar el proyecto al nivel de verificar su factibilidad, algunos estudios deben profundizarse hasta un detalle suficiente. En particular, los levantamientos topográficos generales, los estudios de suelos, los estudios hidroló-

gicos y las investigaciones de la problemática socioeconómica relacionada con el proyecto deben efectuarse con carácter definitivo, de tal manera que posteriormente no se requiera más que, eventualmente, la verificación de algún detalle para la obtención de resultados complementarios. Otros estudios, tales como los geológicos y los materiales, requieren profundizarse solamente a un nivel que garantice la factibilidad técnica del proyecto.

Al momento de proceder a los diseños definitivos para construcción, debe completarse la información de campo llevando a cabo el complemento necesario en las exploraciones geológicas y en los estudios de materiales, además de efectuar los ajustes que se requieran en los estudios hidrológicos y socioeconómicos, si la disponibilidad de mayor información o los cambios que se hayan producido en la región así lo exigen.

3.- LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS

Para la definición preliminar de las características de un proyecto se usará, siempre que esté disponible, la información cartográfica publicada por la Dirección de Estudios del Territorio Nacional. En caso de no existir esta información, convendrá obtener planos semejantes, es decir, cartas topográficas a escala 1: 50 000 y con curvas de nivel a equidistancia vertical de 10 m. Para ello, se usarán métodos aerofotogramétricos, que dan la precisión suficiente.

Para el estudio de factibilidad del proyecto, deberá contarse con información topográfica más detallada. Es usual requerir los siguientes levantamientos:

- Para proyectos de almacenamiento, planos topográficos del vaso, a escala 1 : 20 000 con curvas de nivel a equidistancia vertical de 1 m.
- Para proyecto de presas, plano topográfico de la boquilla y de las zonas de posibles estructuras auxiliares, en escala 1 : 2 000 con curvas de nivel a 1 m de equidistancia vertical.
- Para proyecto de conducciones, planos topográficos que cubran la zona de las posibles alternativas de trazo, a escala

1 : 5 000 con curvas de nivel a equidistancia vertical de 1 m.

Evidentemente, pueden utilizarse procedimientos aerofotogramétricos cuando se garantice la precisión requerida; es usual emplear estos métodos por los planos del vaso y de la zona en que se localizará la conducción. Por otra parte las condiciones particulares de un proyecto dado pueden hacer variar las necesidades de precisión, por lo cual las escalas señaladas deben tomarse como ejemplo únicamente, y no como especificación obligatoria.

Por último, para el proyecto de detalle de la conducción se acostumbra exigir el trazo de una poligonal a lo largo de la ruta elegida y el levantamiento, mediante secciones transversales, de una franja a ambos lados de la poligonal, a escala 1 : 2 000 y con curvas a cada metro, lo cual permite afinar el trazo de la línea de conducción. Para el proyecto constructivo de algunas estructuras pueden ser necesarios planos con la configuración topográfica a escalas mayores (1 : 1 000 ó 1 : 500).

4.- ESTUDIOS HIDROLOGICOS Y DE FUNCIONAMIENTO.

4.1 Clasificación

En términos generales, agruparemos aquí 3 clases de estudios:

- Estudios de demanda y de disponibilidad de agua
- Estudios de avenidas
- Estudios de arrastre de sedimentos

4.2 Demanda y disponibilidad de agua

4.2.1 Demandas

Uno de los elementos básicos para el proyecto de una obra de aprovechamiento hidráulico es el conocimiento de las necesidades de agua para cumplir con los objetivos deseados. Nos referiremos únicamente a los tres objetivos más usuales, como son el abastecimiento de agua para usos urbanos e industriales, el abastecimiento de agua para riego y la utilización de energía hidráulica en la producción de energía eléctrica. Puede haber otros fines, tales como desarrollos pesqueros o acuícolas en general, desarrollos turísticos, navegación, etc.

Las demandas de agua para usos urbanos e industriales pueden estimarse en forma sencilla mediante la utilización de dos parámetros: la población por servir y la dotación unitaria. En cuanto a la población, deben estimarse su número y características para la fecha límite en que el proyecto deberá dar servicio eficiente ("población de diseño"). Las características se refieren a las costumbres culturales en cuanto al uso del agua, relacionadas con los niveles socioeconómicos y con el clima del lugar, así como el volumen industrial por servir. Puede tratarse de un proyecto de abastecimiento para fines predominantemente industriales, en cuyo caso las demandas estarán regidas por ese uso y no tanto por el número de habitantes por servir. La dotación unitaria, cuando la población es determinante, puede variar entre límites tan amplios como 150 y 350 litros por habitante y por día (lhd) según se trate de centros urbanos poco desarrollados o de sitios altamente industrializados. Si tomamos una dotación de 250 lhd para fines estimativos generales, se deduce que 1 lps bastará para una población del orden de 350 habitantes, y 1 m³/s para abastecer aproximadamente a una ciudad de 350 000 pobladores.

Cuando el objetivo principal del aprovechamiento hidráulico es el riego, las demandas están en función de los cultivos por desarrollar y de la extensión de las áreas de cultivo. Contrariamente a lo que ocurre con el agua potable, las variaciones en los caudales requeridos a lo largo del año pueden ser notables, pues dependen de los períodos vegetativos de los cultivos, de su grado de crecimiento o de desarrollo y de la fracción de la lluvia que pueda ser aprovechada. Los volúmenes demandados dependen también de las eficiencias en la conducción del agua hasta las parcelas y en la aplicación de los riegos.

Para concretar lo anterior, diremos que es necesario comenzar por la realización de estudios agrológicos en los terrenos regables, para definir con claridad la extensión de las superficies cuyas características recomendarían el uso del riego, tomando en cuenta los diversos factores que en ello influyen, tales como el relieve y las pendientes del terreno, la profundidad de los suelos, sus características fisicoquímicas (textura, estructura, pedregosidad, fertilidad), la posibilidad de drenaje, la capacidad de infiltración, la existencia de salinidad, etc. así como, por otra parte, los cultivos que se adapten a estas características de los suelos y al clima de la zona.

Deberán definirse también los períodos de siembra y cosecha de cada uno de los cultivos susceptibles de desarrollo en la zona. Convendrá entonces realizar un estudio de las posibilidades económicas de los cultivos agrológicamente convenientes, en cuanto a sus rendimientos (ton/ha), precios en el mercado regional, nacional e internacional (si el valor de producción lo amerita), posibilidades de mercadeo (en función de las proyecciones de oferta y demanda a nivel regional, nacional e internacional en su caso), labores necesarias para su producción y costos de las mismas.

Los resultados de los estudios agrológicos y económicos de los cultivos permitirán plantear una serie de recomendaciones o restricciones en cuanto a cuáles cultivos deben considerarse para el estudio y en qué áreas pueden desarrollarse, a partir de lo cual puede establecerse un plan de cultivos que se tomará como dato para el proyecto. Dependiendo del caso, este plan de cultivos podrá fijarse directamente de las recomendaciones de los estudios anteriores o se requerirá una investigación (por ejemplo una programación lineal) para escoger un plan de cultivos óptimo. De cualquier forma, el plan de cultivos seleccionado será solamente una hipótesis de diseño, pues las condiciones de mercado y de clima son variables y los propios agricultores (o el Comité Directivo si se trata de un distrito de riego) variarán sus programas de cultivo de un año a otro, de acuerdo con predicciones a corto plazo y con el criterio propio.

Para continuar con la elaboración del proyecto, se partirá entonces del "plan de cultivos de proyecto" y se procederá a valorar las necesidades de agua de los cultivos (uso consuntivo), utilizando los métodos generalmente aceptados. El más usual en nuestro país es el de Blaney y Criddle, que se basa en resultados de observaciones y experimentos sobre el consumo de agua de diversos cultivos para su desarrollo adecuado. El método puede consultarse en muchas publicaciones, por lo que sólo recordaremos que toma en cuenta los siguientes parámetros básicos: la duración de los períodos lumínicos disponibles a lo largo del año (en función de la latitud del lugar), la temperatura ambiente, el tipo de cultivo y su grado de desarrollo. El método puede aplicarse por períodos mensuales o más cortos, y proporcionar una estimación suficientemente adecuada para el proyecto. Sin embargo, dependiendo de algunas características de los suelos o de los cultivos, un especialista experimentado puede proponer modificaciones a los resultados.

Por separado, debe hacerse una estimación de la lámina de lluvia que pueda ser aprovechada para los cultivos. En efecto, las plantas se desarrollan haciendo uso de la humedad disponible en el suelo, lo que depende de la cantidad de infiltración proveniente de la lluvia del riego y de la capacidad propia del suelo para retener la humedad. Así, una lluvia muy fuerte puede superar la capacidad de infiltración del terreno y provocar que una fracción importante de la precipitación se transforme en escurrimiento y no pueda quedar retenida para su aprovechamiento por las plantas; otro tanto puede ocurrir una vez que se colme la capacidad de campo, máxima cantidad de agua que puede retener el suelo en la zona de aereación, que es la franja de suelo en que se desarrolla la mayoría de las raíces de los cultivos. Por otra parte, cuando la lluvia abastece suficientemente al terreno, no será necesario añadir agua de riego. De acuerdo con lo anterior, para cada período (mensual o menor) en que hemos estimado las demandas de agua para las plantas (uso consuntivo), debemos estimar la lámina de lluvia aprovechable. Para ello hay varios métodos, algunos de ellos desarrollados por técnicos de la SARH o por compañías consultoras mexicanas. Una vez estimadas las láminas de lluvia aprovechable, deben restarse a las láminas de uso consuntivo para obtener las llamadas "láminas netas de riego".

Las láminas netas de riego deben dividirse entre la eficiencia en el uso del agua, que a su vez es producto de la eficiencia en la conducción y la eficiencia en la aplicación del riego. Para una zona alimentada con canales revestidos de concreto, es usual suponer una eficiencia de conducción del 85% (es decir, se supone un 15% de los volúmenes de agua conducidos se pierden por evaporación o filtraciones), en tanto que la eficiencia en la aplicación del riego suele suponerse, en condiciones medias, del 70% (es decir, un 30% del agua surtida como riego se pierde por evaporación, escurrimiento o infiltración profunda), por lo que la eficiencia total viene a resultar de un 60% ($0.85 \times 0.70 = 0.595$). Se observa que las demandas de agua de riego a pie de planta se transforman en volúmenes 60 ó 70% ($1/0.60 = 1.667$) mayores que se requieren en la fuente de abastecimiento, lo que simplemente señala la necesidad de cuidar mejor el agua, utilizando mejores canales de conducción y prácticas de riego más eficientes, especialmente cuando el recurso sea escaso.

Las "láminas brutas de riego", resultado de dividir las láminas netas

entre la eficiencia deben multiplicarse para las áreas abiertas para cada cultivo en cada período, para obtener los volúmenes brutos de demanda. La suma en cada período dará la demanda total correspondiente en la fuente de abastecimiento. Para tener una idea del orden de magnitud, podemos utilizar un índice de 1.20 m/año de lámina bruta (que no es representativo de ningún distrito en particular, sino solamente un ejemplo) que, aplicada a una superficie de 1 000 ha equivaldría a una necesidad de 12 millones de metros cúbicos por año o a un caudal medio de 380 lps. Es decir, 1 m³/s podría abastecer a unas 2 600 ha.

Por lo que respecta a la producción de energía eléctrica, debemos recordar que no es solamente el volumen de agua el que permite dicha producción, pues la energía eléctrica es también función de la carga disponible. No olvidemos que la carga hidráulica (de posición, de presión o de velocidad), que acostumbramos medir en metros, está simplemente representando la energía de la corriente en kilográmetros por kilogramo, por lo cual la energía total depende del volumen de agua, de su peso volumétrico y de la carga disponible, como hemos dicho. Tomando en cuenta que el gasto es el volumen escurrido en la unidad de tiempo y que la potencia es la energía generada en la unidad de tiempo, y haciendo las transformaciones de unidades pertinentes, podemos llegar a expresiones sencillas como las siguientes (que suponen de eficiencia de generación del orden del 80%):

$$P = 8QH$$

$$E = 0.00222 VH$$

En estas fórmulas Q es el gasto en m³/s, H es la carga disponible en metros, P es la potencia en KW y E es la energía generable en KWH por año, siendo V el volumen turbinado en m³ por año.

Las demandas de energía eléctrica por producir se pueden transformar en demandas de caudal o volumen de agua, si se conoce la carga ("caída") disponible. Conviene anotar que la generación hidroeléctrica no consume agua, contrariamente a lo que ocurre con el abastecimiento para riego o para usos urbanos; la generación solamente usa la energía hidráulica. Por otra parte, debemos señalar que es raro que se plantee un proyecto hidroeléctrico en función de una demanda particular, como ocurría hace años; los proyectos hidroeléctricos modernos tienden más bien a obtener los

mayores volúmenes de generación posibles para inyectarlos a los grandes sistemas interconectados de abastecimiento a los centros de consumo.

4.2.2 Disponibilidad

Nos referiremos fundamentalmente a la disponibilidad de aguas superficiales. En muchos casos, la disponibilidad de aguas subterráneas puede ser importante, pero su evaluación es más incierta, a menos de disponer de una buena cantidad de datos sobre el comportamiento de los acuíferos, para llegar a estimar los volúmenes de recarga y la magnitud de los abatimientos de los niveles en relación a las extracciones.

Pasando a las aguas superficiales, diremos que el problema principal consiste en definir el régimen hidrológico de la corriente que se utilizará como fuente de abastecimiento para el aprovechamiento. Este régimen debe conocerse a lo largo de un período de tiempo lo más extenso posible, que cubra por igual épocas secas y abundantes, que en ocasiones duran muchos años y que en general no se repiten con ninguna periodicidad.

Para la definición del régimen de la corriente puede contarse con dos tipos de datos: información hidrométrica producto de un registro histórico y con estación de aforos, o información únicamente pluviométrica proveniente de una o varias estaciones localizadas en la cuenca de aportación o vecinas a ella.

Si se dispone de registros hidrométricos, todavía puede ser necesaria una serie de cálculos para llegar al conocimiento del régimen de la corriente en el sitio de interés. En efecto: por una parte, puede ocurrir que la estación de aforos no coincida con el sitio en que se planeó captar el agua, en cuyo caso debe efectuarse una transposición de datos. La forma más fácil de hacerla es mediante la relación de áreas de cuenca, que proporciona suficiente precisión cuando la diferencia de las áreas es pequeña; si la diferencia es muy grande, deben tomarse en cuenta algunos criterios adicionales referentes a la posible diferente distribución de la lluvia y a los posibles diferentes coeficientes de escurrimiento en las diferentes partes de la cuenca.

Por otra parte, el período de registro histórico puede ser demasiado corto, por lo cual convendrá ampliarlo a la largo del tiempo. La ampliación puede hacerse estimando escurrimientos con base en correlaciones estadísticas con otras estaciones

nes hidrométricas o con estaciones pluviométricas de períodos más extensos, dentro o fuera de la cuenca, seleccionándose los que muestren mejores índices de correlación.

Cuando no se dispone de registros hidrométricos, deben estimarse los caudales de escurrimiento a partir únicamente de información pluviométrica. Para ello se pueden determinar las áreas de influencia de varias estaciones, la lluvia media sobre la cuenca y los coeficientes de escurrimiento. Estos últimos son generalmente estimativos, y se apoyan en información publicada por diferentes investigadores e instituciones.

Por último, comentaremos la posibilidad de extender un registro histórico mediante la generación de registros sintéticos. En efecto, existen métodos que permiten analizar las características estadísticas de la muestra de datos históricos y producir otras series cronológicas que conserven los mismos valores de las características estadísticas (media, desviación estándar), aunque todos los valores sean puramente aleatorios. Las nuevas series así generadas tienen sólo validez estadística y no permiten, naturalmente predecir el futuro, por lo que los resultados de emplearlas no son necesariamente mejores que las de atenerse a la muestra histórica.

4.2.3 Comparación entre las demandas y la disponibilidad

Una vez definido el régimen hidrológico de la corriente a lo largo del período suficientemente extenso, debe procederse a hacer una comparación con las demandas de agua totales. Esta comparación se hará para cada unidad de tiempo o intervalo que se haya utilizado en los estudios de demanda y de disponibilidad de agua (meses, decenas o semanas).

De acuerdo con los resultados, pueden presentarse varios casos:

Supongamos primero que en todos los períodos o intervalos analizados, aun aquellos de épocas más secas, la disponibilidad de agua ("oferta") es mayor que la demanda correspondiente a ese mismo intervalo. Esto querrá decir que no se requiere ningún almacenamiento y que el aprovechamiento hidráulico es totalmente factible desde el punto de vista hidrológico. Se requerirán obras de captación que podrán ser del tipo de una presa derivadora, una toma directa o una planta de bombeo.

Como segundo caso, puede ocurrir que en algunos de los intervalos de tiempo considerado, la oferta de agua sea inferior a la demanda. En esta situación, es común admitir o tolerar ciertos faltantes o deficiencias de agua, representados por índices del tipo de: porcentaje total de deficiencias en todo el período analizado, máximo porcentaje anual de deficiencias, máximo porcentaje mensual de faltantes, número total de años con deficiencia, etc. La comparación de los resultados del estudio contra las deficiencias permisibles proporciona una manera de decidir si este caso se puede asimilar con el anterior (y no se requiere almacenamiento) o bien si debe contemplarse el proyecto de un tanque regulador o una presa de almacenamiento.

El tercer caso que consideraremos corresponde a la necesidad de un almacenamiento, es decir, se trata de guardar los volúmenes de agua necesarios cuando la oferta supera en mucho a la demanda, para surtir las necesidades de agua en los intervalos en que la oferta no es suficiente para abastecerlas. La capacidad necesario para el tanque o vaso de almacenamiento se fija por tanteos, hasta obtener la mínima suficiente para no exceder las limitaciones de deficiencias. En el caso particular de las presas de almacenamiento, debe tomarse en cuenta la evaporación del agua retenida en el embalse, que se traduce en una pérdida o disminución de agua disponible.

No hemos mencionado anteriormente el cuarto caso posible, aunque en los estudios es la primera verificación que debe realizarse: el volumen total de demandas anuales tiene que ser inferior a la disponibilidad media de agua en la corriente; de otra manera, será totalmente imposible surtirlo.

4.3 Estudios de avenidas.

Como parte de los estudios necesarios para los proyectos de aprovechamientos hidráulicos debe incluirse una investigación de las crecientes extraordinarias que se pueden generar en la corriente en cuestión. En efecto, si el proyecto incluye una presa de almacenamiento, esta estructura debe quedar protegida contra una rotura por desbordamiento debido a la ocurrencia de una avenida extraordinaria cuando el vaso está lleno. Es usual suponer que en la época de lluvias las demandas de agua disminuirán (sobre todo si se trata de un proyecto de riego), por lo cual en esta época el embalse tiende a llenarse y es fácil que alcance los niveles máximos de operación; en esta

misma época se generan las máximas crecientes en la cuenca de aportación, por lo que los dos eventos "vaso lleno" y "avenida máxima" no son independientes y no se comete un error, sino todo lo contrario, al suponer su ocurrencia simultánea. Por otra parte, los daños que pudieran ocasionarse por la rotura de una presa alcanzan magnitudes sumamente importantes (desgraciadamente, hay ejemplos en el mundo de pérdida de miles de vidas humanas y de daños materiales cuantiosos causados por fallas de presas).

Por lo anterior, es indispensable estimar una avenida máxima de diseño que tenga probabilidad de ocurrencia sumamente baja o, como se acostumbra decir, período de retorno muy elevado. La presa debe protegerse diseñando una obra de excedencias que sea capaz de desalojar los caudales de la avenida de diseño, modificada en su hidrograma por el tránsito a través del vaso, sin causar perjuicios a la presa en sus estructuras.

Asimismo, de manera semejante, deben estimarse avenidas de diseño para las presas derivadoras y para las obras auxiliares ("desvío") que se construyen temporalmente para permitir la ejecución de obras mayores. Por otra parte, algunos proyectos de aprovechamiento se combinan con obras de defensa en que se piensa controlar las crecientes a gastos no perjudiciales.

Todo lo exterior justifica los estudios de avenidas, que deben conducir a gastos máximos y a hidrogramas de las crecientes de diseño, de acuerdo con el tipo de obra.

La determinación de los gastos máximos se puede realizar de varias maneras. Las más simples toman en cuenta pocas características de la cuenca de escurrimiento y, por lo mismo, producen resultados menos aceptables. Sin embargo, cuando el proyecto es de escasa importancia y no se dispone de mucha información, se utilizan métodos de este tipo. Entre ellos es usual utilizar las envolventes de gastos máximos propuestas por Creager y por Lowry, o las que ha preparado la Dirección de Hidrología de la ahora Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos para diversas regiones del país. Otro método, basado en la relación lluvia-escurrimiento, y aplicable a cuencas pequeñas, es el conocido procedimiento de Chow.

Si se dispone de registro de gastos máximos en una estación de aforos

vecina al sitio del proyecto, y si el registro tiene longitud suficiente (quizá un mínimo de 15 años sería recomendable, aunque sería mucho mejor disponer de 30 o más datos), es posible aplicar a la muestra de gastos máximos anuales un procedimiento estadístico probabilístico, asimilando la distribución de gastos máximos a una distribución probabilística teórica (como las de Gumbel o Pearson) y aplicando quizás algún coeficiente más o menos empírico. Entre estos métodos se pueden mencionar los de Gumbel, Nash, Hazen, Foster, Levediof, etc. Estos procedimientos dan como resultado el gasto máximo correspondiente a una probabilidad de no ocurrencia de un valor mayor, obteniéndose así el gasto ligado a un tiempo de retorno de 15, 20 ó 25 años (para el diseño de un desvío) de 50 a 100 años (para una presa derivadora) de 1,000 a 10,000 años (para una presa de almacenamiento, de concreto o de materiales sueltos), en función del riesgo de daños que la falla pueda producir.

Para determinar la forma del hidrograma, si se trata de una cuenca pequeña no aforada, se puede sintetizar un hidrograma unitario por una variedad de métodos, siendo el más simple el que considera una forma triangular. Para una cuenca mayor, es preferible asemejar la forma del hidrograma de la avenida de diseño a la de algún hidrograma de las crecientes máximas registradas, simplemente mayorando las ordenadas (gastos) correspondientes a cada instante, en la proporción dada por la relación del gasto máximo extraordinario de diseño entre el gasto máximo de la avenida registrada.

Por último, podemos hablar de técnicas especiales que, para proyectos muy importantes y si se dispone de información suficiente, permiten estimar una avenida máxima extraordinaria que se generaría por la presencia de la precipitación máxima posible (PMP). Entre estas técnicas, una hace coincidir las más desfavorables condiciones meteorológicas que puedan presentarse en el lugar (temperatura del aire, contenido de humedad, etc.), y otra traspone, a la cuenca de nuestro interés, el patrón de isoyetas registradas en alguna precipitación extraordinariamente grande ocurrida en una cuenca vecina o semejante; en este caso, el patrón de isoyetas se coloca en la posición más desfavorable. Este método tiene especial aplicación para trasponer tormentas de origen ciclónico, de una cuenca en la que ha incidido algún ciclón con lluvias excepcionalmente fuertes, a otra cuenca en donde pudiera presentarse una situación

similar.

4.4 Arrastre de sedimentos.

El último grupo de estudios hidrológicos que mencionaremos se refiere a los sólidos arrastrados por las corrientes. La finalidad principal de estos estudios es determinar la capacidad que debe dejarse en los vasos de almacenamiento para alojar los azolves provenientes de los sólidos arrastrados normalmente por el río que están en el embalse. Las obras de toma deben quedar libres de la posibilidad de azolvamiento en un período de utilización del proyecto (período de diseño, antes llamado "vida útil"). Este lapso, de acuerdo con la práctica común, se propone de 50 a 100 años.

En realidad es imposible predecir la posibilidad de azolvamiento que tendría el embalse. En efecto, los volúmenes de sólidos arrastrados dependen de la intensidad de las lluvias, del uso del suelo en la cuenca, de las pendientes y el relieve en general, de la forma misma de la cuenca y de otras muchas características, de las que no todas son constantes a través del tiempo. Por otra parte, los datos disponibles suelen ser muy escasos. Si se dispone de mediciones en alguna estación de aforos vecina al sitio del proyecto, puede establecerse una curva que relacione el "gasto sólido" con el de la corriente, interpolando entre los diferentes puntos provenientes de los datos. Con esta relación pueden estimarse los volúmenes de sólidos que se supone serán arrastrados por la corriente, a partir del hidrograma que define su régimen por un período más extenso. Extrapolando estos volúmenes a la duración total del período de diseño, se llega a tener una idea de la capacidad necesaria en el vaso para alojar azolves.

Si la capacidad total del vaso es mucho menor que el volumen de escurrimiento medio anual de la corriente y si los volúmenes de demanda son mas bien pequeños, una buena parte de los caudales de agua pasarán hacia aguas abajo de la presa, arrastrando consigo alguna fracción de los volúmenes de sólidos (aunque no es proporcional la cantidad de sólidos al volumen de agua, por la sedimentación en el embalse). Esto permite pensar en alguna pequeña reducción a la capacidad para azolves.

Un método común, muy simplificado, para estimar los volúmenes de azolves esperados, consiste en calcular el porcentaje medio de volúmenes arrastrados

entre los volúmenes de agua escurridos en el período de registro, aplicarlo al escurrimiento medio anual registrado en su propio período de medición (que puede ser más largo) y multiplicarlo por el número de años del período de diseño. Todavía se hace una corrección, incrementando este volumen en un 5 a un 30%, para tomar en cuenta que las mediciones de sólidos en suspensión no incluyen los volúmenes que se mueven como arrastre de fondo.

5. ESTUDIOS GEOLOGICOS

5.1 Generalidades

Desde el punto de vista geológico, hay varias características que pueden ser importantes en un proyecto de obras hidráulicas.

La primera es la resistencia del terreno para soportar las estructuras que se desplantarán sobre ella. Dependiendo de las formaciones superficiales, podrán requerirse estudios de mecánica de suelos tendientes a determinar la capacidad de carga del terreno, o podrá aceptarse a priori que dicha capacidad sea suficiente. En efecto, si el terreno de cimentación está constituido por formaciones rocosas, la mayor parte de las estructuras podrán desplantarse sin temor a asentamientos o fallas; tan solo las grandes presas, de altura considerable, podrán transmitir esfuerzos de importancia que pudieran exigir estudios especiales de mecánica de rocas antes de admitir una cimentación como buena.

Por lo contrario, las formaciones superficiales compuestas por suelos pueden presentar problemas en cuanto a su capacidad de resistir esfuerzos. Se requerirán entonces los estudios que permitan definir la resistencia del terreno. Estos consistirán fundamentalmente en los siguientes:

- Determinación de las características físicas y de los índices de plasticidad para obtener la clasificación del material.
- Ensayes de compresibilidad, pruebas de consolidación unidimensional y, eventualmente, ensayos de compresión triaxial sobre muestras inalteradas.

- Ensayes de penetración estándar .

En algunos casos, los estudios geológicos deberán proporcionar datos sobre otras características, como las posibilidades de extracción de aguas subterráneas, ligándose entonces a los estudios geohidrológicos correspondientes. Los reconocimientos regionales permitirán definir los tipos de formaciones que se localicen en la zona de interés y sus propiedades acuíferas, así como localizar las posibles zonas de recarga.

Para los vasos de almacenamiento, los reconocimientos geológicos superficiales deberán proporcionar información sobre las características de impermeabilidad de las formaciones que afloran en el fondo y las laderas del vaso, para resolver sobre la aceptabilidad del sitio.

Además de los temas mencionados, las investigaciones geológicas deben incluir los aspectos sismológicos de la región.

Los estudios geológicos más completos se llevan a cabo en las boquillas en que se planea construir presas de altura considerable; en particular, si se trata de estructuras para almacenamiento. En efecto, no solamente será interesante la capacidad de la cimentación para sostener a la presa, sino también la impermeabilidad del subsuelo, que impida la existencia de filtraciones importantes por debajo de la estructura. Dada la relevancia de este tema, lo presentamos en el inciso siguiente.

5.2 Estudios geológicos en una boquilla

Los estudios se iniciarán con un reconocimiento de la geología superficial de la boquilla, que podrá dar indicaciones para desechar algún sitio o proseguir con las investigaciones geológicas, en función de las características aparentes de calidad de la roca, en cuanto a su resistencia, impermeabilidad y grado de alteración.

Si se acepta la boquilla para proseguir los estudios, deberá elaborarse un programa inicial de exploraciones, que se podrá ir ampliando en función de los resultados obtenidos. Describiremos someramente los procedimientos usuales de exploración.

La exploración básica se realizará mediante la ejecución de perfora-

ciones con recuperación de núcleos. El equipo normal consiste en máquinas perforadoras rotarias, con brocas de diamante y barril de pared doble, lo que permite recuperar núcleos o corazones con un bajo grado de fracturamiento inducido por la perforación. Los corazones obtenidos se guardan en cajas especiales, ordenando y separando las muestras de diferentes tramos, lo que permite observar en forma continua la sucesión de estratos y capas de diferentes características en el subsuelo.

De los núcleos recuperados se obtienen dos índices. El primero, llamado "porcentaje de recuperación", es el resultado de comparar la longitud total de muestras recuperadas en cada tramo con la longitud total del tramo; una recuperación del 75 al 100% está indicando buena calidad de la roca, aun frente a la perturbación causada por el equipo perforador (seguramente, bajo grado de alteración).

El segundo índice de calidad de la roca, llamado "R Q D " es un indicador del grado de fracturamiento de la formación. Se obtiene sumando la longitud de todas las muestras de tamaño mayor a 10 cm y relacionando el resultado, como porcentaje, con la longitud total del tramo correspondiente. Así, tramo por tramo se van obteniendo los valores representativos de las diferentes capas de roca. Si el R Q D es mayor del 90%, puede decirse que la roca es excelente; si es entre 75 y 90%, se dice que es buena y si es entre 50 y 75%, se dice aceptable; para RQD entre 25 y 50%, se afirma que la calidad de la roca es pobre, y muy pobre si es menor. Sin embargo, bajos índices de calidad no implican necesariamente que debe desecharse el sitio; muchas veces indican solamente que la cimentación requerirá un tratamiento especial. Solamente especialistas experimentados pueden decidir sobre el particular, usando tales índices como información que les ayude a normar su criterio.

Por otra parte, las dificultades en la perforación, la falta de experiencia del perforista, el descuido en la realización de los sondeos o el mal estado del equipo perforador influyen también en los resultados. Estos factores pueden ocasionar que los índices no necesariamente sean representativos de la calidad de la roca.

Para completar la información es usual realizar ensayos de absorción de agua. Estos consisten en inyectar agua a la roca en tramos de las perforaciones,

Llevando un control de presión y del gasto que tome la formación del subsuelo. Los resultados de las mediciones hechas durante las pruebas deben interpretarse de acuerdo con ciertas reglas, para obtener índices de "permeabilidad" de la formación.

Los dos tipos de pruebas más usuales son: ensayos Lefranc en suelos o en rocas excesivamente fracturadas; ensayos Lugeon en formaciones rocosas relativamente sanas.

Las pruebas Lefranc se realizan inyectando agua a través del ademe de la perforación y observando el abatimiento del nivel en la columna con relación al gasto de inyección. En el extremo inferior de la perforación, abajo del extremo del ademe, se supone que se forma una cavidad y que el agua penetra en el terreno a través de las paredes de ella. Debe hacerse una hipótesis sobre la forma de la cavidad, para poder aplicar la definición del coeficiente de permeabilidad. En efecto, la velocidad media de absorción de agua por el terreno corresponderá al gasto medio dividido entre el área total de la superficie de la cavidad. En realidad, para diferentes formas se obtienen diferentes coeficientes que integran la influencia del área y de la "distancia recorrida" que se utilizaría para el cálculo del gradiente. La pérdida de carga corresponde a la diferencia entre el nivel del agua dentro del ademe y el nivel freático en el subsuelo.

Los ensayos Lugeon son en cierta forma análogos. Se ejecutan a medida que va avanzando la perforación, mediante la introducción en ella de la tubería de inyección, que cuenta con un "obturador" como accesorio. La tubería se introduce hasta dejar debajo de ella un tramo de longitud L hasta el fondo del barreno. Desde la superficie, se inyecta agua a presión por la tubería, sirviendo el obturador de tapón estanco para impedir su retorno. A diferentes presiones ascendentes y descendentes, medidas en un manómetro en la superficie, se sostienen gastos constantes durante intervalos de 10 min, obteniéndose así una tabla de gastos (en litros/min) contra presiones reales (presión manométrica adicionada de la columna hidrostática y disminuida de las pérdidas por fricción en la tubería, en kg/cm^2). Los valores obtenidos se representan en una gráfica, que permite obtener el valor del gasto representativo a la presión de $10 \text{ kg}/\text{cm}^2$. El gasto así estimado se divide entre la longitud L del tramo de prueba, y el va

lor obtenido es el número de unidades Lugeon que corresponde a este tramo (1 Lugeon = 1 litro/min/metro).

Los resultados de las pruebas Lugeon no son fácilmente transformables en coeficientes de permeabilidad; en realidad se trata de la capacidad de la roca de absorber agua, no de transmitirla, por lo que más bien son un índice del fracturamiento de la formación, que sirve para confirmar los resultados de los índices de calidad obtenidos como porcentos de recuperación o RQD y, por otra parte, para estimar las necesidades de tratamiento de la roca por inyectado. Sin embargo, es usual decir que la roca es altamente permeable si se obtienen valores de más de 40 unidades Lugeon, que es muy permeable entre 25 y 40, permeable entre 10 y 25, poco permeable entre 3 y 10, e impermeable para menos de 3 unidades Lugeon.

Los resultados de los estudios geológicos se presentan en planos que deben contener:

- a) Un plano topográfico con la geología superficial y la localización de los sondeos.
- b) Un perfil de exploraciones, en que se indiquen los resultados de cada sondeo, en cuanto a tipo de roca encontrada, pérdida total o parcial del agua de perforación, tramos en que hizo falta ademar, nivel freático si se encuentra, indicación de alteración, fracturamiento normal y fracturamiento excepcional.
- c) Un corte geológico en que se muestre la interpretación de los resultados en cuanto a las diversas formaciones existentes y sus contactos; zonas fracturadas, alteradas y fallas.
- d) Un detalle, perforación por perforación, de los porcentos de recuperación y RQD, por cada tramo.
- e) Una representación gráfica de los valores obtenidos con las pruebas Lugeon, tramo por tramo y perforación por perforación.
- f) Un informe escrito, con la descripción de los resultados de las perforaciones y ensayos, la interpretación geológica y las conclusiones y recomendaciones acompañado, en lo posible, por fotografías ilustrativas.

6. ESTUDIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

6.1 Introducción

La factibilidad técnica de construir una obra depende en forma importante de la facilidad de disponer de los materiales de construcción necesarios. Si se trata de materiales producidos industrialmente, como el cemento, el acero de refuerzo o el acero estructural, deberán investigarse la existencia, distancia y capacidad de producción de las fábricas respectivas, hasta garantizar que la obra en cuestión pueda tener el abastecimiento de materiales suficiente y oportuno.

Para materiales naturales, que sólo requieren su extracción y algún tratamiento para ser utilizados, deben localizarse los bancos de aprovisionamiento en las cercanías de la obra, para garantizar la existencia suficiente de los materiales con la calidad adecuada. En el inciso siguiente se describen las etapas sucesivas y un estudio general de bancos de préstamo para una presa de materiales sueltos (tierra y enrocamiento) y sus estructuras auxiliares de concreto. Para obras menores y de otro tipo, los estudios de bancos de materiales son similares, adaptándose a cada caso.

6.2 Estudios de banco de préstamo para una presa

En una primera etapa, sobre fotografías aéreas o planos generales de la región (DETENAL), si se dispone de ellos, se deben ubicar las zonas de posibles existencias de los materiales deseados: material impermeable, material permeable, enrocamiento y agregados para concreto. Las zonas localizadas serán objeto de un reconocimiento de campo, para verificar en primera instancia la calidad de los materiales y la potencialidad de los préstamos. Como resultado, se produce una lista de bancos en que se señala el tipo de material, la distancia al sitio de la obra y los volúmenes probables de producción.

La segunda etapa consiste en realizar sondeos o pozos a cielo abierto en los bancos de impermeable, permeable y agregados, que permitirán estimar mejor la profundidad de los bancos (y en consecuencia sus volúmenes) y realizar una clasificación de los materiales, de acuerdo con el sistema unificado. Los resultados de esta exploración preliminar permiten seleccionar los bancos para el estudio definitivo.

La última etapa (definitiva) contiene las siguientes operaciones:

- Levantamiento de la configuración topográfica del banco y liga con el sitio de la obra mediante una poligonal. Trazo de una cuadrícula sobre el banco, a 50, 100 ó 200 m de lado según el número de pozos de muestreo que se planea ejecutar.

- Excavación de pozos a cielo abierto en las intersecciones de la cuadrícula, en número suficiente para tener un muestreo representativo para cada cierto volumen de material necesario. Se acostumbra localizar volúmenes de 1.5 veces los que se requieren para la obra, y obtener muestras a razón de 1 por cada 10 a 50 000 metros cúbicos de material, según el tipo de éste y la heterogeneidad del banco.

- Obtención de muestras alteradas, integrales o por estratos, de cada pozo de exploración.

- Pruebas de laboratorio, de acuerdo con las siguientes relaciones:

Material impermeable:

Granulometría, límites líquido y plástico, contenido de humedad, densidad y prueba Proctor.

Material permeable y agregados

Granulometría, contenido de finos, densidad, absorción, pesos volumétricos en estado suelto y compacto.

Enrocamiento

Índice de calidad de la roca (RQD)

- Por último, se realizarán otros ensayos de laboratorio en muestras seleccionadas de cada banco. Para el material impermeable deberán efectuarse pruebas de permeabilidad, consolidación unidimensional, compresión triaxial rápida (no consolidada, no drenada) y compresión triaxial rápida consolidada; para material permeable, ensaye de compresión triaxial en cámara gigante o prueba goniométrica, además de permeabilidad, abrasión y análisis petrográfico; para agregados no se requieren pruebas triaxiales, pero sí sanidad, abrasión y análisis petrográfico; lo mismo para

las muestras de enrocamiento.

Los resultados finales del estudio de bancos se integran en un plano general y de localización, en que se incluyen las principales propiedades de cada material y las características mecánicas de diseño (pesos volumétricos, cohesión y ángulo de fricción interna).

7. ESTUDIOS SOCIOECONOMICOS

El conjunto más importante de estudios socioeconómicos se refiere a los beneficios que producirá el proyecto de aprovechamiento hidráulico. Se acostumbra desarrollar mediante investigación de información censal y de estadísticas publicadas, para determinar las características demográficas, de producción agropecuaria, de otra producción, de obras de infraestructura existentes, del uso del agua y del suelo, etc. en la zona por beneficiar (especialmente si se trata de un proyecto de riego). En una segunda etapa, toda esta información debe confirmarse, ampliarse y profundizarse mediante encuestas entre los pobladores, agrupándolos por autoridades, instituciones de servicio y usuarios; las encuestas pueden ser solamente de opinión, o puede, en un nivel de detalle más elevado, realizarse una encuesta muy completa, con cuestionarios muy amplios sobre una muestra preseleccionada de la población. El resultado que se intenta obtener con estos estudios es el conocimiento de la situación existente en el área del proyecto, con dos objetivos: tomarla en cuenta para la programación de la producción futura y, posteriormente, tener una base de comparación para juzgar los beneficios inducidos por el proyecto.

El otro grupo importante de estudios socioeconómicos se refiere a los impactos negativos que pueda tener el proyecto, y en particular a la afectación de propiedades. En efecto, las obras por construir requerirán expropiar los terrenos en que se desplantarán sus derechos de vía y las zonas federales. Las áreas ocupadas serán particularmente considerables en los vasos de las presas de almacenamiento, que puedan cubrir fácilmente decenas de miles de hectáreas y afectar a millares de personas. Los estudios deben comprender la delimitación de las áreas por afectar, la valuación de los daños producidos y, por último las indemnizaciones que deberán darse a los pobladores afectados. La complejidad de este problema requiere con frecuencia la participación de especialistas en ingeniería, agrología, economía, sociología, derecho y antropología, para resolver adecuadamente este importante problema humano.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS INSTITUCIONALES

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

DIPLOMADO EN CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y ADMINISTRACIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS

MOD. VII CONSTRUCCIÓN DE PRESAS Y OTRAS OBRAS

Del 18 al 26 de enero de 2001

APUNTES GENERALES

Ing. Oscar Vega Roldán
Palacio de Minería
E n e r o /2002

PROGRESS IN ROCKFILL DAMS

By J. Barry Cooke,¹ F. ASCE

ABSTRACT: Karl Terzaghi, a major contributor to progress in embankment dams, made significant contributions to the understanding of properties of rockfill and to the improvement of design of the concrete-face rockfill dam. His contributions are noted and followed by a history of parallel development of earth core and concrete-face rockfill dams and the impact of compacted rockfill on the concrete face rockfill dam. Emphasis in this paper is directed towards the concrete face type of rockfill dam, since the earth core type is already well-covered in the literature. Recent progress in the design and construction of the concrete-face rockfill dam is outlined and documented. Design trends and performance data are presented.

INTRODUCTION

Karl Terzaghi is best known in the field of soil mechanics and, of course, as one of our finest engineers. Additionally, he made significant contributions to progress in rockfill and rockfill dams. He accelerated thinking important to the development of concrete-face rockfill dams in two discussions in the ASCE Symposium on Rockfill Dam, published in the only separate and supplemental Transaction Volume in ASCE history, Vol. 104, 1960 (1).

Among the significant points presented in his ASCE discussions on rockfill and concrete-face rockfill dams were: (1) The characteristic segregation and lack of compaction of dumped rockfill; (2) the loss of strength of various rocks upon saturation; (3) the benefits of compacted rockfill, specifically to permit higher concrete face rockfill dams; (4) the potential usability of weaker rock with compaction; (5) the value of performance observations; and (6) the development of cutoffs by grouting from a dowelled toe slab as opposed to "the brutal practice of blasting a cutoff trench" (1). All of his published 1960 comments were noted and put into practice by the profession.

On the subject of earth and earth core rockfill dams, Terzaghi's contributions on the related aspects of soil mechanics, filters, and foundations are many and well-known (28). One important thought of his was stated in a letter to me on subjects including Kenney Dam (designed 1950) expressing a preference for the sloping core design, as follows:

"Vertical cores are likely to crack, but the seepage losses through cracks can usually be reduced to tolerable values by a thick layer of fine but cohesionless sand covering the upstream face, combined with an adequate graded filter on the downstream face of the core, because the sand will be washed into the cracks—and retained by the downstream filter—at my request this is a feature in Kenney Dam design."

¹Consulting Engr., J. Barry Cooke, Inc., San Rafael, Calif.

Note.—Discussion open until March 1, 1985. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the ASCE Manager of Technical and Professional Publications. The manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on April 19, 1984. This paper is part of the *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110, No. 10, October, 1984. ©ASCE, ISSN 0733-

This feature is now incorporated in most earth core rockfill designs, particularly in earthquake zones, and is sometimes referred to as a "crack filler" zone.

I was not a Harvard student of Terzaghi, but a student of his nevertheless. I worked with him on the Aswan Dam on the Nile, Cowichan Dam in Canada, founded on quicksand, and on other projects. We corresponded and met in connection with his book on tunnels, which were, unfortunately, never completed. Because of the enormous respect which he deservedly earned, I am honored to be a Terzaghi Lecturer.

My subject is "Progress in Rockfill Dams." With design advancements and the performance records of recent decades, the concrete-face rockfill dam has experienced great recent progress and is featured in this lecture.

In the ASCE Symposium on rockfill dams in 1939 (2), the definition of a rockfill dam was, "A dam consisting of loose (dumped) rockfill with slopes on both faces closely approximating natural slopes, with an impervious facing on the upstream side between which and the rockfill there should be placed a cushion of dry rubble." The earth core rockfill type of dam emerged later, in 1940. Great progress has since occurred on both types of rockfill dams.

EVOLUTION OF MODERN ROCKFILL DAM

Rockfill dam and construction practices have changed markedly over the past century, and during the past couple of decades, large rockfill dams—particularly the concrete-face rockfill dams—have evolved from an experimental stage to the design of first choice for many dam building agencies throughout the world. Indeed, during the last decade, most of the new dams over 100-ft (30-m) high have been rockfills. However, in contrast to the development of earth dams, the present state-of-the-art of modern rockfill dam design and construction technology has evolved more as a result of field observation of construction practices and performance evaluation than by theory and laboratory testing. This applies more to the concrete-face rockfill dam than to the earth core rockfill dam.

The evolution of contemporary rockfill dam technology may be illustrated by considering its progress as falling into three distinct eras (Table 1). The nineteenth and early twentieth century may be considered as the era of the dumped rockfill, followed by two decades of aggressive experimentation with new designs and construction techniques, beginning in the early 1940's. The last 20 yr or so constitute a third contemporary period in which fairly standardized earth core and concrete-face rockfill dam designs have been applied with refinements and with increasing confidence to even larger and higher dams and progressively more difficult sites.

EARLY PERIOD (1850–1940): DUMPED ROCKFILL DAMS

Although the use of rock in dams dates back to antiquity, the modern rockfill dam is generally considered to be a product of the California gold rush. The miners of the California Sierras, because of knowledge of blasting and availability of rock, used rockfill dams to store water for dry season sluicing of placer ore deposits. These dams were usually tim-

TABLE 1.—Summary History of Rockfill Dams

Periods in evolution of dam technology (1)	Concrete Face			Earth Core		
	Year (2)	Height, in feet (3)	Number or names (4)	Year (5)	Height, in feet (6)	Number or names (7)
Early period (1850–1940) Dumped rockfill	1850	75	Many timber face	1850 to 1940		No earth core
	1925	100	8 dams			
	1925	275	Dix River			
	1930	330	Salt Springs			
Transition period (1940–1965) Dumped	1930–40	200	Many	1940		Begin earth core
	1950–55	200–300	A number PG&E dams			
	1955	370	Paradela			
	1965	490	Exchequer			
Modern period (1965–1984) Compacted rockfill	1955–65	200	Several	1955–65		30 dams Ambuklao, Brownlee, Lewis Smith
	1965–70	200–300	Many			
	1971	320	Cethana			
	1974	460	Anchicaya			
	1980	530	Areia		1,000	Nurek*

*Earth core gravel shell dams.

ber faced, dumped rockfills up to 25-m high, with very steep {0.5:1 to 0.75:1 (H:V)} slopes and with a "skin" of hand placed rocks to maintain the face slope during dumping (2,5). [See Fig. 1(a).]

During the period 1920–1940, many rockfills exceeding 100 ft (30 m) were built. Notable examples of early high dams are the 275-ft (84-m) Dix River Dam in Kentucky and the 330-ft (101-m) Salts Springs Dam in California. Rockfill dams were of the impervious face type until earth core designs began to be developed about 1940.

The dumped rockfill concrete-face dams performed safely, but leakage became an increasing problem as the dams became higher.

TRANSITION PERIOD (1940–1965): ERA OF ENGINEERED ROCKFILL DAM

Concrete Face Rockfill Dams.—The extensive use of dumped rockfill in concrete-face rockfill dam construction up to the early 1960's exposed

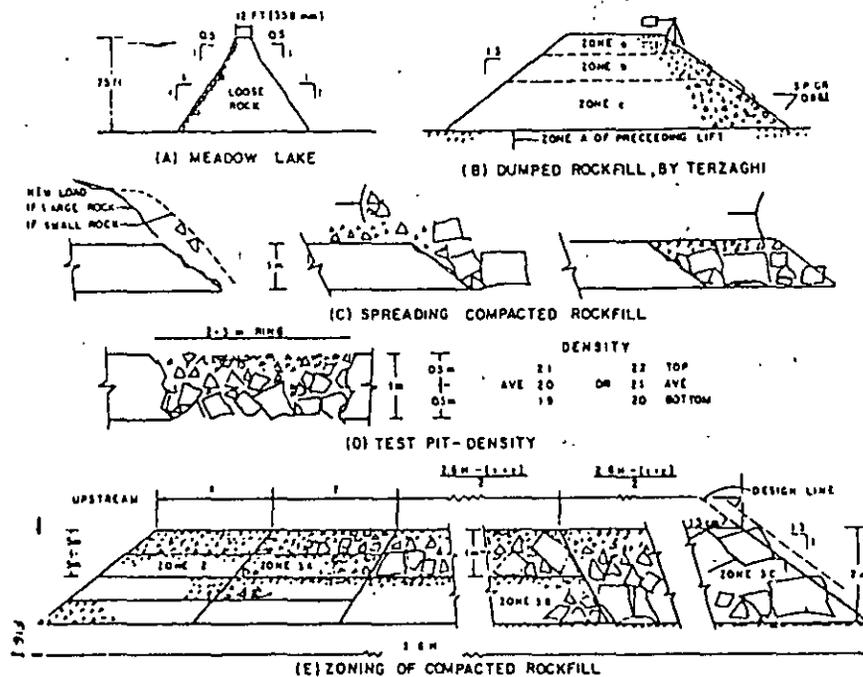


FIG. 1.—Sketches—Dumped and Compacted Rockfill

certain limitations and potential problems associated with that method of dam construction for high dams [higher than 300 ft (91 m)].

Availability of suitable rockfill materials had long been accepted as one limitation. Dumped rockfill was widely recognized as requiring rock with high unconfined compressive strength, since stable performance of the fill required high strength at the contacts of rock points and edges. Well-engineered specifications traditionally required use of hard, sound, durable rock of quality that would ordinarily pass ASTM specifications for concrete aggregate. Sluicing by hydraulic monitors, using from one to as many as three volumes of water to one volume of rockfill, at pressures typically of 100 psi (690 kPa), was usually specified to assure clean rock-to-rock contact.

Rockfill compressibility was yet another limitation on the use of dumped rockfill. Typically, dumped rockfill was placed and sluiced in comparatively thick, 60–200 ft (18–60 m) lifts. Even with rock of the best quality, rockfill settlement under reservoir loading was frequently large enough to result in joint movements and cracking of the concrete facing, with subsequent leakage of stored water. The rockfill still retained its high strength, and the permeability of the large, interlocked rocks at or near the base of the dam was demonstrably several orders of magnitude greater than the recorded rates of leakage (Ref. 7, p. 87), as well as greater than the maximum credible leakage, so dam safety was not impaired. However, leakage did in some cases create economic loss (5). Since major rockfill dams constructed during this period were concrete face it was important for the proper performance of dams that rockfill settlement

somehow limited in the future to amounts that could be tolerated by the concrete facing.

The Pacific Gas and Electric Company's (PG&E) extensive construction of concrete-face rockfill dams prior to and during this period has afforded the profession a unique opportunity of studying the long-term performance of dumped rockfill dams. Six PG&E rockfill dams, ranging from 75–140 ft (23–43 m) in height, with slopes in the range of 0.5H:1V–1.3H:1V, have now given between 50–105 yr of service (1,2,5). The historical stability of these PG&E dams, with dumped rockfill slopes as steep as 0.5H–0.75H:1V, constitutes a prototype field test demonstrating the existence of greater than 45° friction angles for dumped rockfill at low confining pressures (18).

The excellent performance of these dams probably provided the impetus and the necessary confidence for the construction of higher concrete-face rockfill dams ranging from 150–360 ft (46–110 m) in height during the period 1930–1950. The 150-ft (46-m) Lower Bear River No. 2 Dam, completed in 1952 with 1H:1V upstream slope, has neither experienced leakage nor required maintenance. The 245-ft (75-m) No. 1 Dam, while requiring little maintenance, does leak 4 cfs (110 L/s), which is, nonetheless, less than the required fish release. However, other dumped rockfill dams exceeding 200 ft (61 m) in height developed face damage and leakage problems. Salt Springs, at 328 ft (100 m) and Paradelá, at 360 ft (110 m), exhibited serious enough leakage and maintenance problems to lead to a temporary suspension of construction of the concrete-face rockfill dam for more than 300 ft (92 m) in height during the 1960–1965 period.

The last high dam, New Exchequer (1958), during this period combined compacted, 4 and 10 ft (1.2 and 3 m) layer, and dumped rockfill, 60 ft (18 m) lift. However, face problems and leakage occurred due to insufficient use of compacted rockfill and the use of joint design practice that was traditional at that time but is now obsolete.

A transition developed to sluiced rockfill in thinner layers of 10–12 ft (3–3.6 m) subsequently compacted by construction truck and dozer traffic. This modified form of rockfill was specified at Goschenen, Little Grass Valley, Miboro, and other later dams. Goschenen (1) rockfill was derived from talus of competent rock, while Miboro (1) was constructed of granite of varying quality, both dams having rockfill high in percentage of fines (less than #100 mesh). Both dams have performed well.

Earth Core Rockfill Dams.—While a detailed discussion of the design of the core, filters, and foundation treatment of earth core rockfill dams is considered outside the scope of this paper, the performance of this type of rockfill dam will be considered in relation to the concrete-face dam. Its introduction during this period was successful in coping with the leakage problem in concrete-face dumped rockfill dams, and a new and successful type of dam was developed.

History shows a logical change, beginning in 1940, from concrete faces to earth cores in dumped rockfill dams, mainly because of leakage experience with the concrete-face dumped rockfill, coupled with the increasing need for higher dams, in which the leakage problem was clearly becoming aggravated. It was beginning to be evident to designers of high dams that the deformation characteristics of dumped rock and con-

crete had simply not proven compatible. On the contrary, the stability of earth cores with filters rendered them capable of accommodating the large settlement of dumped rockfill. In the 1950's, acceleration of knowledge and application of soil mechanics principles, especially with respect to core foundation treatment and filter design, made earth core rockfill dams safer and increasingly popular. The introduction of earth cores provided a new lease on life for dumped rockfill, since the earth core was more deformable and thus compatible with dumped rockfill. Indeed, with the successful completion of the earth core Goschenen Dam in 1960, dumped rockfill in lifts of 10 ft (3 m) had exceeded 500 ft (152 m), a height that was unprecedented at that time.

In the early, inclined core type of dams developed by J. W. Growdon (1), filters and earth core were placed on the inclined upstream slope of dumped rockfill embankments, the rock having been dumped down-slope from the full height of the dam. Other early dams had central cores, with dumped rockfill placed and sluiced in 30 ft (9 m) layers. Examples of both types include Kenney and Cherry Valley Dams (1).

The 325-ft (99-m) high Kenney Dam (1), completed in 1952, is one of the notable, sloping core, dumped rockfill dams of the Growdon type. With W. G. Huber as engineer, and K. Terzaghi, J. W. Growdon, I. C. Steele, and C. Dunn on the board, it was a progressive and practical type of dam design for that period. Abutment-core contact treatment consisted of a 3-ft (1-m) thick concrete grout cap and a grout curtain. Four filter zones—three downstream and one upstream—were used, the latter being a sand "crack-stopper" layer suggested by Terzaghi. Riprap was automatically created on the surface of the quarry-run, dumped rockfill. The lift thickness was 30 ft (9 m). The settlement history was satisfactory, with 2.5 ft (0.8 m) total crest settlement in 30 yr (1%) and 0.02 ft/hr (0.6 cm/yr) in the last 15 yr. Crest settlement plots as a smooth curve along the axis, as well as along benches, a favorable characteristic of rockfill, whether dumped or compacted. Unfortunately, from a construction cost standpoint, Kenney Dam was constructed just before the introduction of compacted rockfill, and about 30% of the quarried rock that had to be discarded as being too small for dumped rockfill, would have been acceptable today as excellent material for compacted rockfill.

The 315-ft (96-m) high Cherry Valley Dam (1), completed in 1956, has also experienced no cracks in its central core zone and has given excellent performance. In its 26-yr life (up to 1982), it has settled a total of 1.2 ft (0.4 m), or 0.3% of maximum height, and in the last 15 yr, has settled at a rate of 0.015 ft/yr (0.5 cm/yr). The bulk of the settlement occurred in the thick central decomposed granite core, while for the Kenney Dam, with a sloping core, the greater crest settlement represents the settlement of the dumped rockfill supporting the core.

Transition from Dumped to Compacted Rockfill.—The transition to compacted rockfill for both earth core and concrete-face dams occurred during the period 1955–1965. The need for higher dams of both earth core and concrete-face types, the unavailability of high quality rock at many embankment dam sites, and the development and field proving out of heavy, smooth drum, vibratory rollers were among the principal contributory factors to the transition to compacted rockfill.

Since 1960, earth core rockfill dams using compacted rockfill have pro-

gressed rapidly in height, in large steps between 500 and 1,000 ft (150 and 300 m). Development of heavy equipment lowered the cost of handling and placing rockfill. The need for siting dams at poorer sites no doubt accelerated development and adoption of various types of embankment dams, but more importantly, the introduction of the smooth drum, vibratory roller also allowed use of lower quality rock in rockfill.

Widespread acceptance of high concrete-face rockfill dams, however, did not come readily. It took time to get over the high leakage experience with high dumped rockfill concrete-face dams. It also took time to gain experience with compacted rockfill dams, and to develop effective and economical toe slab and concrete-face designs.

Terzaghi himself accelerated thinking that was important to the development of the concrete-face rockfill dam in two discussions in the ASCE Symposium on Rockfill Dams, published in the only separate and supplemental Transaction Volume in ASCE history, Volume 104, 1960 (1). Terzaghi (1) described high, dumped rockfill lifts as being segregated into three zones; an upper zone of sluiced small rock, a central zone of medium size rock with some smaller rock in voids, and a lower zone of large rock, this lower zone being the most compressible [Fig. 1(b)]. He did not like the high compressibility characteristic of dumped rockfill and noted the loss of strength of various rock types upon saturation. As a remedy, he suggested compacted rockfill, which he believed would improve the performance of concrete-face dams, permit their adoption for higher dams, and permit use of weaker rock. This discussion was related specifically to the concrete-face rockfill dams.

At about the time of this 1958 ASCE Symposium on rockfills, fundamental changes in rockfill specifications became widespread. The general specifications of 60–200 ft (18–61 m) lifts, had changed to 10 ft (3 m) on some dams. At Ambuklao in 1955, most of the dumped rock was changed to 2 ft (0.6 m) layer rockfill due to the low strength and small size of some of the available rock (6). The same change was made at Brownlee (1958) (1) due to coarse, filter size basalt. Both began as dumped rockfill, earth core dams, and were completed with both dumped and compacted rockfill. Growdon's classic sloping core, dumped rockfill dam type (Nantahala in 1940 and others), evolved into a zoned type dam, of compacted and dumped rockfill, a typical example being at Lewis Smith, in 1960. Although two major dumped rockfill dams—the thinner-lift Goschenen Dam and the high lift downstream shell of Exchequer Dam—were completed as dumped rockfills in the early 1960's, the transition from dumped to compacted rockfill was virtually complete by 1965.

MODERN PERIOD (1965–1982): WIDESPREAD USE OF COMPACTED ROCKFILL DAMS OF EARTH CORE AND CONCRETE FACE TYPE

General.—In the ASCE Rockfill Dam Symposium of 1960 (1) and in the Eighth Congress on Large Dams in Edinburgh in 1964 (3,4), a rockfill dam was still loosely defined as “a dam that relies on rock, either dumped in lifts or compacted in layers, as a major structural element.” The definition includes earth core and concrete-face rockfill dams, as well as other important membrane dams. Though dumped rockfill is still effectively used in outer zones of earth core rockfill dams, in the down-

stream toes of embankment dams, in cofferdams, and in underwater placement, compaction has become so universal in rockfill dams that a more contemporary definition of a rockfill dam would be “a dam that relies on compacted rockfill as the main structural element,” compacted rockfill being considered as rockfill placed in layers up to 6.6 ft (2 m) and compacted by smooth drum vibratory roller.

The historical development of compacted rockfill dams, prior to 1964, has been well-documented (3,4,6), and only a few pertinent aspects will be discussed. The transition from dumped to compacted rockfill was rapid and inevitable. There was an increasing need for improved and higher concrete-face rockfill dams, but the traditional requirement for high strength and large size rock for dumped rockfill dams had limited this type of rockfill dam to sites where such rock was available. The increasing need to utilize dam sites with foundation conditions that were neither suitable for the construction of concrete dams, nor adaptable for earth dams, and the need to use locally available weak rock at many of these sites all contributed to the development of compacted rockfill. The advent of the vibratory roller facilitated the successful and economic use of weak rock, compacted in layers. With this equipment, high strength and low compressibility of rockfill composed of weak rocks are achieved by compacting the rockfill in relatively thin layers, often supplemented by application of water, to achieve high density. By contrast, the strength and low compressibility for rockfill composed of strong rock are achieved by the rock strength, and the wedging effect caused by vibratory compaction. The wedging factor is of particular importance to the concrete-face rockfill dam, as will be examined in the following paragraphs.

One further advantage of compacted rockfill over dumped rockfill is also worth mentioning here. An advantageous feature of rockfill dams is their ability to withstand passage of flood water through and over the uncompleted dam. For probable flow over the rockfill, reinforced rockfill is necessary (Ref. 7, p. 87). There has been experience with two major washouts of dumped rockfill during construction and one well-known case of overtopping failure after completion. At Hell Hole Dam, which is 200 ft (61 m) high, dumped rockfill lifts failed when the flow through the rockfill exceeded 15,000 cfs (430 m³/s) (Ref. 7, p. 87). The sloping core for the dam had not yet been placed, and an early storm prematurely caused unplanned storage. The permeability in the voids of the large segregated rockfill at the base of the rockfill was great. The dam was later completed to its full 410 ft (125 m) height. A similar event for compacted rather than dumped rockfill would have had less leakage and would probably not have failed.

Characteristics of Compacted Rockfill.—Figs. 1(c–d) show the placement and resulting character of compacted hard rockfill, shown for a 3 ft (1 m) layer. The resulting rockfill is not homogeneous, but segregated, which results in the development of desirable properties in respect to density, strength, and permeability.

Fig. 1(c) shows dumping of the layer being placed. The dozer, with raised blade, pushes large rocks ahead where the full thickness of lift can accept them. Smaller rocks fall under the blade, and when spread, provide a relatively smooth surface for compaction and construction traffic. The vibratory roller is effective in compacting the smaller rocks and fines

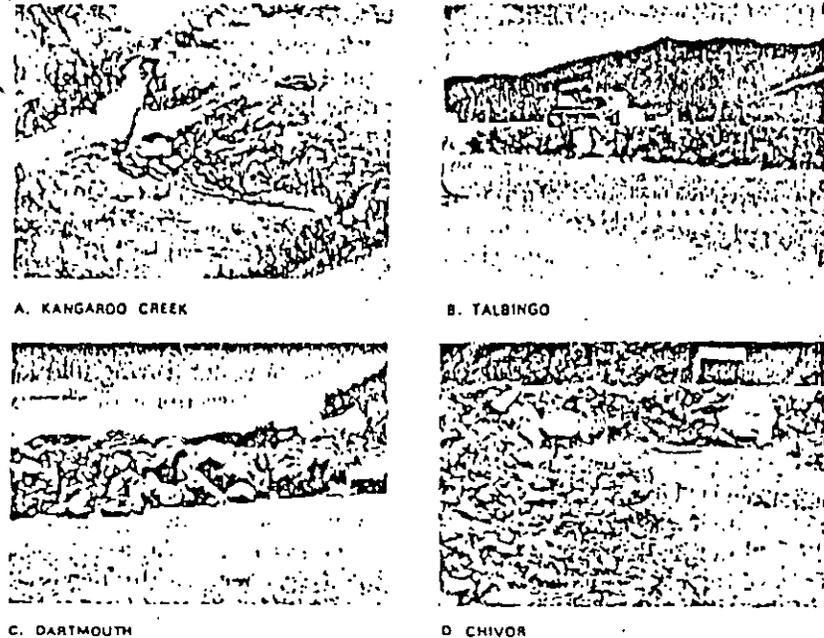


FIG. 2.—Examples of Compacted Rockfill Layers (Note: Chivor was Renamed Esmeralda)

in the upper zone and in tight wedging of the larger rocks in the lower zone. The wedging action caused by the vibratory roller is particularly effective in developing horizontal rock-to-rock contact. The smooth fill surface is desirable for density, strength, and low vertical permeability. It should never be scarified. The horizontally-oriented and well-compacted surface of surficial rocks is desirable.

A layer of rockfill, particularly of the type composed of high strength rock particles, typically appears as shown in Fig. 1(d). The difference in density of top half and bottom half is about 10–12 lb/cu ft (160–192 kg/m³). Note that the upper half of each layer is of much smaller size material than the lower half. Horizontal permeability of these layers is much greater than vertical permeability.

Fig. 1(e) shows the conventional zoning of a concrete-face rockfill dam. It indicates increasing permeability principally in the thicker bottom areas of each of four zones, and for the full width of the dam, as well as the desirable perched water table effected by the fine and semi-pervious surface of each layer. The perched water tables, assuming a source of water, avoid a high phreatic line with its consequent high pore pressures.

The four photos in Fig. 2 show end views of rockfill placed in one meter layers. Three show rock sizes ranging up to full layer thickness. It is evident that a single rock of full layer thickness will not permit maximum compaction of immediately adjacent rockfill; however, it also happens that the single rock of full layer thickness is incompressible and will "attract" vertical load when the layer is loaded, so undue settlement will not occur. Thus, it is not necessary to specify a maximum rock size

of less than layer thickness. Further, field inspection of rock is not practicable.

Fig. 2(a) shows use of poor quality Schist rock at Kangaroo Creek (8) where water was liberally used. The surface became muddy during construction, but large rocks remained as rocks within the layer. Fig. 2(b) shows the typical embedment of a large rock and a fine rockfill surface in the 3.3 ft (1 m) layer of rhyolite at Talbingo Dam. Fig. 2(c) shows the many large rocks at Dartmouth Dam and the typical smooth rock surface. Fig. 2(d) shows various sizes of rock in a 3.3 ft (1 m) layer at Chivor Dam, including a 3.3 ft (1 m) rock and view of nearby impervious surface holding water. These photos show the nature of compacted rockfill as sketched in Fig. 1. All these dams have given excellent performance.

Use of Water in Compacted Rockfill.—Use of water during fill placement (on the order of 20% volume of rock, far less than for dumped rockfill) is beneficial for any quality of rock, but is especially desirable for types of rocks that lose strength upon saturation, as pointed out by Terzaghi (1). However, it is sometimes not feasible to add much water due to the turbidity of excess water draining from the fill, especially where downstream water uses or fish resources place limits on turbid runoff. In such cases, the weak rock may be placed in thinner layers, about 2 ft (0.6 m), or even less, instead of 3.3 ft (1 m), and compaction coverage increased to 6 instead of the standard 4 compaction passes, to achieve satisfactory density. Strength and low compressibility of rockfill composed of weak rocks are attained by high density, whereas for hard rock density is lower, and its strength is from tight interlocking of the competent rocks. Rockfill of some weak rocks requires provisions for drainage (8,9).

Rock Quality in Compacted Rockfill.—There is no rigid specification for rock quality or gradation in compacted rockfill. Rock that fails to meet concrete aggregate specification tests is still acceptable rock for use as rockfill when properly handled. Soft rock, such as siltstone (9), some sandstones (9), schists (8), argillite, and other potentially weak rocks can be used, as demonstrated by successful past experience.

Indeed, if blasted rockfill is strong enough to support construction trucks and the 10-ton vibratory roller when wetted, it may be considered to be suitable for use in compacted rockfill. In the case of compacted rockfills made from weak rock types, zones of pervious rockfill often have to be incorporated in the dam design to provide for internal drainage if it becomes necessary following breakdown of the weak rock during compaction. However, the added cost of the internal drainage provisions is more than offset by savings made in handling weak rock compared with harder rock.

It is, of course, necessary to know the rock source before writing a specification for any given job. If the rock is hard, a satisfactory general specification is "quarry-run rock—the maximum size shall be that which can be incorporated in the layer and provides a relatively smooth surface for compaction, not more than 50% shall pass a 1 in. (2.5 cm) sieve, and not more than 6% shall be clay-sized fines."

The modulus of compressibility of rockfill, as determined within the prototype dam by water level settlement gages, or cross arms, is a useful measure of rockfill quality. Experience on many projects indicates mod-

uli ranging from 3,000–20,000 psi (21–138 MPa) depending on the rock, the rock grading, layer thickness, compaction, and other factors. Rockfill modulus is a useful parameter for both earth core and concrete-face types of rockfill dams; it gives a basis for comparing performance of existing dams and establishing design and placement procedures for new dams. Of significance to higher dams is that the modulus of compressibility of compacted rockfill increases with pressure (10,20). However, it should be noted that the frictional shear strength decreases progressively and moderately with increasing pressure.

Moduli, as determined by water level settlement devices, of as high as 22,500 psi (150 MPa) has been attained by Murchison Dam for well-graded rhyolite, use of water and 8 passes of the 10-ton vibratory roller on a 3.3 ft (1 m) layer (27).

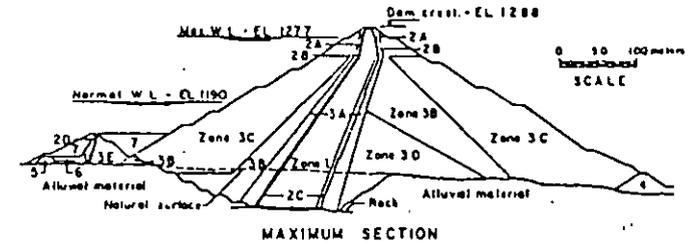
Use of Gravel as Compacted Rockfill.—Natural gravel falls outside of the usual definition of rockfill but can be considered to be similarly useful as a dam shell material. It is more economically handled. It can be used in combination with rockfill. Its modulus of compressibility is 5–10 times higher than that of compacted rockfill, and about 40 times that of dumped rockfill. Because face slab movements of rockfill dams increase as the square of the dam height, gravel shell concrete face dams can safely be built to much greater height than the present highest dam, Areia, which is 525 ft (160 m) high.

Typical vertical compression moduli of gravel, based on field measurements during construction, are 53,000 psi (365 MPa) for Oroville; and 80,000–100,000 psi (551–689 MPa) for W.A.C. Bennett Dam. Oroville was compacted by a 3.5-ton, static weight, smooth drum, vibratory roller and Bennett by a 6-ton vibratory roller. At the time of their construction those were the available sizes.

Layer thicknesses specified for compacted gravel vary between 1–3 ft (0.3–0.9 m) depending on height of dam, size of gravel, and percentage minus no. 200 mesh material. Usually no water is added. In fact, for dirty gravel (7–12% minus no. 200 mesh) excessive moisture causes a springy fill, though acceptable density can still be achieved. With dirty gravel, permeability assumes importance in the design. Chimney drains, abutment drains, filters, and intermediate drainage layers, may all have to be considered.

Modern Earth Core Compacted Rockfill Dams.—As stated elsewhere, the advent of compacted rockfill has encouraged the design and construction of higher rockfill dams of both the concrete-face and earth core types. The two highest earth core rockfill dams at this time (1982) are Esmeralda in Colombia at 777 ft (235 m), completed in 1975, and Chicoasen in Mexico at 856 ft (261 m), completed in 1980. These are heights above the low point in the foundation, both dams having approximately 180 ft (55 m) of riverbed excavation. The experience with Chivor and Chicoasen has been excellent. It is noted that Nurek, at 1,000 ft (305 m), Oroville and Mica at 800 ft (244 m), and Bennett at 600 ft (183 m), are all gravel shell dams. The experience with these high earth core dams has been excellent and the rockfill and gravel experience can be transferred to concrete-face dams.

Esmeralda Dam (13,14), Chivor Project, Colombia (Fig. 3) is a moderately sloping, earth core rockfill completed in 1975. Its performance



ZONE	FUNCTION	DESCRIPTION	MAXIMUM PARTICLE SIZE (LMM)
1	Dam and cofferdam - Impervious core	Gravels in clay silty matrix	15
2A	Dam - Filter	Gravels and sands plant crushed or processed alluvial deposits	2
2B	Dam - Filter	Gravels and sands plant crushed or processed alluvial deposits	15
2C	Dam - Transition	Gravels and sands plant crushed or processed alluvial deposits	15
2D	Cofferdam - Filter	Boulders and gravel in silty sand matrix	15
3A	Dam - Rockfill	Gravels and sands plant crushed or processed alluvial deposits	4.5
3B	Dam and cofferdam-Rockfill	Rock fragments	90
3C	Dam-Rockfill	Rock fragments	180
3D	Dam-Rockfill	Rock fragments	90
3E	Cofferdam-Rockfill	Rock fragments and cobble stone	90
4	Dam and cofferdam - Protection berm	Rock blocks (Minimum weight 5 tons)	-
5	Cofferdam-River diversion	Back filling under water	15
6	Cofferdam-River diversion	Impervious blanket	15
7	Dam and cofferdam - Stability berm	Man selected fill	60

FIG. 3.—Esmeralda Dam—Section and Zoning

has also been excellent. Crest settlement on first filling was 3.3 ft (1 m), but no cracks were detected in the core, and abutment gallery leakage was only 3 cfs (90 L/s). The rockfill was necessarily of a variety of types, including limestone, quartzite, phyllite, slate, argillite, and some gravel. The design of the 840 ft (256 m) Guavio Dam, also in Colombia, currently (as of 1982) under construction is similar to that of the Esmeralda Dam.

Chicoasen Dam (14,15,16) has also given excellent performance. The use of an outer zone of dumped rockfill at Chicoasen is a desirable, although infrequently used feature.

Modern Concrete Face Rockfill Dams.—Analysis of the excellent field performance of high, earth core, compacted rockfill dams provides not only useful data on the behavior of rockfill under high pressures, but has also restored the confidence of dam designers in concrete-face rockfill dams, since most of the desirable features of the rockfill in the high earth core type was directly utilized in the development of higher concrete-face rockfill dams.

Table 2, which gives design data on large dams constructed or planned in the past 45 yr, shows a definite change to the use of compacted rockfill in the past 15 yr. The design trends for dams in this period, is also evident. These trends include thinner face slabs, less reinforcing, improved joint design, higher dams, and more frequent use.

Prototype measurements demonstrating the low compressibility of compacted rockfill have provided the data base for the design of such high, concrete-face rockfill dams as Cethana (19,20), Anchicaya (20), and Areia (21). Each of these dams has, in turn, contributed to the state-of-the-art of rockfill dam design through improved performance measure:

ments. Murchison Dam (27) has subsequently provided valuable performance data, and its performance is excellent.

Exceptionally Cold Weather Sites.—With the emphasis placed, in recent years, on worldwide natural resource development, it seems inevitable that more rockfill dams will be constructed in the future in areas of the world that experience extremes of climates. In this connection, it is pertinent to make a few remarks about the performance of concrete-face rockfill dams already constructed in these areas.

Four concrete-face dams have demonstrated the feasibility of rockfill dams in cold climates and under severe freeze-thaw conditions. These dams were Outardes 2 in Northern Canada, Cabin Creek at elevation 12,000 ft (3,660 m) in the Rockies, Courtright at elevation 8,200 ft (2,500 m) in the California Sierras, and Golillas at elevation 10,000 ft (3,000 m) in the Andes, where temperatures reach minus 20° C. The coldest temperatures are at Outardes 2, where the winter range is minus 25–35° C, and the summer day range is 20–25° C. Outardes 2 was constructed, in part, in cold weather, and in 3 yr, the 180-ft (55-m) high dam has settled only 0.015 ft (0.5 cm). No cracks have occurred, and there is no leakage. The concrete faces at Courtright and at Cabin Creek show no temperature cracks or freeze-thaw damage after their respective service lives of 26 and 17 yr. No ice-plucking or ice thrust damage has been reported. Courtright has had face damage and leakage problems as a 300 ft (98 m) dumped rockfill dam.

From this data base on the performance of compacted rockfill dams in areas subject to extremes of weather, it may be concluded that rockfill dam design criteria do not need any major modifications to accommodate these extreme weather conditions. The measures to prevent freeze-thaw damage, air entrainment and pozzolan in the concrete, have proved to be successful.

Seismic Resistance of Compacted Rockfill.—Compacted rockfill dams have an inherently high resistance to seismic loading (22,25). According to Seed (25), "Two rockfill dams have withstood moderately strong shaking with no significant damage, and if the rockfill is kept dry by means of a concrete facing they should be able to withstand extremely strong shaking with only small deformations." The two dams involved were the 420-ft (128-m) high Miboro earth core rockfill, placed in 10–13 ft (3–4 m) layers, and the 275-ft (84-m) high Cogoti concrete face rockfill. More recently, in 1979, Infiernillo Dam, 470-ft (145-m) high, developed crest accelerations on the order of 0.35 g with 5 in. (13 cm) maximum crest settlement, and with only nominal longitudinal and transverse cracking at the crest. All movement was in the top 26 ft (8 m) of the dam (17). Rockfill compaction of Infiernillo was by 4 passes of a D8 on a 3 ft (0.9 m) layer, a procedure that was customary just before the days of the vibratory roller.

For the 330 ft (110 m) Fortuna Dam, a dynamic seismic analysis was performed for 1.3H:1V upstream and 1.4H:1V downstream slope, for 0.4 g (ground acceleration), using a number of recorded major earthquake accelerograms. The results indicated a loosening of the crest area rockfill that could result in several feet of settlement, but no movement of the face slab below water level was indicated.

At Cochana, Anchicaya, Areia (21), and Murchison (27), it has been

TABLE 2.—Partial List of CFRD Dams

Name (1)	Height, in meters (2)	Location (3)	Year com- pleted (4)	Slopes	
				US (5)	DS (6)
Morena	54	California	1895	0.5-0.9	1.3
Strawberry	50	California	1916	1.2	1.3
Dix River	84	Kentucky	1925	1.0-1.2	1.4
Salt Springs	100	California	1931	1.1-1.4	1.4
Cogswell	85	California	1934	1.35	1.6
Malpaso	78	Peru	1936	0.5	1.33
Cogoti	75	Chile	1939	1.6	1.8
Lower Bear Number 1	71	California	1952	1.3	1.4
Lower Bear Number 2	50	California	1952	1.0	1.4
Paradela	112	Portugal	1955	1.3	1.3
La Joie	87	Canada	1955	1.1	1.5
Pinzanes	67	Mexico	1956	1.2	1.3
Courtright	98	California	1958	1.0-1.3	1.3
Wishon	82	California	1958	1.0-1.3	1.4
San Idelfonso	62	Mexico	1959	1.4	1.4
New Exchequer	150	California	1966	1.4	1.4
Cabin Creek	76	Colorado	1967	1.3	1.3
Fades	70	France	1967	1.3	1.3
Rama	110	Yugoslavia	1967	1.3	1.3
Kangaroo Creek	59	Australia	1968	1.3	1.4
Pindari	45	Australia	1969	1.3	1.3
Pindari Raised	75	Australia	P	1.3	1.3
Cethana	110	Australia	1971	1.3	1.3
Alto Anchicaya	140	Colombia	1974	1.4	1.4
Le Rouchain	60	France	1976	1.4	1.4
Little Para	54	Australia	1977	1.3	1.4
Golillas (Chuza)	130	Colombia	1978	1.6	1.6
Outardes 2	55	Canada	1978	1.4	1.4
Winneke (Sugarloaf)	85	Australia	1979	1.5	2.2
Bailey, R.D.	95	W.Va., USA	1979	2.0	2.0
Areia	160	Brazil	1980	1.4	1.4
Neveri-Turimic	115	Venezuela	1981	1.4	1.5
Mackintosh	75	Australia	1981	1.3	1.3

over 50 Meters High with Design Data

Fill-rock type (7)	Face area, in square meters (8)	Slab equation m + CH (9)	Rein- forced each way, as a per- centage (10)	Toe slab width, in meters (11)	Zone 1, in meters (hori- zontal) (12)
DR-Granite		0.23 + 0.003H	0.5	Trench	
DR-Granite		0.23 + 0.003H	0.5	Trench	
DR-Limestone			0.5	Trench	
DR-Granite	10,900	0.3 + 0.0067H	0.5	Trench	
DR					
PR & DR					
DR-Gravel					
DR-Granite	5,800	0.3 + 0.0067H	0.5	Trench	
	2,800	0.3 + 0.0067H	0.5	Trench	
DR-Granite	55,000	0.3 + 0.00735H	0.5	Trench	
DR		Shotcrete		Trench	
DR					
DR-Granite	6,700	0.3 + 0.0067H	0.5	Trench	
DR-Granite	20,000	0.3 + 0.0067H	0.5	Trench	
CR-DR					
Main DR-Meta Andesite Supporting Zone-CR		0.3 + 0.0067H	0.5		
CR			0.5		
CR-Granite	16,500	0.35 + 0.0042H	0.5	4.0	
CR					
CR-Schist	8,000	0.3 + 0.005H	0.5	3.7	3.6
CR-Rhyolite	16,400	0.48 + 0.002H	0.81	3.0 mini- mum (2.6 x 0.085H)	4.5
CR-Rhyolite					
CR-Quartzite	23,700	0.3 + 0.002H	0.5*	3-5.36	3 + 3
CR-Hornfeld	22,300	0.3 + 0.003H	1 + 0.5	7.0	Varies-10 (toe)
CR-Granite	16,000	0.35 + 0.0042H	0.5	4.0	
CR-Shaley Dolomite	10,200	0.3 + 0.0029H	0.5	4.0	4.0
CG-Gravel	14,300	0.3 + 0.0037H	0.4	3.0	4.0
CR-Gneiss	8,375	0.3	0.45	3.05	
CR-Sandstone	82,500	0.3 + 0.002H	0.5	0.1H mini- mum 6 m	5.0
CR-Sandstone	65,000	0.3 + 0.003H	0.5	3.05 + 0.019H	4.3
CR-Basalt	139,000	0.3 + 0.0034H	0.4	4, 5	5.0-7.10
CR-Limestone	53,000	0.3 + 0.002H	0.5	3.5-	5.0
CR-Greywacke	27,100	0.25	0.5*	3.0-3.00	3 + 3

TABLE 2.—

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Mangrove Creek	80	Australia	1981	1.5	1.6
Mangrove Creek Raised	105	Australia	P	1.5	1.6
Shiroro	130	Nigeria	1982	1.3	1.3
Yacambu	150	Venezuela	1982	1.5	1.5
Murchison	89	Australia	1982	1.3	1.3
Awonga	47	Australia	1982	1.3	1.3
Awonga, Raised	63	Australia	P		
Fortuna	65	Panama	1982	1.3	1.4
Fortuna, Raised	105	Panama	1983	1.3	1.4
Glennies Creek	67	Australia	1983	1.3	1.3
Salvajina	145	Colombia	1983	1.5	1.5
Bastayan	75	Australia	1983	1.3	1.3
Baumlooma, Stage I	63	Australia	1983	1.3	1.3
Baumlooma, Stage II	73	Australia	I'		
Khao Laem	105	Thailand	1984	1.4	1.4
Bejar	71	Spain	1984	1.3	1.3
Terror Lake	58	Alaska	1985	1.5	1.4
Alsasua	50	Spain	1985	1.3	1.4
Kotmale	97	Sri Lanka	1985	1.4	1.45
Batang A1 (Main Dam)	85	Sarawak	1985	1.4	1.4
Batang A1 (Lima Saddle)	60	Sarawak	1985	1.4	1.4
Batang A1 (Bekatan Saddle)	70	Sarawak	1985	1.4	1.4
Lower Pieman	122	Australia	1986	1.3	1.3-1.5
Iruru	50	Peru	1986		
Ita	123	Brazil	UD	1.3	1.3
Cinta	85	Indonesia	UD	1.3	1.4
Segredo	145	Brazil	UD	1.3	1.3
Acena	65	Spain	UD	1.3	1.3
Kahwa	100	Philippines	UD		
Machadinho	124	Brazil	UD	1.3	1.3
Split-Rock	67	Australia	UD	1.3	1.3
La Miel	180	Colombia	UD	1.5	1.5
Dunkey Creek	115	California	P		

Continued

(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
CR-Siltstone and Sandstone	29,100	0.375 + 0.003H	0.35	3, 4, 5	4.0
CR-Siltstone and Sandstone	33,400	0.3 + 0.003H	0.35	3, 4, 5	4.0
CR	150,000	0.3 + 0.003H	0.4	6.0	7.0
CG-Gravel	13,000		0.4		
CR-Rhyolite	16,200	0.3	0.5*	3-4.6	1 + 5
CR-Meta Sedi- ments (Silt- stone- Sandstone)	30,000	0.3 + 0.002H	0.55*	Existing concrete dam	3.0
CR-Andesite	22,000	0.411 + 0.003H	0.5	4.0	5 + 0.02H
CR-Andesite		0.411 + 0.003H	0.5	4.0	5 + 0.02H
CR-Welded Tuff	24,500	0.3	0.43	3-4	4.0
CR-Dredger Tailings	50,000	0.3 + 0.0031H	0.4	4.0-8.0	5.0
CR-Rhyolite	18,600	0.25	0.5*	3-3.8	3 + 3
CR-Rhyolite	25,000	0.3	0.4	3.5-5.5	3.5
CR-Limestone Karstic	140,000	0.3 + 0.003H	0.5	4.6 (Gallery)	3.5
CR-Granite	19,140	0.35 + 0.003H	0.4	3-H/15	4
CR-Greywacke Argillite		0.3 + 0.003H	0.4		
CR-Limestone	13,850	0.3 + 0.003H	0.4	4.5 (Gallery)	3
CR-Charnockite	60,000	0.3 + 0.002H	0.5*	3-8	3 + 3
CR-Dolerite	65,000	0.3	0.5	4.6	3.5
CR-Dolerite	15,000	0.3	0.5	4.6	3.5
CR-Dolerite	42,500	0.3	0.5	4.6	3.5
CR-Dolerite	35,000	0.3 + 0.001H	0.5*	3-9.0	3 + 3
Basalt	110,000	0.3 + 0.00334H	0.4		3.0-6.0
CR-Breccia, Andesite		0.3 + 0.003H	0.4	4, 5, and 7	5-9
CR-Basalt					
CR-Gneiss	21,800	0.3 + 0.003H	0.4	3-H/15	3
Basalt	100,000	0.3 + 0.00334H	0.4		3.0-6.0
CR-Greywacke Gravel Breccia, Siltstone		0.3	0.35		4.0
CR-Diorite		0.3 + 0.003H			

TABLE 2.—

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Musa	150	New Guinea	P	1.5	1.5
Poza de los Ramos	98	Spain	P	1.3	1.5
Poza de los Ramos (Second Stage)	136	Spain	P	1.3	1.5
Uruguay	73	Argentina	P	1.33	1.3
Piray-Guazu II	73	Argentina	P	1.3	1.3
Cuesta Blanca	80	Argentina	P	1.4	1.5

*Percentage reinforced on design area + 10 cm.

*Percentage reinforced on design area + 12 cm.

Note: P = proposed; UD = under design; US = upstream slope; DS = downstream slope; CG = compacted gravel; and PR = placed rock.

determined that the modulus of rockfill compressibility, calculated from face movement upon reservoir filling, is about 3 times that measured vertically within the rockfill by water level settlement gages, i.e., the face movement was one-third of that calculated using the vertical modulus. Thus, the rockfill appears to be substantially stiffer in the horizontal direction than in the vertical direction. This suggests a higher threshold of shear deformation and lower strains than are used in dynamic seismic calculations. Another factor not taken into account in many current analyses is the different properties in the upper and lower half of each rockfill layer. Both of these factors improve seismic resistance of compacted rockfill.

Concrete-face rockfill dam zoning will safely store high flood waters before the concrete face is placed and, consequently, if the face were damaged. All of the high strength and zoned rockfill is downstream from the reservoir water. A well-designed concrete-face rockfill dam can be considered to offer a high resistance to severe seismic loading. Damage is acceptable for a maximum credible earthquake. It is breaching that must be avoided.

Pumped Storage Cyclic Operation.—The loading cycle of the upper reservoir of pumped storage projects has provided some interesting data on cyclic resistance of rockfills. For the upper reservoir of pumped storage projects, there was an initial question of the effect of repeated large daily cycles of reservoir level on settlement of concrete-face rockfill. The 100–140 ft (31–43 m) high Taum Sauk Dam constructed of dumped rhyolite rockfill, completed in 1963, with daily operation range of 80 ft (24 m) for the 140 ft (43 m) section, settled 1.0, 0.31, and 0.13 ft (0.3, 0.1, and 0.04 m) in the first, second, and third 5-yr periods. While this is more than the normal annual cyclic settlement performance for dumped rockfill, it is nevertheless within tolerable limits, since it has not adversely affected performance. Cabin Creek, a compacted rockfill completed in 1967, having a 250 ft (76 m) height, has a daily operating cycle of 90 ft (27 m). Settlement after 10 yr was 0.4 ft (0.12 m), 0.02% of its height, while leakage has never exceeded 0.9 cfs (28 L/s). These data suggest that daily cyclic loadings do not affect the performance of concrete-face rockfill dams.

Continued

(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
CG-Gravel CR					
CR					
CR-Basalt	38,400	0.3 + 0.005H	0.5	3–5	Variable 3.48–5.5
CR-Basalt	38,000	0.3 + 0.005H	0.5	3–4.0	3.60
CR-Gneiss	50,000	0.3 + 0.003H	0.5	3.5–4.5	3.50

stream slope; DR = dumped rockfill; CR = compacted rockfill; H = height; CG =

CURRENT CONCRETE-FACED ROCKFILL DAM PRACTICE

Design Practice.—The foregoing description makes it evident that the design of a concrete-face rockfill dam is essentially empirical and based on experience and judgment (22,23). Table 2 lists dams over 165 ft (50 m) in height in chronological order, with some physical and design data. The sudden change from dumped to compacted rock in about 1962 has already been noted, and the adoption of compacted rock at that time is also associated with abandonment of toe trenches in favor of toe slabs, increasing use of lower strength rock types, larger face areas, thinner

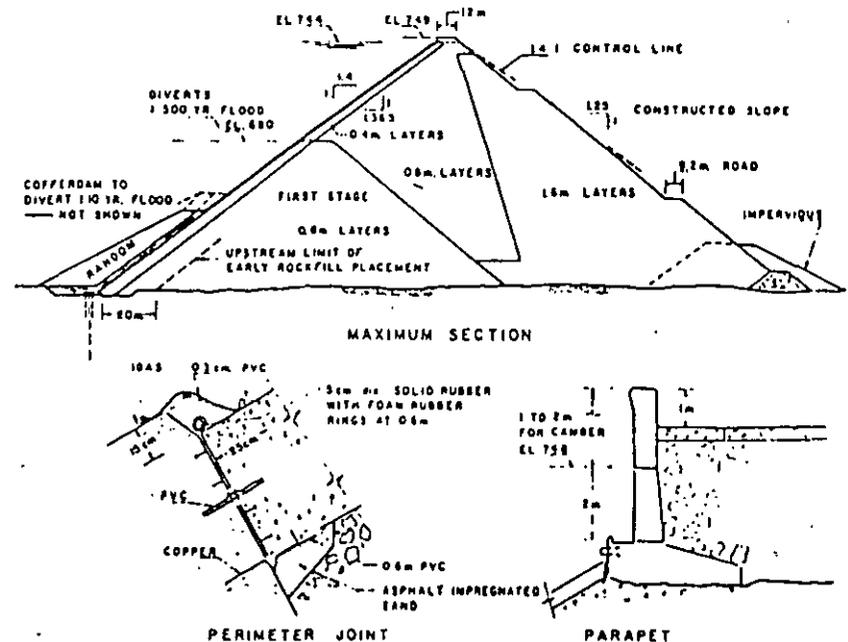


FIG. 4.—Arela Dam Section—Perimeter Joint—Parapet Wall

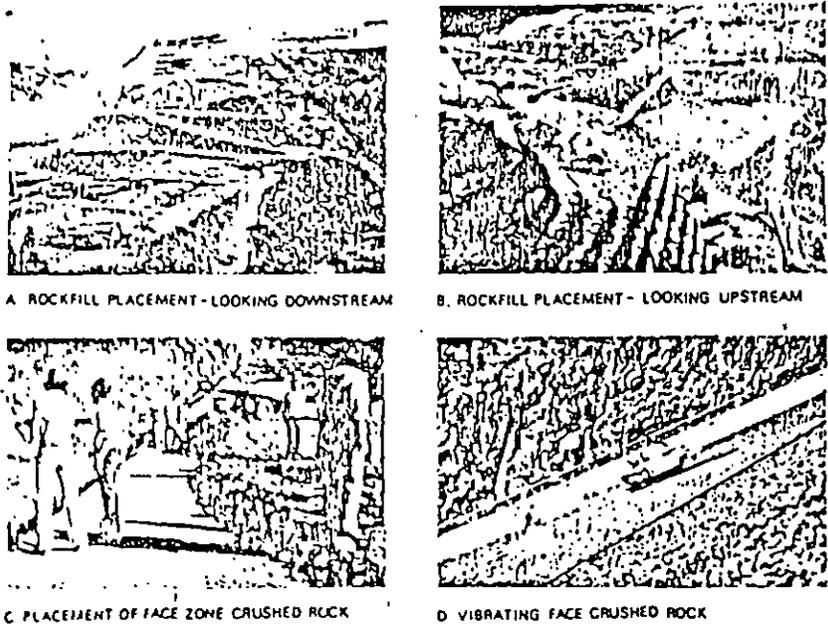


FIG. 5.—Areia Dam Photos of Rockfill Construction

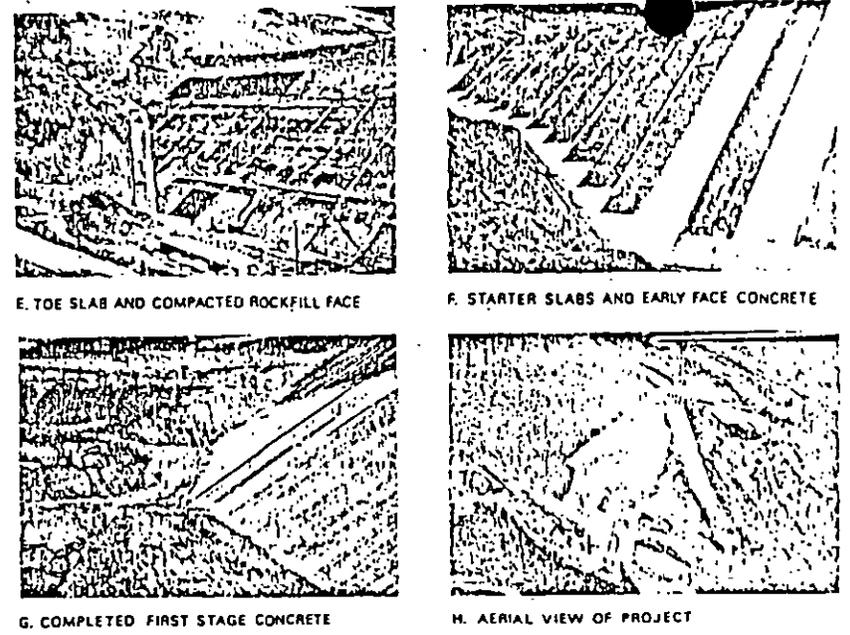


FIG. 6.—Areia Dam Photos of Concrete-Face Construction

face slabs, and lower percent reinforcing of facing. The table does not show the elimination of horizontal joints and compressible vertical joints that was a feature introduced at Cethana, and has remained a design practice since then.

The 525-ft (160-m) high Areia Dam (Fig. 4) shows current design practice for a high concrete-face rockfill dam.

The photos in Figs. 5-6 show the following features of modern rockfill dam construction: (1) The high rockfill on the right abutment was placed before river diversion, and, in the foreground, rockfill is rising to the 1:500 yr flood level while toe slab placing and grouting continue; (2) the 1:500 yr level has been reached, and rockfill is being placed downstream; (3) placement of the zone under the concrete face; (4) vibration of the face; (5) sand is sprayed over emulsified asphalt to provide a firm and nonerrodible surface, and toe slab, face form, and reinforcement proceed; (6) starter slabs are screeded by hand methods, in preparation for full-slab-width, mechanized screed; (7) first stage concrete slab is completed, and earth material placement covering slab is underway; and (8) completed dam, with aerated spillway in operation. These and other aspects of the construction of compacted rockfill dams will be examined later.

Fig. 7 shows longitudinal profiles of selected high rockfill dams. The dam shape does not appear to be critical, since the water load principally causes only perimeter joint opening, and most of the slab just floats on the rockfill. For steep abutments, however, special attention needs to be paid to perimeter joint design, to accommodate greater offset movements, as, for example, at Chuza and Yacambu.

Toe Slab Foundations.—The most desirable foundation for a toe slab is hard, nonerrodible rock that is groutable. However, faults, weather-stained rock with clay filled seams, and even rock containing zones susceptible to possible erosion and piping are acceptable with proper engineering. Among corrective methods that may be adopted are: excavation of erodible material and use of concrete backfill; widening the toe slab upstream or downstream locally; adding rows to the grout curtain; and use of a diaphragm wall or concrete backfilled backhoe trench or downstream filters, or both. Placement of upstream core material on the face and toe slab is often used to provide a supplementary impervious

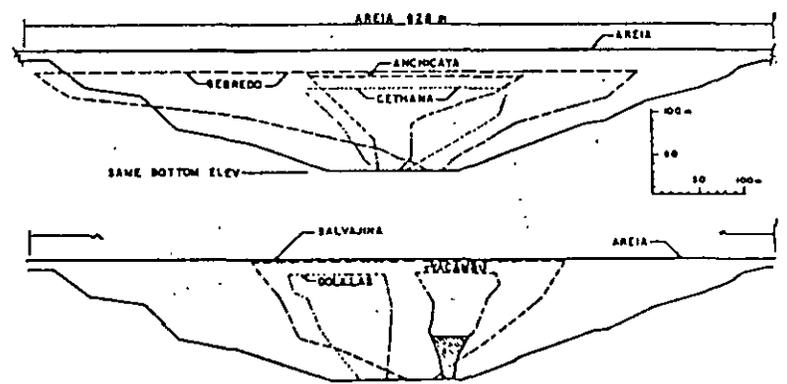


FIG. 7.—Longitudinal Profiles of Some Compacted Concrete-Face Rockfill Dams

zone or crack or joint sealing material. Where earth is used upstream, it is placed on a foundation prepared in the same way as for an earth core. Most concrete-face dam sites justify some local toe slab foundation treatment.

Design and construction excavation practice for the toe slab consists of excavating a trench to the nominal trench depth that exploration has indicated will provide a reasonably competent foundation. Local imperfections are then taken care of by one or more of the preceding special measures. Resloping or additional excavation is seldom necessary, except perhaps locally.

The toe slab is dowelled to well-cleaned rock prior to grouting and is placed in 20–26 ft (6–8 m) lengths. The width of toe slab is determined by judgment, and varies with quality of rock and height of dam (see Table 2). Reinforcing is positioned in one layer near the top, and design slab thickness is at least that of face slab thickness. The toe slab construction joints do not have to coincide with face slab joints, but rather with the natural or excavated rock topography. The face slab pulls away from the toe slab under movement of the rockfill when the reservoir is filled, and all the perimeter joints open. In this way, the face becomes structurally independent of the toe slab. The width of toe slab is much less than the usual core/foundation contact width for earth core dams, since the toe slab foundation is usually either nonerodible or is fully protected against piping by the aforementioned special measures, and the concrete is nonerodible.

Section and Stability.—Since no rockfill dam has ever failed because of inadequate stability, it is hardly possible to recommend a verified realistic method of stability analysis, though wedge and circle analyses have been used. With all the rockfill being downstream from the water loading, the ratio of vertical weight to horizontal force is greater than 6:1 for 1.3H:1V slopes. The major proportion of water load goes into the foundation upstream from the dam axis. Neither sliding nor uplift is a problem. Design of slopes has therefore been based on a traditional 1.3H:1V precedent that evolved for hard rock rockfill and hard rock foundations, with occasional variations. The historical 1.3H:1V slopes were altered to 1.4H:1V by judgment for the 525 ft (160 m) Areia Dam (Fig. 4) out of respect for its unprecedented height, and by the knowledge that rockfill shear strength under the higher internal pressure is lower. For Areia, the downstream rock slopes are actually 1.25H:1V between haul roads on the face, 1.4:1 being an average control slope. For weaker rockfill or less competent foundations, flatter slopes have been used, and have been based on stability analysis. For example, at Cabin Creek, fill downstream from the axis is compacted earth over a rockfill drainage zone, and the downstream slope is 1.75H:1V.

Design variables in compacted rockfill, for different rocks and dam heights, include varying layer thickness, use of water, and number of passes of vibratory roller. Zoning on the main rockfill is established so as to meet requirements of compressibility and permeability. Low compressibility is generally desirable in any concrete-face dam, but special abutment zones—particularly low compressibility—are desirable for the higher dams. Ordinarily, zoning for compressibility is automatically compatible with requirements for permeability and economy. Normal

rockfill zoning provides safety during construction, in the event of flooding before the concrete face is placed. Any credible leakage after the face is placed has been shown to be negligible compared to the ability of rockfill to accept leakage safely (Ref. 7, p. 87).

Upstream Face Rockfill.—With the advent of compacted rock, the older practice of crane-placed rockfill under the concrete face was abandoned. In the early compacted dams, it was believed that about a 13 ft (4 m) horizontal width zone of 2–10 in. (5–25 cm) particle size rockfill would be a good base for the face slab when the face, compacted by a vibratory roller, was drawn up the slope. The theory was that nothing could erode in the event of concrete face leakage. However, such a material had no binder, and tended to loosen when forms and reinforcing were being placed. It was also more pervious than desirable in event of a flood before concrete face placement. It was used until, at Cethana, unprocessed tunnel muck and some quarry-run, fine rockfill from thin-bedded quartzite was used beneath the face. This material provided a dense, semi-pervious, and nonerodible base, and became the precedent for future dams. Present practice is to use a finer, well-graded material with maximum size in the 3–1-1/2 in. range (10.2–3.8 cm), well-graded down to sand size, with 5–15% passing the no. 100 mesh. It was attempted on some projects to obtain such material by using select, quarry-run, jaw-crusher-run material, but it was often too coarse. Present specifications have a grading envelope that may require more processing than just crusher-run material.

The face-supporting zone is usually 12 ft (4 m) in horizontal width at the top and remains at that width for dams under 330 ft (100 m) in height. For Areia, it was widened to 33 ft (10 m) at the base. The thicker width provides more of this relatively incompressible, more semi-pervious material for the case where the partially completed dam may act as a cofferdam. Placement is in 14–20 in. (0.4–0.5 m) layers with four passes of 10 static ton, smooth drum, vibratory roller. On the face, the roller is first pulled up the slope without vibration for several passes, and then the face is given 4–6 passes with vibration. At the abutments this premium zone may be flared for high dams or steep abutments.

Face Slab.—The face slab has no horizontal joints, and vertical joints are cold joints with waterstops for most of the face. A simple horizontal construction joint with reinforcing going through is used when it is necessary to interrupt placement. During construction, moderate compression develops in more than 90% of the face due to rockfill settlement. With no normal water load on the face, the rockfill cannot transfer significant load to the face and, consequently, to the perimeter joint. When water load is applied, downstream movement of the embankment pulls the concrete face away from the perimeter joint, resulting in some tension areas in the face (20). Near the top, the perimeter joint opening occurs due to the lateral component of rockfill movement toward center of dam. The slab floats on the rockfill, with moderate compressive stress in more than 90% of the area and with acceptable tension for a short distance in a direction approximately normal to the perimeter. These are just favorable natural occurrences, and permit use of nearly any abutment shape (Fig. 7). For a nearly vertical abutment (e.g., Jacambu) the perimeter joint must be designed for more vertical offset since the

ter load is tran. ed through a greater column of rockfill. This is rtly taken care of by thickening, at the abutments, the high modulus ne under the face.

The trend in face design has been toward thinner slab thickness and ver percentage reinforcing, as shown in Table 2. Both economical trends e justified by the uniformity and low compressibility of compacted rock. ne face slab thickness formula of $t = 1 + 0.003H$ in feet ($0.3 + 0.003H$ eters) is economical and is desirable for maximum flexibility. Ade- ate life for high gradients has been established. The reinforcing no nger needs to function to allow for distribution of load onto crane- ced and dumped rock, but rather serves only as temperature steel. ne first departure from the traditional dumped rockfill practice of 0.5% nforcing steel each way was a reduction to 0.4% at Areia. A per- centage of 0.35 has since been used for several dams. On some new signs, 0.3% is planned in slabs on lower dams, where stresses are nservatively estimated to be in compression, although 0.4% is still used ar the perimeter. There has been no incident of face cracking in com- pacted rockfill dams, except for some minor horizontal shrinkage cracks, hich are of no consequence.

The concrete facings of two early dams—McKay in 1925 and Buck's eek in 1928—and those of many other dams exceeding 165 ft (50 m) height were designed with no joints and continuous reinforcing (24). ey have not shown any appreciable distress and continuous horizon- l reinforcing is acceptable. Continuous vertical pours and reinforcing, ith cold joints as required, is now standard and successful practice. ontinuous reinforcing through vertical face panel joints—as recently sed at Turimiquire and Yacambu (Venezuela), Khao Laem (Thailand), d Batang Ai (Indonesia)—is still considered optional. The concrete face sentially floating on the rockfill monolithically with low compressive resses.

Dense and impervious concrete, having 28-day strengths typically be- een 3,000 psi and 3,500 psi (20 MPa and 24 MPa), functions satisfac- rily under high hydraulic gradients. A higher strength concrete (higher ment content) is generally not considered desirable, since it is subject e greater shrinkage cracking and since soundness and impermeability e more important than strength.

Face Slab Placement in Stages.—For high dams, placement of the face b in two or more stages of elevation may be sometimes desirable and onomically justifiable. This procedure has been used on some lower ms, but its successful use during the construction of the Areia Dam s demonstrated the feasibility of this placement sequence in high dams. The upstream, trapezoidal, 318-ft (97-m) high rockfill of Areia was ickly placed to give 1:500-yr flood protection without the concrete face ee Fig. 4) (21).

The remaining height and volume of rockfill followed. All the rockfill ce was placed to design line. When the total concrete face was com- eted, check surveys were made up the face, determining the slope cation at 3.3 ft (1 m) vertical intervals to compare design line to existing e. The lower 130 ft (40 m) was exactly on design line. Downstream ovement had been 0–2 ft (0.6 m) between 130–260 ft (40–80 m) in ight, then decreasing to zero at crest height of 525 ft (160 m). All read-

ings were on a very smooth curve. The top of the 2f (30 m) of the earliest placed rockfill and concrete had moved down. m normal to the face for a distance of 2 ft (0.6 m) during the period of remaining rockfill placement. During reservoir filling, that point at 260 ft (80 m) in height, the center of the 525-ft (160-m) high dam of 2,720 ft (828 m) crest length, moved downstream 2.6 ft (0.72 m), a negligible amount in the center of a 1,500,000 sq ft (139,000 sq m) surface area with 2,720 ft (828 m) crest length.

There is detailed evidence to support the feasibility of concrete place- ment in stages convenient to the contractor. The starter, or trapezoidal slabs on the perimeter joint, may also be placed on a schedule conve- nient to the contractor. An added advantage of the acceptability of this construction technique occurs when it becomes necessary to raise con- crete-face rockfill dams.

Construction Scheduling.—For dam projects in general and for hydro projects in particular, construction at minimum cost and within the shortest possible schedule is highly desirable, and, in this connection, compacted rockfill dams with upstream concrete membranes have cer- tain important advantages over other types of dams.

Except in cold climates where low temperatures and heavy snow may limit the construction year, adverse weather, especially rainfall, does not affect a full year construction schedule for concrete-face rockfill dams, unlike earth core rockfills. Also, the removal of cutoff excavation and grouting from the critical path affords both the designer and the con- tractor a certain degree of flexibility that assures a secure cutoff and has schedule and economic advantages.

Apart from the production of good simple design and clear specifi- cations, other features of a concrete-face rockfill dam construction that contribute to a fast and economic schedule include: well-planned river handling; avoidance of multiple handling of rockfill by arranging direct placement of material from required excavation in the dam; and ade- quate contractor capability, which can be limited to the provision of a few types of major equipment and the possession of conventional con- struction know-how for excavation and for rockfill and concrete placement.

River Handling.—A major consideration in river handling during con- struction is the amount of stored water that could be released by failure of the cofferdam or partially completed dam, and the consequences of overtopping failure to third parties and the project. In the normal case of seasonal flooding, it is usual to design for two diversion flood risks: (1) About 3–10 yr return period, when overtopping would not release enough storage to create a significant flood; and (2) about a 200–1,000 yr return period, when a large flow can be temporarily stored, and overtopping failure would be equivalent to a dam failure.

Fig. 4 shows the approach adopted during the construction of the Ar- eia Dam (21) where a 10-yr return period risk was taken for the initial closure cofferdam, and a 500-yr return period risk adopted for a stage of the partially completed dam. Overtopping of the low upstream cof- ferdam, which would only flood the toe slab work, is generally accept- able. The main "cofferdam," which is formed subsequently by rapid construction of the upstream portion of the main dam, is zoned to store water without the concrete face and with acceptable leakage. A tem-

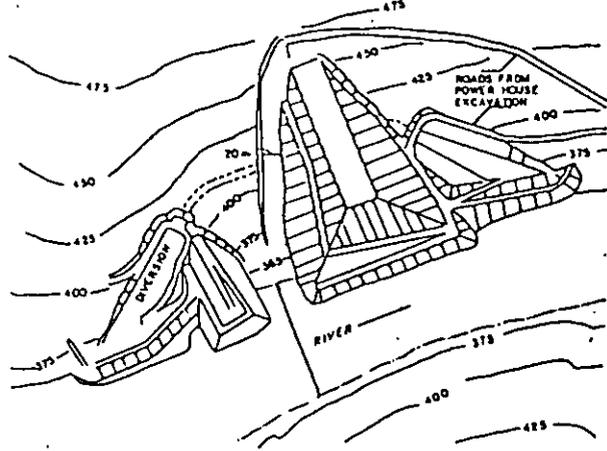


FIG. 8.—Concrete-Face Rockfill Prior to Diversion

porarily flooded toe slab can always be pumped dry after the flood without causing any delays in the construction schedule.

Fig. 8 shows a typical diversion procedure that could be used on major and wide rivers, and on riverbeds of exposed bedrock or acceptable dense and strong gravels. In this case, the temporary upstream rockfill toe was 66 ft (20 m) downstream from the toe slab, permitting work to proceed on the main rockfill and on the toe slab at the same time. Rockfill placed below water level is dumped sound rockfill on rock. This construction procedure permitted the contractor to begin diversion tunnel and powerhouse excavation simultaneously, using excavated rockfill directly in the dam, and leaving a restricted channel until diversion is made. Thus, the riverbed toe slab is placed downstream from a low, high risk cofferdam. The powerhouse was on the critical path, and no stockpiling of rockfill was necessary.

River handling at sites that are subject to flash flooding or year-round flooding poses special problems. In Australia, where such conditions are common, the development of the "reinforced rockfill" concept has provided a solution to this problem. The use of this technique at the Goo-gong Dam enabled the partially completed dam to be overtopped by 10 ft (3 m) in 1976 without significant damage to the dam.

Rockfill Placement.—The rockfill zone immediately under the face should provide a semi-pervious zone that, when placed, has minimum segregation and a nonerodible and firm face to resist rainfall erosion before concrete placement, and should provide a firm working surface. Such a material should be dense and have a high modulus of compressibility. It should be desirably semi-pervious, at about 10^{-3} to 10^{-4} cm/s. Particle size should grade from 1-1/2 or 3 in. down to 5-15% passing the no. 100 sieve. For some rock types it may be necessary in specifications to require a very fine crusher (VFC—Barber Greene or equivalent) or to obtain adequate fines by blending fines with a coarser crusher-run material.

In placing a zone at the edge of a steep slope, 1.3-1.4H:1V, it

is not practical to windrow by motor patrol or dozer to the face. A practical procedure is to windrow to 2 ft (0.6 m) from edge, and then, from occasional dumped loads, to pick unsegregated material up with wide bucket Gradall, followed by setting the bucket edge on the face plane, rotating it to dump the material, pulling the bucket up in plane of face, and, finally, tamping with the bucket. Segregation is avoided, and a minimum amount rolls down the face.

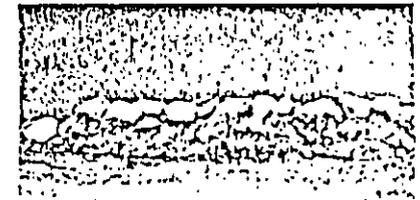
The face rock is subject to rainfall erosion and to disturbance by workers in constructing the face. Several methods have been used after face vibration. At Areia, a spray coat of emulsified asphalt was covered by a shotcrete-applied dry sand, and additional face vibration was applied. At several dams, 2-3 in. (5-7.5 cm) concrete is roughly screeded in 10-13 ft (3-4 m) applications. Shotcrete, 1-2 in. (2.5-5 cm), has also been used. The contractor is responsible for maintenance of the rock face and can select a method of protection.

Rockfill placement procedures are well-known. The zoning is important, in that low compressibility should be provided where needed, and economy and drainage by thicker downstream zone lifts can be achieved where low compressibility is not needed.

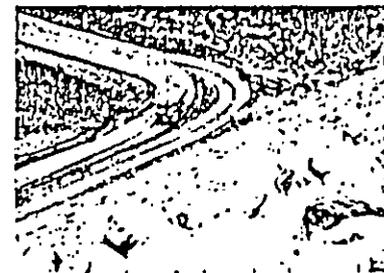
Special rockfill placement at the downstream face (or on both faces of an earth core rockfill dam) can be accomplished economically to produce a good appearance or riprap. An example is Chivor, as constructed by Impregilo, and shown in Fig. 9. Fig. 9(a) shows large rocks from selected dumped loads being dozed to face. In Fig. 9(b), a second layer of large rock has been dozed up on a ramp of smaller quarry-run rockfill to the 6.6 ft (2 m) level of the next layer. The dozing puts the high point or



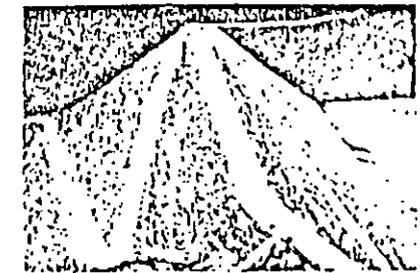
A. DOZING FACE ROCK



B. FACE ROCK DOZED TO 2 M LAYER



C. COMPLETED DOWNSTREAM FACE



D. COMPLETED DAM

FIG. 9.—Esmeralda Dam—Chivor Project—Photos of Rockfill Face

edge of the rock at the design line, with no protrusion greater than 6 in. (15 cm). Figs. 9(a-b) show the surface achieved.

Local oversteepening of slopes saves rock and permits design and construction flexibility. Slopes steeper than 1.3H:1V may be used adjacent to haul roads and will not be subject to any ravelling. For the 525-ft (160-m) high Areia, 1.25H:1V slopes were used with road centered on a 1.4H:1V control slope. For example, a 1H:1V slope was used on the outer fill slope of the Bilbao-Biarritz Autopista (26). The instrumented limestone fill showed no spreading of the 160-ft (50-m) high 1H:1V slope. To obtain steeper than 1.3H:1V slopes, large rocks must be dozed to the face.

FACE SLAB CONSTRUCTION

Face Slab.—A single slip form with 4 ft (1.3 m) contacting face can travel at 6.6–10 ft (1–3 m) per hour on a 1.3H:1V slope, placing 2.5 in. (6 cm) slump concrete. Delivery of concrete can be by bucket, pumpcrete or chute. Chutes have been used at Areia, Chuza, and Khao Laem and are most often used on such high dams where crane placement is not possible. A finishing platform is carried on the screed to allow wood float finishing as necessary. Where a horizontal, cold, construction joint becomes necessary, care is required to avoid honeycomb concrete. The excess concrete beyond design line has ranged between 3 and 5 in. (7.5 and 12.5 cm).

Joints.—The installation of waterstops needed to make joints watertight and the placement of dense concrete at the joints needs to be done with utmost care, with close supervision if good watertight performance of these joints is to be ensured.

Parapet Wall.—The provision of parapet walls on the crest of rockfill dams has certain important advantages. Not only does the provision of the parapet wall replace a layer of rockfill that is not really required for stability, but the use of the high parapet walls, typically 10–13 ft (3–4 m) in height, provides the convenience of a wide working crest for the concrete face slip form placement. The vertical wall also provides best wave control.

Instrumentation and Surveillance.—The installation and monitoring of appropriate instrumentation and the proper interpretation of readings obtained from such instrumentation have to become accepted as an integral part of the design of dams. Information yielded by such an instrumentation program often provides verification that the performance of the dam is within acceptable limits and facilitates comparison between actual and predicted behavior of the dam. For concrete-face dams, the main value of an instrumentation program is to contribute to the data base for the design of future dams. Instrumentation often consists of the installation of joint meters on the perimeter joints, settlement gages, face and rockfill crest movement monuments, and leakage weirs. Water level type settlement gages are used internally to determine the modulus of compressibility of the rockfill. Inclinometers are used on dams higher than about 394 ft (120 m), where movements normal to the face are measurable.

The principal means of surveillance for rockfill dams is leakage mea-

surement. If the downstream toe is submerged, the downstream cofferdam, or a low impervious zone in the downstream toe can be used to collect seepage and support a weir, as was done at Areia (21). Excessive face leakage, should it occur, can be located by sonic equipment, using a hydrophone and sound level meter. Such leakage may be reduced to an acceptably low level by placing dirty fine sand under water, by caulking of joints, or other means. The use of an approximate filter grading under the face, means that placement of a dirty sand on a leakage location can seal the leak.

FUTURE HIGHER CONCRETE FACE ROCKFILL DAMS

Future design of concrete-face compacted rockfill dams in excess of the present 525 ft (160 m) in height will have to address the important question of face movements under water load. For dams between 525 and 1,000 ft (160 and 300 m) in height, the current site and material requirements are a nonerodible rock foundation, with special treatment as required, and a reasonably high compressive modulus rockfill. Since face movements are directly proportional to the square of the height and inversely proportional to the modulus of compressibility, the face movements of higher dams can be predicted. The modulus of existing high dams and their movements are known, and the desired modulus for a future dam can be attained by specifying the compaction to achieve what is required, (27).

Esmeralda Dam, which is 777 ft (235 m) in height, and Chicoasen Dam, which is 856 ft (251 m) in height, are both of the earth core type, are well-instrumented, and have, by their excellent performance to date, established the general feasibility of constructing rockfill dams to this height. This experience with high earth core type rockfill dams, when combined with the experience already gained on the face movements of existing lower concrete-face dams, assist in providing a basis for the design of higher concrete-face rockfill dams.

A design concept for a proposed 800 ft (244 m) concrete-face compacted rockfill dam is shown in Fig. 10. This design employs a combination upstream earth core and concrete-face dam in the lower 400 ft (122 m) and a simple concrete-face rockfill in the upper 400 ft (122 m). Perimeter joint movement would still have to be predicted and designed for. At Areia, which is 525-ft (160-m) high, maximum perimeter joint offsets and openings were under 2 in. (5 cm) for a low modulus, basalt rockfill (21). At and near the crest, several vertical joints opened. The vertical joints that were expected to open had been constructed with multiple waterstops. The horizontal tension zone in the rockfill, where such waterstops had been placed, can be predicted with reasonable accuracy.

The upstream core feature in the lower 400 ft (122 m) is in the narrow lower part of the canyon (see Fig. 10). It does not represent a major cost feature and should not affect schedule. At Anchicaya (10) and Areia (21), some earth material was used as a concrete face crack healer, assuming cracks might occur or joints might leak. The concept proposed here uses a thicker earth zone, with wider foundation treatment, and a processed filter under the concrete face, thus providing both earth core and con-

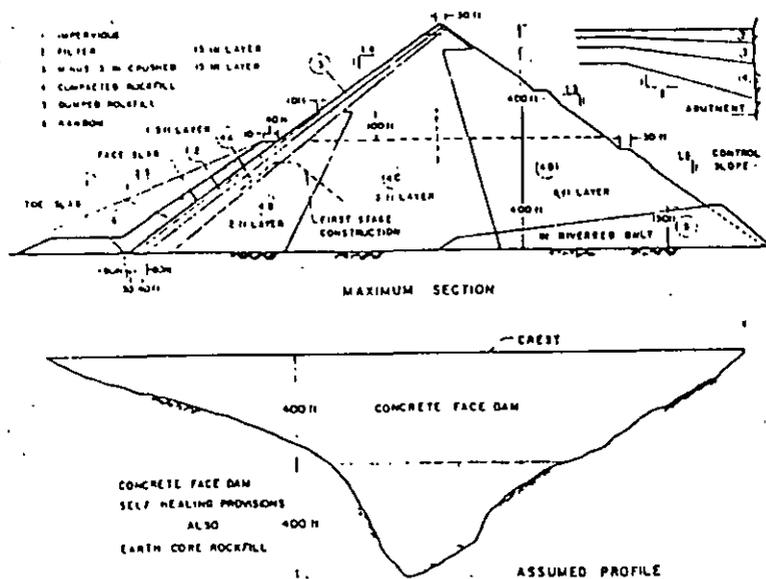


FIG. 10.—Section of Conceptual 800-ft (245-m) Concrete-Face Rockfill Dam

crete-face features in the lower 400 ft (122 m).

The upstream core for the 800-ft (244-m) high combination embankment can reasonably be expected to sustain a higher gradient than that for conventional earth core rockfills. Though many of today's central core dams have thicknesses yielding gradients of 3 or 4, the Growdon-Alcoa dams have gradients of 9, and Kenney and Brownlee, 7. This experience suggests that a core thickness yielding a gradient of about 10 would be reasonable where a concrete face and filter back up exists. Foundation treatment would be the same as for the earth core rockfill dam, even though backed up by nonerodible dowelled toe slab.

The layer thickness and compaction of rockfill zones for the 800-ft (244-m) high dam would be carefully planned to provide maximum modulus of compressibility where high modulus is needed. Economy could be achieved by using thicker layers where high modulus is not needed and greater permeability is fundamentally desirable. Desired relative permeabilities are favorably matched with compressibility requirements. Dumped rockfill proposed for zone 5 provides necessary filtering at top and high drainage at the bottom. In that zone, compression arising from the lower modulus of dumped rockfill would not affect concrete face movement.

Conditions that would especially favor the construction of high concrete face rockfill dams include requirements for maximum seismic resistance, high precipitation or cold weather conditions, scarcity of or unfavorable properties of earth material, need for minimum risk in river handling, shortest schedule, and low cost.

CONCLUSION

I have presented a chronicle of modern rockfill dam design, culmi-

nating in a description of the practice of the concrete-face rockfill dam design as it exists today. It has been a story of evolution that has brought the concrete face rockfill dam to a significant place in contemporary dam engineering. Certainly, it should now be considered in all dam and layout alternative studies.

What I have described here is a process that is more evolutionary than revolutionary, in which engineering progress came about principally as a consequence of cautious trial and error. The concrete-face rockfill dam was not "invented," but rather developed by contributions of many engineers, beginning in the early days with J. Growdon, L. H. Harza, I. C. Steele, and K. Terzaghi. More recent progress in developments of the modern concrete face rockfill dam can be similarly credited to many organizations and engineers: The Hydroelectric Commission of Tasmania, SMEC and other Australia organizations, Ingetec of Colombia, COPEL and ELETROSUL of Brazil, Kaiser Engineers, and Electric Generating Authority of Thailand (EGAT). Among the engineers who must be included in credits for current progress in concrete-faced rockfill dams are J. L. Sherard, T. M. Leps, J. W. Libby, Victor F. B. de Mello, N. L. Pinto, C. S. Ospina, B. Materon, I. L. Pinkerton, J. K. Wilkins, M. D. Fitzpatrick, and J. Hacas.

Editing for publication by Richard Meehan and ASCE GE personnel and staff is gratefully acknowledged.

APPENDIX.—REFERENCES

1. Cooke, J. B., "Symposium on Rockfill Dams," *Transactions, ASCE*, Vol. 104, 1960.
2. Galloway, J. D., "Symposium—The Design of Rockfill Dams," *Transactions, ASCE*, Vol. 104, 1939, pp. 1-92.
3. "High Rockfill Dams—Q31," *Eighth ICOLD Congress Papers*, Vol. III, pp. 579-894, and *Discussions*, Vol. V, 1964, pp. 438-553.
4. Cooke, J. B., "Design, Methods of Construction, and Performance of High Rockfill Dams," *Eighth ICOLD Congress*, Vol. IV, 1964, pp. 595-621.
5. Davis, C. V., "Rockfill Dam," Chapter 6, *Handbook of Applied Hydraulics*, 2nd Ed., I. C. Steele, ed., McGraw Hill Book Co., Inc., New York, N.Y., 1952.
6. Fucik, E., Montford, and Edbrooke, F. E., "Ambuklao Rockfill Dam, Design, and Construction," *Transactions, ASCE*, Vol. 125, Part I, 1960, pp. 1207-1227.
7. Hirschfeld, R. C., and Poulos, S. J., *Embankment Dam Engineering*, John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y., 1972.
8. Good, R. J., "Kangaroo Creek Dam—Use of a Weak Schist as Rockfill for a Concrete Face Rockfill Dam," *Twelfth ICOLD Congress*, 1976, Vol. 1, Q44-R33, pp. 645-665.
9. Mackenzie, P. R., and McDonald, L. A., "Use of Soft Rock in Mangrove Creek Dam," *20th ANCOLD General Meeting*, 1980.
10. Regalado, G., et al., "Alto Anchicaya Concrete Face Rockfill Dam—Behavior of the Concrete Face," *Fourteenth ICOLD Congress*, 1982, Vol. IV, Q55-R30, pp. 517-535.
11. Seed, H. B., "Foundation and Abutment Treatment for High Embankment Dams on Rock," *ASCE*, Vol. 98, No. SM10, Paper 9269, Oct., 1972.
12. Davis, C. V., and Sorensen, K. E., "Concrete Face Rockfill Dams," Chapter 19, I. C. Steele and J. B. Cooke, eds., *Handbook of Applied Hydraulics*, 3rd Ed., McGraw Hill Book Co., Inc., New York, N.Y., 1974.
13. Sierra, J., et al., "Chivor Dam—Design—Rockfill—Performance," *Proceedings of the Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires, Argentina, Vol. II, 1975, pp. 277-325.

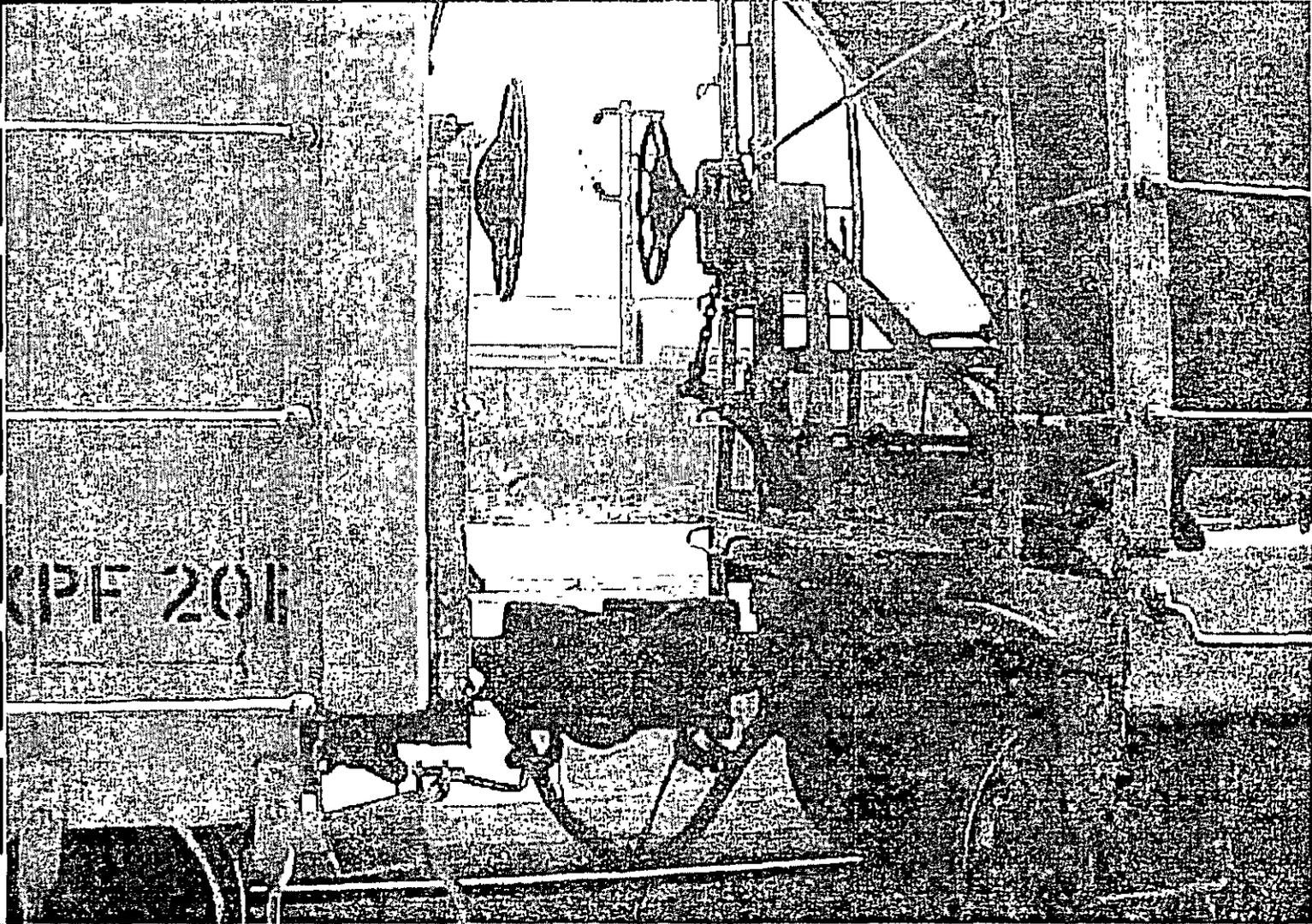
14. Hacelas, J. E., Ramirez, C. A., "Interaction Phenomena Observed in the Core and Downstream Shell of Chivor Dam," *Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Specialty Session 8, June, 1977.
15. Moreno, E., and Alberro, J., "Behavior of the Chicoasen Dam: Construction and First Filling," *Fourteenth ICOLD Congress*, 1982; Vol. 1, Q52-R9, pp. 155-182.
16. Alberro, J., and Moreno, E., "Interaction Phenomena in the Chicoasen Dam: Construction and First Filling," *Fourteenth ICOLD Congress*, 1982, Vol. 1, Q52-R10, pp. 183-202.
17. Marsal, R. J., "Monitoring of Embankment Behavior," *Fourteenth ICOLD Congress*, 1982, Vol. 1, Q52-R84, pp. 1451-1466.
18. Leps, T. M., "Review of Shearing Strength of Rockfill," *Proceedings*, ASCE, Vol. 96, No. SM4, July, 1970.
19. Wilkins, J. K., et al., "The Design of Cethana Concrete Face Rockfill Dam," *Twelfth ICOLD Congress*, Vol. III, 1973, pp. 25-42.
20. Fitzpatrick, M. D., Liggins, T. B., and Barnett, R. H. W., "Ten Years Surveillance of Cathana Dam," *Fourteenth ICOLD Congress*, Vol. 1, Q52-R51, 1982, pp. 847-865.
21. Pinto, N. L. de S., Materon, B., and Lago Marquez, P., "Design and Performance of Foz do Areia Concrete Membrane as Related to Basalt Properties," *Fourteenth ICOLD Congress*, Vol. IV, Q55-R51, 1982, pp. 873-905.
22. Wilson, S. D., and Marsal, R. J., "Current Trends in Design and Construction of Embankment Dams," ASCE, prepared for ICOLD, C. S. Ospina, Chairman, and ASCE, W. F. Swiger, Chairman, 1978.
23. Peck, R. B., "Where has all the Judgement Gone," *Fifth Laurits Bjerrum Memorial Lecture*, National Research Council of Canada, 1980.
24. Sherard, J. L., "Earth and Earth-Rock Dams," John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y., 1963.
25. Seed, H. B., et al., "Performance of Earth Dams During Earthquakes," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, No. GT7, Paper 13870, July, 1978, p. 992.
26. Miranda, M. A. R., et al., "Comportamento de un Gran Pedraplen Construido con un Talud de 45 Grados," *Revista de Obras Publicas*, June, 1977, pp. 479-490.
27. Cole, B. A., "Concrete Faced Rockfill Dams in the Pieman River Power Development," *Paper C1335*, Institution of Engineers, Australia, submitted Mar. 24, 1982.
28. Terzaghi, Karl, "From Theory to Practice in Soil Mechanics," *Selections from the writings of Karl Terzaghi*, John Wiley and Sons, New York, N.Y., 1960.



01-183

CARROS

- INICIO**
- REQUERIMIENTOS AAR**
- INTERCAMBIO**
- MANTENIMIENTO**
- ADMINISTRACION**
- REPARACIONES**



CPE 201



DIPLOMADO EN OPERACIÓN FERROVIARIA

UNIDADES DE ARRASTRE



INTRODUCCION

INICIO

**REQUERIMIENTOS
AAR**

INTERCAMBIO

MANTENIMIENTO

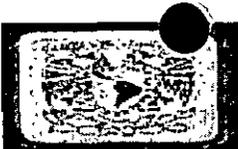
ADMINISTRACION

REPARACIONES

CLASIFICACION DE FERROCARRILES DE ACUERDO A AAR

- Clase 1. Son aquellos cuyo promedio anual de ingresos por operación es igual o mayor de 256.4 millones USD
- Clase 2. Son aquellos cuyo promedio anual de ingresos por operación es entre 20.5 y 256.4 millones USD
- Clase 3. Son aquellos cuyo promedio anual de ingresos por operación es menor a 20.5 millones USD





REQUERIMIENTOS AAR

INICIO

**REQUERIMIENTOS
AAR**

INTERCAMBIO

MANTENIMIENTO

ADMINISTRACION

REPARACIONES

Con el fin de conducirse eficientemente en el intercambio de tráficos, los ferrocarriles y propietarios de carros, a través de la Asociación de Ferrocarriles Americanos (AAR) han promulgado varios códigos de restricciones y reglas.

Para regular el intercambio de carros y tráfico, se han formulado diversas clasificaciones de códigos. Tres de los más importantes son los siguientes:

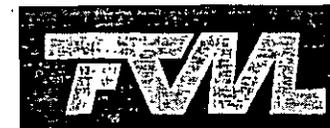
- ◆Reglas de Intercambio
- ◆Reglas del Car Hire (renta diaria)
- ◆Reglas de Servicio de Carros (Car Service)





DIPLOMADO EN OPERACIÓN FERROVIARIA

UNIDADES DE ARRASTRE



REQUERIMIENTOS AAR

INICIO

**REQUERIMIENTOS
AAR**

INTERCAMBIO

MANTENIMIENTO

ADMINISTRACION

REPARACIONES

REGLAS DE INTERCAMBIO.

Proporciona la reglamentación para la practica del intercambio de unidades de arrastre. Están formuladas como guía para el justo y apropiado manejo de las diferentes situaciones que se presentan entre el propietario del carro y las líneas que manejan y entre mismas líneas.

REGLAS DEL CAR SERVICE

Se relaciona con el uso y documentación domésticos de carros extranjeros. Estas reglas describen el procedimiento que gobierna el regreso automático del equipo intercambiado, bajo las diferentes condiciones del movimiento de tráfico, y están relacionadas con las Reglas de Car Hire

REGLAS DEL CAR HIRE

Proporciona la reglamentación que gobiernan las contingencias importantes, que tiene que ver con los acuerdos entre compañías, por carros usados en el tráfico de intercambio.





REQUERIMIENTOS AAR (UMLER)

INICIO

**REQUERIMIENTOS
AAR**

INTERCAMBIO

MANTENIMIENTO

ADMINISTRACION

REPARACIONES

UMLER (UNIVERSAL MACHINE LANGUAGE EQUIPMENT REGISTER):- Es un archivo que contiene fechas de inspección requeridos por las Reglas de intercambio de la AAR para varios componentes de carros, contiene también detalles específicos de dimensiones externas e internas, capacidades de carga expresadas en galones/pie cúbico, tara, así como equipo especial en unidades de arrastre, trailers y contenedores.

RESPONSABILIDAD

Es obligatorio que todo propietario reporte toda unidad de arrastre, de equipo de mantenimiento de vía, dispositivos de telemetría, chassises, trailers, contenedores, equipo intermodal y bogies reporten en el Registro UMLER.

USOS.

Es la fuente oficial de la industria para aceptar carros al servicio de intercambio de acuerdo a las Reglas 90 y 93 del Manual de Campo. El registro debe ser preciso para que sea incluido en el Car Hire Accounting Rate Master (CHARM)

Es la fuente oficial para determinar la tara y capacidad de carga de un carro, así como de pruebas de aire y de carros certificados para servicio extendido de 50 años.

Los departamentos de tráfico de varios ferrocarriles utilizan la información de tara y capacidad en sus sistemas automatizados de facturación.

Los departamentos mecánicos programan el mantenimiento basados en las fechas de inspección de varios componentes.





REQUERIMIENTOS AAR (MECANICOS)

INICIO

**REQUERIMIENTOS
AAR**

INTERCAMBIO

MANTENIMIENTO

ADMINISTRACION

REPARACIONES

REGLA 88 MANUAL DE REGLAS DE INTERCAMBIO

El propósito de esta regla es especificar los requerimientos mecánicos mínimos para todos los carros en servicio de intercambio.

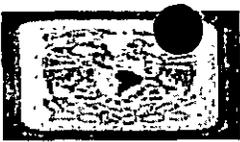
Periodo:

Los carros construidos en o después de Julio 1 de 1974, están limitados a 50 años de servicio.

Equipo de frenos de aire

- Equipo de frenos de aire "AB" requerido en todos los carros
- Equipados con una válvula de retención a presión. El tubo de freno de aire y sus conexiones deberán ser extra durables (reforzados) excepto el niple y llave angular.
- Los carros deberán estar equipados con zapatas de composición de alta fricción aprobadas por la AAR o con zapatas de hierro vaciado de alta proporción de fósforo.
- La conexión del freno de mano entre el árbol del freno y la varilla deberá ser de cadena





REQUERIMIENTOS AAR (PROHIBIDOS EN INTERCAMBIO)

INICIO

REGLA 90 CARROS Y/O PARTES PROHIBIDAS EN INTERCAMBIO

REQUERIMIENTOS AAR

PERIODO:

Los carros con más de 40 años de servicio contados a partir de su fecha de construcción original excepto a lo previsto en la regla 88

INTERCAMBIO

Los carros que no estén debidamente registrados en el UMLER de la AAR

MANTENIMIENTO

Componentes obsoletos diversos

ADMINISTRACION

REPARACIONES





REQUERIMIENTOS AAR (INSPECCION Y REPARACION)

INICIO

**REQUERIMIENTOS
AAR**

INTERCAMBIO

MANTENIMIENTO

ADMINISTRACION

REPARACIONES

REGLA A

Todos los ferrocarriles que manejen carros de carga, así como también todos los propietarios de carros de carga de intercambio, deben subscribirse a las Reglas de Intercambio de la AAR

INSPECCION

Cada uno de los ferrocarriles que manejan carros es responsable de las condiciones de todos los carros que se encuentren sobre sus propias líneas.

Utilizar el formato "B" o su equivalente al internar los carros a los patios
Los toneles de carros tanque, antes de ser aceptados para su movimiento, deben ser inspeccionados para ver que no tengan fugas.



Faint, illegible text at the bottom of the page, likely bleed-through or a footer.



REQUERIMIENTOS AAR (INSPECCION Y REPARACION)

INICIO

**REQUERIMIENTOS
AAR**

INTERCAMBIO

MANTENIMIENTO

ADMINISTRACION

REPARACIONES

REPARACIONES

Todos los carros deberán ser reparados dentro de lo posible, por el propietario de los mismos, siempre que esto resulte práctico.

Las reparaciones a carros cargados se concretarán a las mínimas que sean necesarias para garantizar tanto la seguridad del personal operativo, como también el movimiento seguro de los carros y la protección de la carga.

Las reparaciones a carros vacíos que no vayan a ser posteriormente cargados por la línea que los repara, excepto las reparaciones hechas a las puertas de los furgones, deberán limitarse a las mínimas necesarias para garantizar tanto la seguridad del personal operativo, como también el movimiento seguro.

Las reparaciones a carros vacíos que vayan a ser posteriormente cargados por la línea que los repara, o cualquier línea del mismo distrito de cambio, no deberán exceder de las 16 horas, para la protección de la carga, a menos que el propietario sea notificado y lo autorice.

Las reparaciones de camino referidas en estas Reglas y que son de responsabilidad del propietario del carro pueden ser realizadas por instalaciones para reparación de carros que actúen como agentes del ferrocarril, sin necesitar de la disposición del propietario del carro. El ferrocarril es responsable de que se lleven a cabo las reparaciones al carro, así como también de elaborar las tarjetas de reparación, para el cobro al propietario del carro.





REQUERIMIENTOS AAR (INSPECCION Y REPARACION)

INICIO

REPARACIONES

**REQUERIMIENTOS
AAR**

FURGONES Y GONDOLAS

Las reparaciones hechas a las puertas de los furgones (incluida la tornillería y el riel o carril) no deberán exceder de 8 horas por carro, a menos que el propietario sea notificado y lo apruebe.

INTERCAMBIO

La mano de obra para enderezar los extremos de las góndolas deberá corresponder a lo indicado en la sección B.2 de la Regla 75

MANTENIMIENTO

Para efectos de la aplicación de todas las Reglas de Intercambio, los carros se considerarán pertenecientes a la compañía o particular a la que correspondan las marcas que ostenten.

ADMINISTRACION

REPARACIONES





REQUERIMIENTOS AAR (INSTRUMENTOS DE MEDICION Y PUBLICACIONES)

INICIO

**REQUERIMIENTOS
AAR**

INTERCAMBIO

MANTENIMIENTO

ADMINISTRACION

REPARACIONES

ESCANTILLONES

- Aparato de pruebas de frenos de carro individual
- Escantillón para ruedas de acero
- Escantillón para tramar ruedas
- Escantillón para desgaste de adaptadores
- Escantillón para limite de condenación para acoplador “E”
- Escantillones para muelas tipo “E” y “F”
- Escantillón para soportes aseguradores de carros plataforma
- Escantillón para desgaste de cielo de pedestal

PUBLICACIONES

- Manual de Campo de Reglas de Intercambio
- Código de pruebas de Frenos de Aire para Carros
- Normas de seguridad para Carros Carga de Ferrocarril (FRA)
- Cartas Circulares
- Manual de Estándares y Prácticas Recomendadas.





INTERCAMBIO DE CARROS

INICIO

Intercambio:

Es la transferencia o entrega de un carro de carga, de un subscriptor (o socio) a otro como se indica en el sistema de trenes II (TRAIN II) de la A.A.R.

**REQUERIMIENTOS
AAR**

INTERCAMBIO

**Tarjeta de
defectos:**

Es un documento en donde se acepta la responsabilidad de los daños o pérdidas de un carro de carga de intercambio, como se indica en la Regla 95 de la AAR.

MANTENIMIENTO

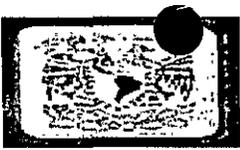
**Tarjeta de
información**

Es un documento que tiene como propósito relevar a la línea intermedia de la responsabilidad por los defectos descritos en la misma y servirá como aviso para el propietario, de que el FFCC que la expide investigará y dará aviso de las circunstancias que intervinieron para clasificar los defectos como responsabilidad del propietario o expedirá la tarjeta de defectos.

REPARACIONES

Si esta tarjeta es utilizada inadecuadamente para otros propósitos diferentes a los mencionados anteriormente, la parte que expida debe tener conocimiento que la misma tarjeta podrá ser usada como un documento de evidencia en el establecimiento de condiciones de un posible buen o mal uso.





INTERCAMBIO DE CARROS

INICIO

Certificado de
inspección
unida:

Es un documento que detalla la pérdida, averías o daños debidos al uso impropio o a defectos extensivos del carro de carga con responsabilidad para el propietario, como se indica en las Reglas 95 y 108 de la AAR (Apéndice "A")

Su uso básico es reportar la condición del carro cuando los daños no estén asociados por la tarjeta de defectos original; la participación en una inspección unida no establece responsabilidad o constituye un endoso (Regla 103).

"Las reparaciones a los carros reparados bajo la autorización de una tarjeta de defectos y/o certificado de inspección unida endosado, serán facturados contra la parte que la emita" (Manual de Oficinas Regla 112.B.1).

**REQUERIMIENTOS
AAR**

INTERCAMBIO

MANTENIMIENTO

ADMINISTRACION

Línea que
maneja:

Es el ferrocarril registrado en el sistema de trenes que tiene la posesión de un carro de carga en intercambio.

REPARACIONES

Línea que
entrega:

Es un suscriptor (o socio) que en el intercambio ofrece un carro de carga.





INTERCAMBIO DE CARROS

INICIO

REGLA 89

**REQUERIMIENTOS
AAR**

PROPOSITO

Esta Regla especifica las condiciones por las cuales se rige la entrega y la aceptación de los carros en intercambio.

INTERCAMBIO

INFORMACION GENERAL

La línea que entrega y que recibe mencionada en estas Reglas, incluye intercambios con talleres privados de reparación de carros y propietarios privados que son signatarios a estas Reglas.

MANTENIMIENTO

A los carros con daños o defectos de acuerdo a la Regla 95, deberán adherírseles una tarjeta de defectos cuando éstos sean ofrecidos en intercambio.

ADMINISTRACION

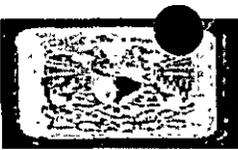
El ferrocarril que recibe los carros en un punto de intercambio, es responsable por los daños o averías causados debido a un uso indebido o impropio después de haber sido puestos en la vía de intercambio por la línea que entrega.

REPARACIONES

El daño o avería por uso impropio que ocurra entre el tiempo en que el inspector del ferrocarril que recibe rechaza una unidad y antes de ser regresado al ferrocarril que entrega es responsabilidad de la línea que recibe.

Después de que un carro haya sido aceptado por el inspector de la línea que recibe, la línea que entrega queda relevada de toda responsabilidad por averías al carro.





INTERCAMBIO DE CARROS

INICIO

ACEPTABLES EN INTERCAMBIO

**REQUERIMIENTOS
AAR**

CARGADO O VACIO

Los carros de cualquier edad que estén moviéndose para ser desmantelados siempre y cuando en su tarjeta de ruta indique "Moviéndose para ser desmantelados según Regla 90"

Los carros que ofrezcan seguridad para su movimiento, quedando esto al criterio de la línea que recibe.

Carros que cumplan con los requerimientos de la Regla 88

INTERCAMBIO

MANTENIMIENTO

NO ACEPTABLES EN INTERCAMBIO

CARGADO O VACIO

Furgones con puertas tipo tapón que no hayan sido cerradas y aseguradas.

Puertas tipo tapón o corredizas que hayan sido averiadas y que no estén aseguradas adecuadamente o que no estén colocadas en su interior y bloqueadas apropiadamente para evitar su movimiento en tránsito.

ADMINISTRACION

Que tengan o presenten condiciones como se indican en las Secciones A o B de la Regla 90.

Los carros que no lleven instrucciones propias de envío, transmisión y entrega.

Los carros de varios niveles con puertas de extremo abiertas.

Carros sobrecargados excediendo su límite de carga estencilado.

Cargados en exceso del peso total del límite sobre su riel, de acuerdo a la medida de sus ejes

REPARACIONES





MANTENIMIENTO

INICIO

**REQUERIMIENTOS
AAR**

INTERCAMBIO

MANTENIMIENTO

ADMINISTRACION

REPARACIONES

Como resultado de la inspección en patios, las unidades identificadas con ciertas condiciones de defectos de acuerdo a los límites de desgaste permisibles por las reglas de intercambio, son manejadas de la siguiente manera:

- Unidades con defectos de conservación. Se refiere a desgastes en componentes que no requieren ser internados a un taller para su reparación sino que ésta puede ser realizada en el mismo patio.
- Unidades con defectos ligeros o medianos. Se refiere a desgastes en componentes que necesariamente requieren de ser internados a un taller para su atención.
- Unidades que requieren reparaciones extensivas (Regla 108)



MANTENIMIENTO

INICIO

**REQUERIMIENTOS
AAR**

INTERCAMBIO

MANTENIMIENTO

ADMINISTRACION

REPARACIONES

Mantenimiento de conservación. (Regla 112 del Manual de Oficinas)

- o Remoción y aplicación de mangueras del freno de aire
- o Zapatas del freno
- o Chavetas de la zapata del freno
- o Chaveta redonda o plana
- o Lave angular o de extremo
- o Soporte completo de la manguera del freno
- o Gancho "S" de la cadena de seguridad de la manguera del freno
- o Pernos de muela
- o Ajuste de altura de la manguera de extremo

Reparaciones de camino (ligeras o medianas)

Son aquellas que pueden realizarse en vías de reparación o talleres y que no caen dentro de la clasificación de generales o pesadas.



MANTENIMIENTO

INICIO

**REQUERIMIENTOS
AAR**

INTERCAMBIO

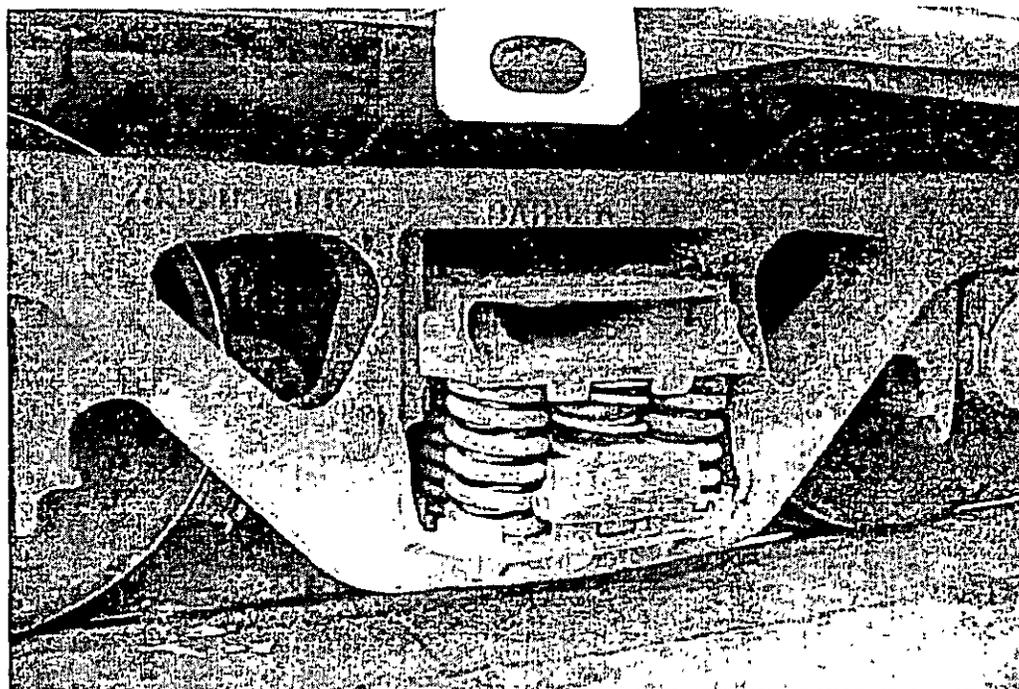
MANTENIMIENTO

ADMINISTRACION

REPARACIONES

Reparaciones pesadas o generales

Son aquellas donde la mano de obra por efectuar reparaciones permanentes al carro exceden de 36 horas incluyendo los trucks o bien, exceden de 25 horas excluyendo los trucks.



ASPECTOS ADMINISTRATIVOS

INICIO

- DISPOSICIONES SEGÚN REGLA 1

**REQUERIMIENTOS
AAR**

- TRANSBORDO O REACOMODO DE CARGA SEGÚN REGLA 92

INTERCAMBIO

- PROCEDIMIENTOS DE REPORTE A UMLER

MANTENIMIENTO

- RESPONSABILIDAD POR SOBRECARGA

ADMINISTRACION

- DAÑOS POR CONTAMINACION

REPARACIONES

- FORMATOS PARA USO EN INTERCAMBIO REGLA-102-103-104

- DISPOSICION – MANEJO DE EQUIPOS DAÑADOS O DESTRUIDOS

- VALOR DE LIQUIDACION

- REPARACIONES EXCESIVAS RESPONSABILIDAD DE LOS PROPIETARIOS

- REGLA DE ACEPTACION Y EJECUCION

- FACTURACION (REGLA 112 MANUAL DE OFICINAS)

- OBJECIONES (REGLA 112 MANUAL DE OFICINAS)





DIPLOMADO EN OPERACIÓN FERROVIARIA

UNIDADES DE ARRASTRE



INICIO

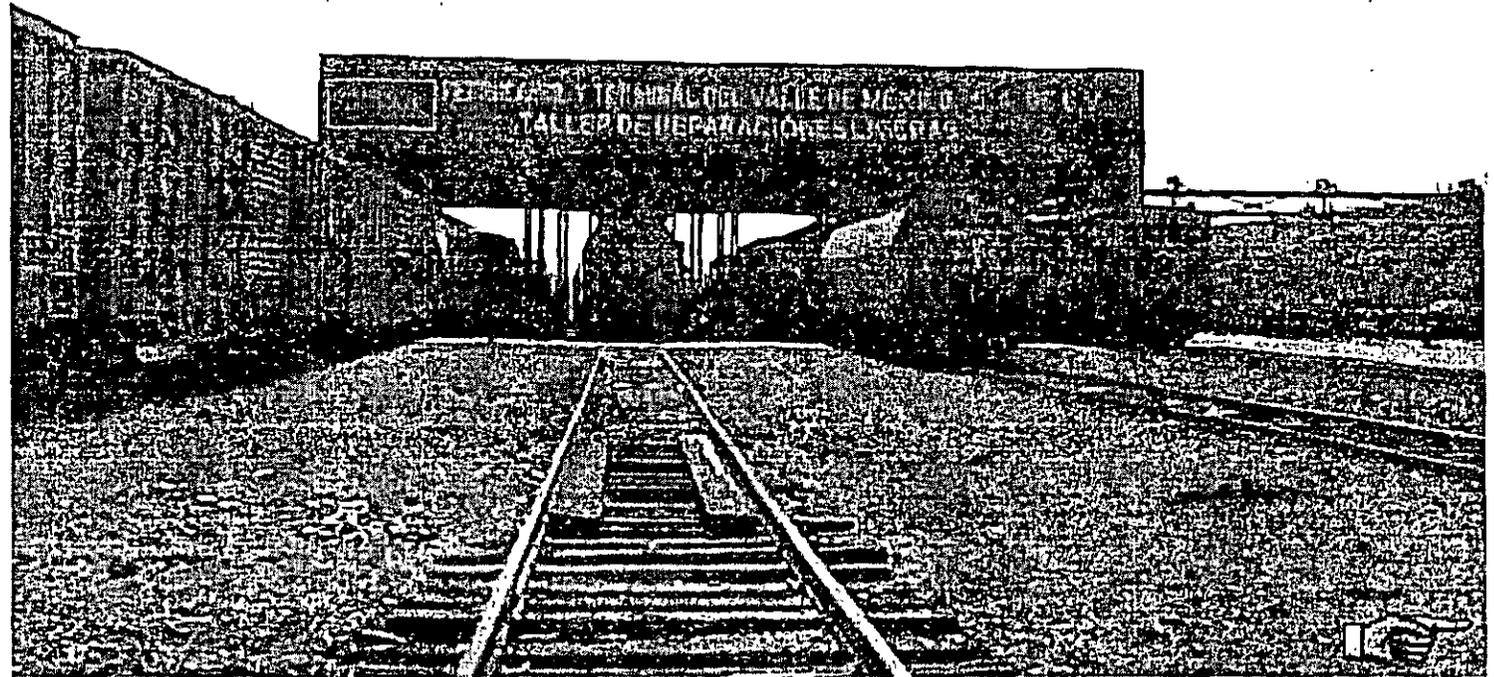
**REQUERIMIENTOS
AAR**

INTERCAMBIO

MANTENIMIENTO

ADMINISTRACION

REPARACIONES



**DIPLOMADO EN OPERACIÓN FERROVIARIA
UNIDADES DE ARRASTRE**



REPARACION DE CARROS

INICIO	CONCEPTO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV
REQUERIMIENTOS AAR	HORAS AAR FACTURADAS	1527.38	1519.02	1367.36	588.03	1435.15	1326.88	1418.26	1674.58	1542.38	1850.58	1332.60
INTERCAMBIO	CARROS REPARADOS	342	423	333	156	482	433	498	493	363	446	363
MANTENIMIENTO	CARROS REPARADOS POR OPERARIO AL DIA	0.66	0.81	0.85	0.86	0.88	0.79	0.88	0.89	0.75	0.83	0.74
ADMINISTRACION	HORAS AAR PROMEDIO POR CARRO	4.47	3.59	4.11	3.77	2.98	3.06	2.85	3.40	4.43	4.35	3.85
REPARACIONES	EFICIENCIA OPERATIVA	41.0%	41.1%	48.0%	45.2%	37.0%	34.7%	35.0%	42.3%	46.8%	48.5%	40.8%
	PERMANENCIA MEDIA	49,27	75,70	43,12	44,38	105,60	92,14	91,55	84,80	146,23	47,86	42,01