



Universidad Nacional de Misiones

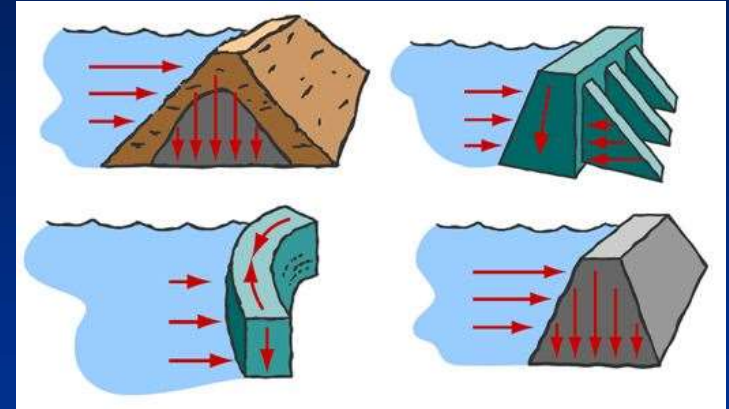
# CÁTEDRA DE OBRAS HIDRÁULICAS (CI457)

Ing. José A. Serra

Obras Hidráulicas – Estabilidad de Presas  
Ing. José A. Serra

# ESTABILIDAD DE PRESAS DE Hº

## Cargas Actuantes:



**La integridad estructural de una presa debe mantenerse en las diversas circunstancias o eventos que probablemente surgirán durante su servicio.**

El diseño es, por tanto, determinado por la consideración de un espectro de condiciones de cargas actuantes correspondientes. **En todas las circunstancias previsibles debe asegurarse la estabilidad de una presa y su cimentación, manteniendo los esfuerzos en niveles aceptables y sus cualidades impermeables esencialmente inalteradas.**

# ESTABILIDAD DE PRESAS

Las presas presentan una **complejidad en su respuesta estructural** que marca un fuerte contraste con la evidente simplicidad de su concepto estructural y su forma.

**Son estructuras tridimensionales asimétricas, construidas con materiales de propiedades mecánicas muy complejas y cimentadas sobre formaciones no uniformes y anisotrópicas**, lo cual se refleja en la interacción de la presa con su cimentación y con la respuesta estructural compleja de ambas cuando se someten a fluctuaciones en las cargas primordiales y a los efectos de una saturación progresiva.

**En comparación con la mayoría de las otras estructuras de ingeniería, las presas también requieren funcionar en o muy cerca de las cargas de diseño específicas durante una gran proporción de su vida útil.**

# ESTABILIDAD DE PRESAS

La distribución, magnitud y modo de acción de ciertas cargas pueden predeterminarse con mucha precisión. Ejemplos obvios son las cargas externas del agua y el peso propio de la estructura.

Otras cargas mayores, algunas igualmente importantes, son menos confiables en su predeterminación y pueden depender del tiempo, por ejemplo, las presiones internas de infiltración, debidas a la redistribución de cargas por las deformaciones de la cimentación o, en presas de concreto, por efectos térmicos asociados con la hidratación del cemento, etcétera.

**Es conveniente clasificar las cargas actuantes individuales como primarias, secundarias o excepcionales.** Dicha clasificación ayuda a apreciar apropiadamente combinaciones de cargas que se deben considerar en su análisis. La clasificación se hace en función de su aplicabilidad y de la importancia relativa de la carga.

# CLASIFICACIÓN DE LAS CARGAS

1. **Cargas primarias.** Se identifican como aquellas de **mayor importancia para todas las presas**, sin tener en cuenta su tipo, por ejemplo las del agua y las fuerzas relacionadas con la infiltración y el peso propio.
2. **Cargas secundarias.** Se aplican universalmente aunque en menor magnitud (por ejemplo, la carga de sedimentación) o, alternativamente, son **de mayor importancia sólo para ciertos tipos de presas** (por ejemplo, efectos térmicos dentro de presas de concreto).
3. **Cargas excepcionales.** Se designan así sobre la base de su aplicación general limitada o por su **poca probabilidad de ocurrencia** (por ejemplo, los efectos tectónicos o las cargas de inercia asociadas con la actividad sísmica).

# GENERALIDADES

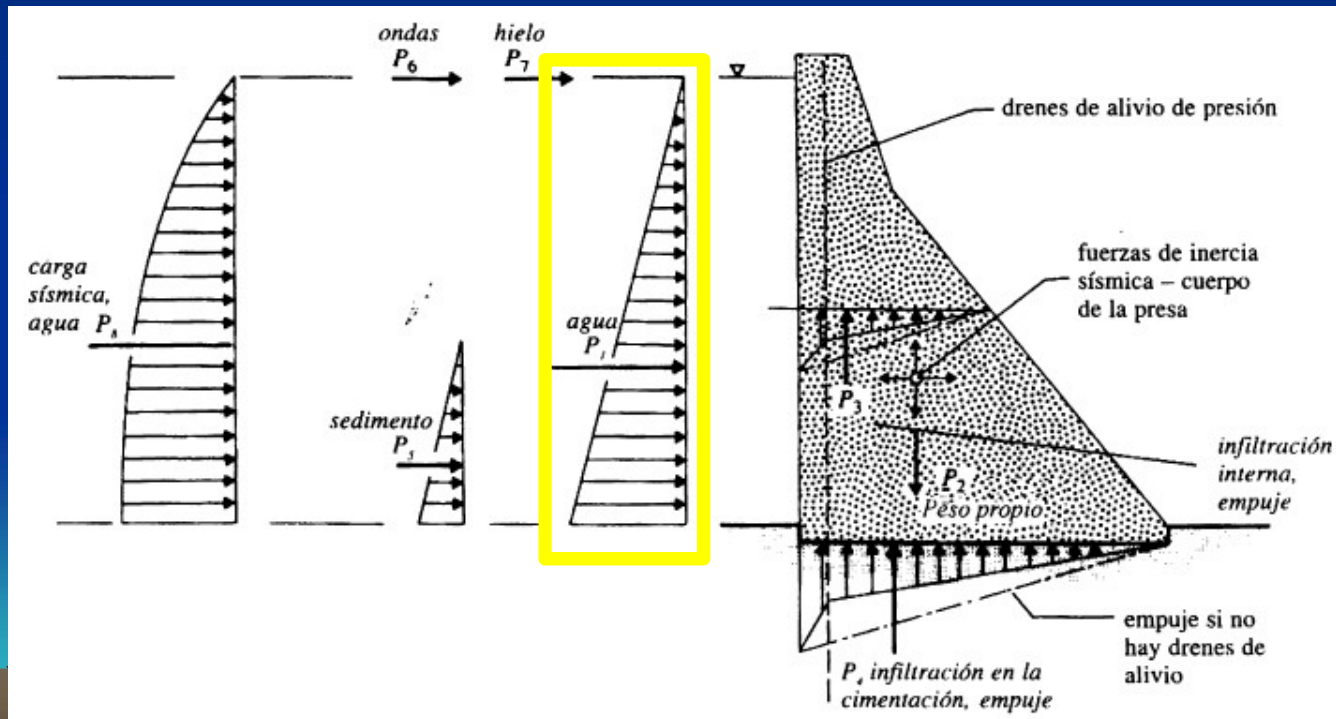
Las expresiones descritas en los párrafos siguientes definen las presiones y fuerzas resultantes sobre la sección por encima de X-X (interfaz presacimentación) y todos los planos horizontales similares, a través de la presa.

Por conveniencia en el análisis, **las cargas se expresan por metro de longitud de presa, es decir, se determinan para una sección transversal bidimensional con ancho unitario paralelo al eje de la presa.**

De manera similar es conveniente tener en cuenta algunas cargas utilizando sus **componentes horizontales y verticales**, identificadas mediante los subíndices asignados, ***Ph* y *Pv*** respectivamente.

# CARGAS PRIMARIAS

**Carga del agua.** Es debida a la distribución hidrostática de presión y tiene una resultante horizontal de la fuerza  $P_1$  (Nótese que la componente vertical de esta carga, también existirá en caso que el espaldón aguas arriba tenga un talud y las cargas equivalentes aguas abajo operasen en el espaldón respectivo).



# CARGAS PRIMARIAS

**Carga del agua.** La presión hidrostática externa,  $P_w$ , a una profundidad  $z_1$  se expresa como:

Empuje Horizontal

$$P_{wh} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot z_1^2 \text{ (Aguas Arriba)}$$

$$P_{wh'} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot z_2^2 \text{ (Aguas Abajo)}$$

Empuje Vertical

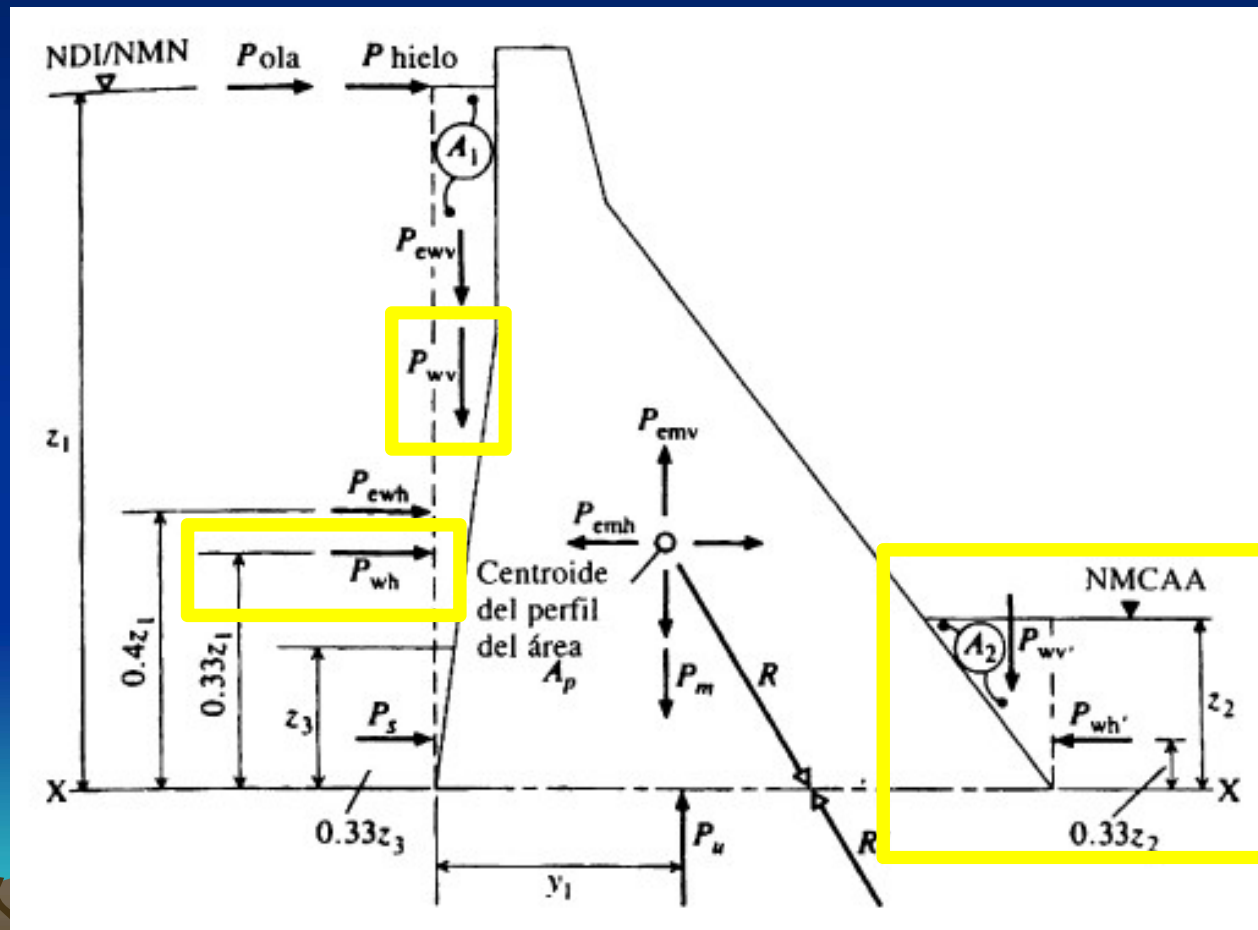
$$P_{wv} = \gamma_w \cdot A_1$$

$$P_{wv'} = \gamma_w \cdot A_2$$



# CARGAS PRIMARIAS

**Carga del agua.** La presión hidrostática externa,  $P_w$ , a una profundidad  $z_1$  se expresa como:



# CARGAS PRIMARIAS

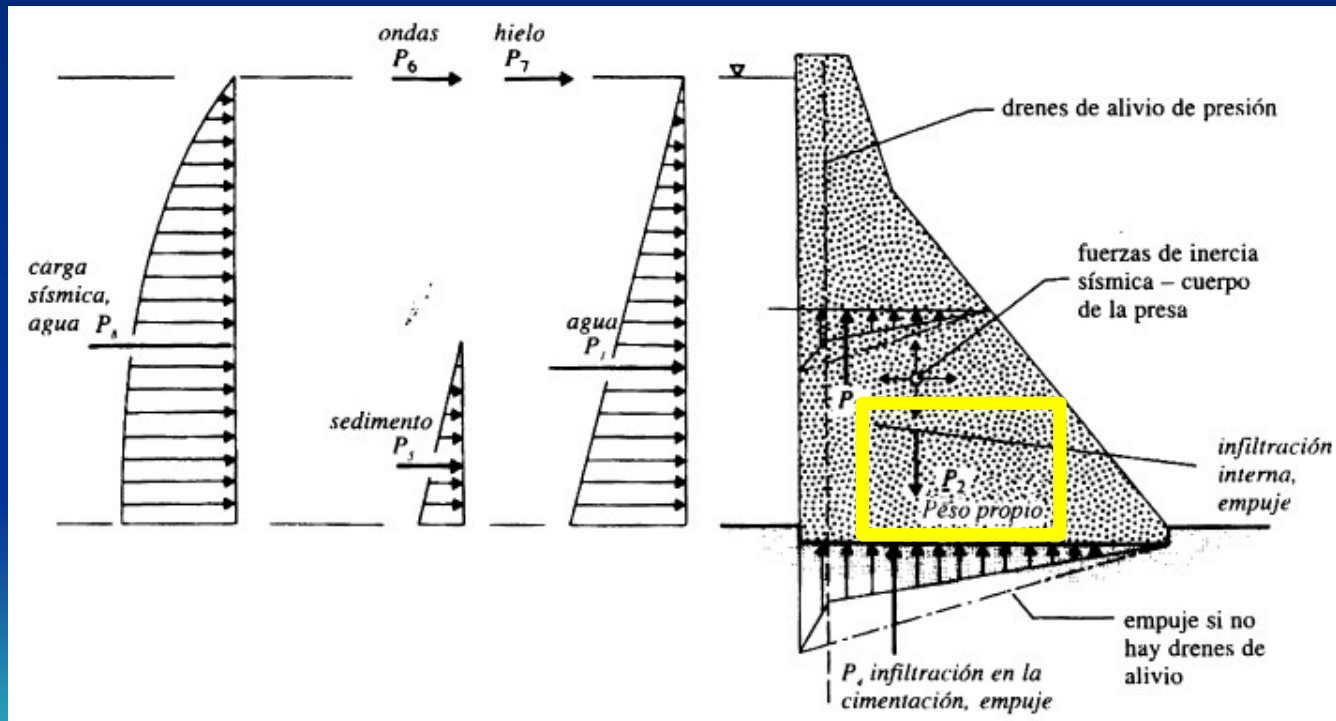
Con frecuencia se toma el peso específico:

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  por conveniencia en el análisis.

En unos pocos casos, por ejemplo, en las presas de desviación de inundaciones, se han utilizado concentraciones excepcionales de sedimento en suspensión después de eventos de inundaciones extremas para justificar un incremento marginal adicional en  $\gamma_w$ .

# CARGAS PRIMARIAS

**Carga del peso propio.** Se determina con respecto a un peso unitario apropiado del material. Para un análisis elástico simple, se considera que la fuerza resultante  $P_2$ , actúa a través del centroide de la sección.



# CARGAS PRIMARIAS

• **Carga del peso propio.** El peso propio de la estructura se toma en cuenta en términos de su resultante,  $P_m$  la cual se considera que actúa a través del centroide del área transversal  $A_p$  del perfil de la presa:

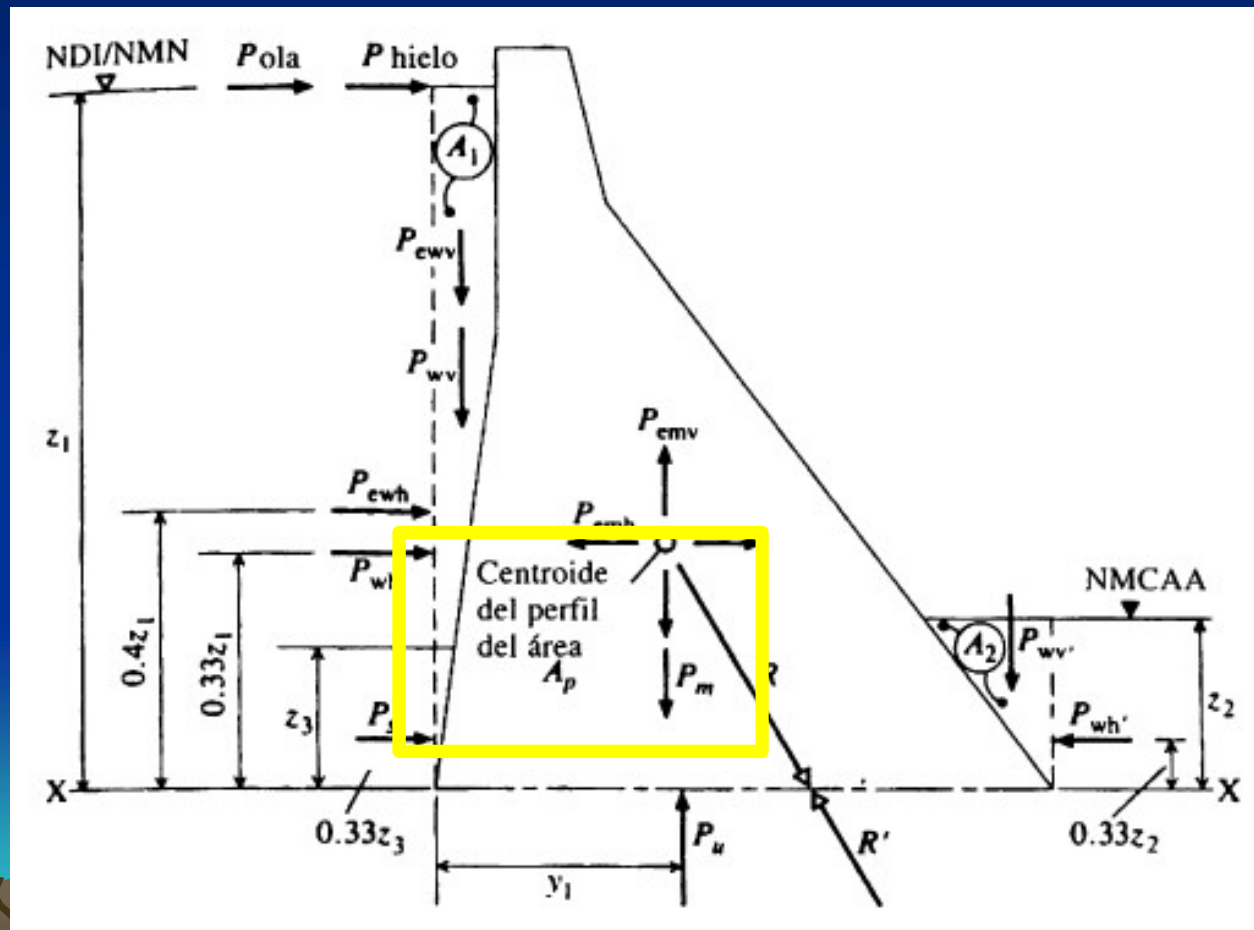
$$P_m = \gamma_{H^o} \cdot A_p$$

es el peso específico del concreto, que **se puede suponer como 24 kN/m<sup>3</sup>** a menos que se tengan datos específicos de ensayos de laboratorio o de muestras de núcleo.

Si existen las compuertas de cresta, otras estructuras auxiliares o equipos con peso importante también se deben tener en cuenta para determinar  $P_m$  y la posición de su línea de acción.

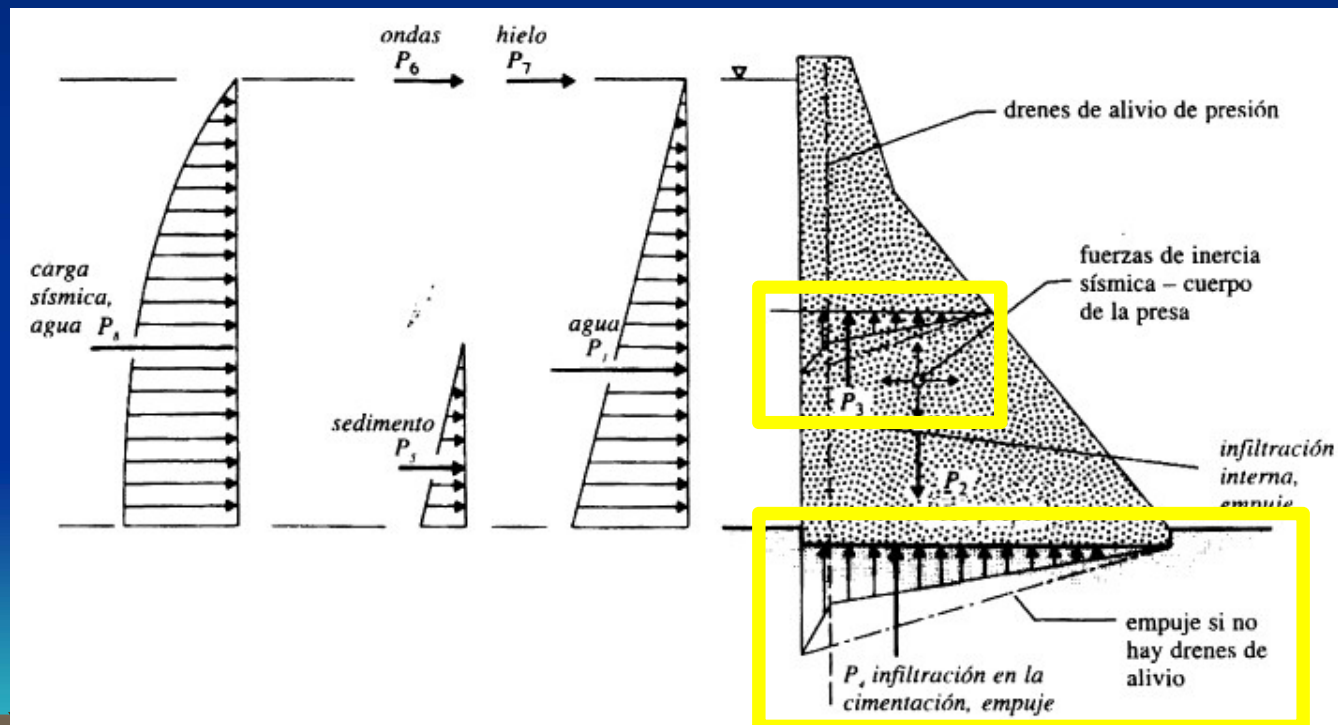
# CARGAS PRIMARIAS

## *Carga del peso propio.*



# CARGAS PRIMARIAS

**Carga de infiltración.** Los patrones de infiltración de equilibrio se desarrollarán dentro y por debajo de la presa, por ejemplo, en los poros y las discontinuidades, con una carga resultante vertical identificada como un empuje interno y externo  $P_3$  y  $P_4$ , respectivamente.



# CARGAS PRIMARIAS

**Carga de infiltración.** Las presiones intersticiales de agua,  $u_w$ , se originan dentro de una presa de concreto y su cimentación como resultado de la penetración preferencial del agua en discontinuidades, como planos de las uniones, grietas y fisuras finas, y también por infiltración dentro de la estructura de poros de la roca y el concreto.

La distribución teórica de presiones dentro del conjunto presa y su cimentación 'ideal', es decir homogéneo e intacto, se puede establecer a partir de la red de flujo. Se da una distribución de presión curvilínea a través del plano horizontal, como se indica en la figura.

**En la práctica, las distribuciones de presiones están regidas por la naturaleza y frecuencia de las discontinuidades presentes y son localmente indeterminadas.**

# CARGAS PRIMARIAS

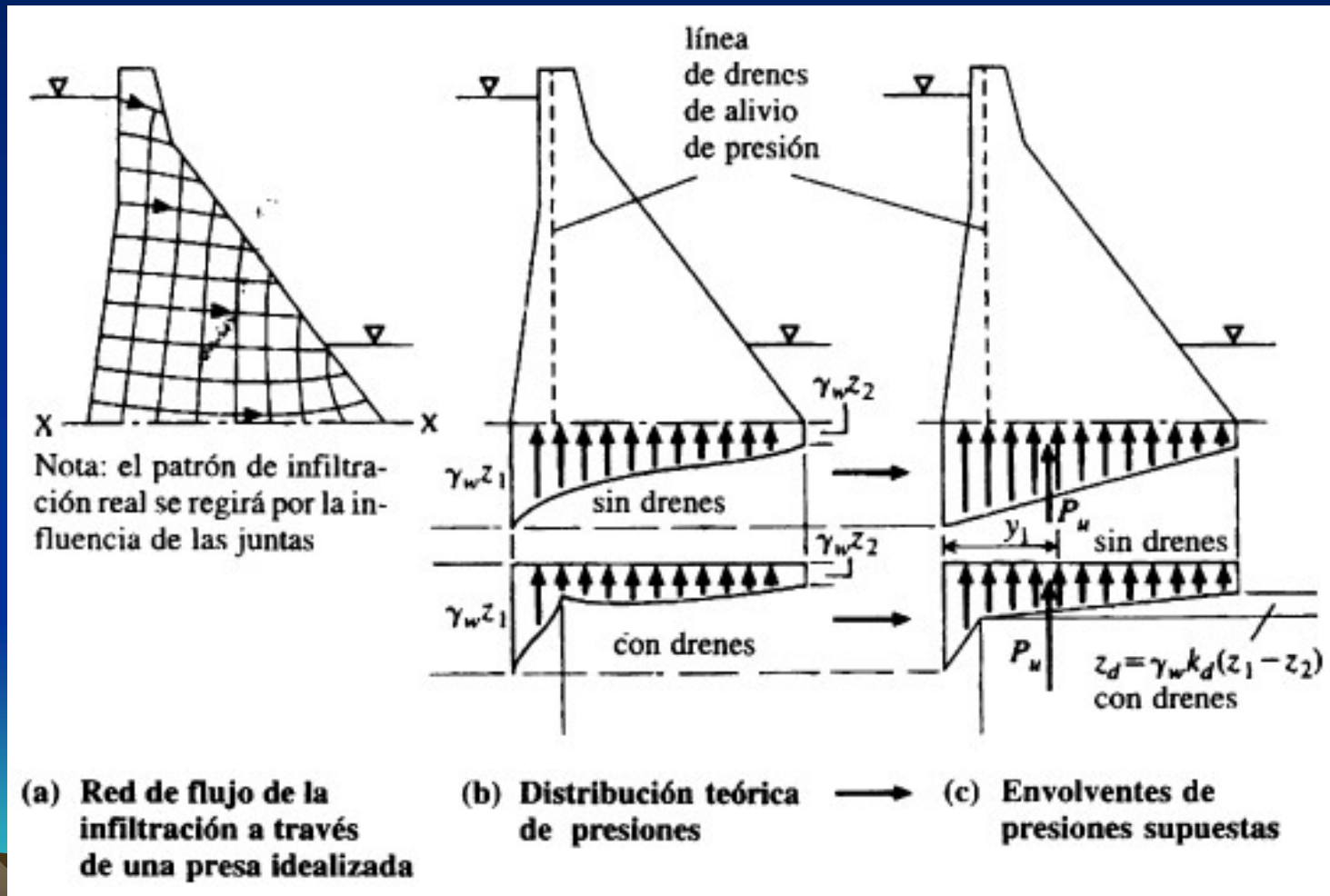
**Carga de infiltración.** Por tanto es habitual que se suponga una envolvente de distribuciones de presiones lineal o bilineal, si se instalan drenes de alivio. Se supone que las presiones disminuyen desde el valor hidrostático externo  $y_w z$ , en el paramento aguas arriba hasta la presión del cauce aguas abajo o hasta cero, de ser conveniente. Las envolventes de presiones lineales supuestas se muestran en el esquema de la figura.

**La carga de empuje,  $P_u$ ,** se representa por las componentes verticales efectivas resultantes de la presión de agua intersticial  $u_w$ . Se denomina empuje interno si se determina con respecto a un plano horizontal a través de la presa. Cuando se determina para un plano externo, puede identificarse como empuje de la base si ocurre en la interfaz presa-roca, o como empuje de la cimentación si se ejerce dentro de los horizontes de roca subyacentes.



# CARGAS PRIMARIAS

## Carga de infiltración.



# CARGAS PRIMARIAS

**Carga de infiltración.**  $P_u$  es una función de la presión media ( $u_w$  media) a través de un plano y del área efectiva del plano, que se define como la proporción relativa del área plana horizontal  $A_h$ , sobre la cual opera la presión intersticial, teniendo en cuenta el esqueleto mineral 'sólido', es decir, el área efectiva  $A'h = \eta.Ah$ , donde  $\eta$  es el coeficiente de reducción del área.

Si no se proporcionan drenes de alivio o si cesan de funcionar debido a la acción disolvente del agua y al taponamiento, entonces:

$$P_u = \gamma_w \cdot A'_h \cdot (Z_1 + Z_2)/2$$

$$P_u = \gamma_w \cdot A_h \cdot \eta \cdot (Z_1 + Z_2)/2$$

# CARGAS PRIMARIAS

**Carga de infiltración.** Estudios de laboratorio con concretos pobres, usuales en la construcción de presas, indican que  $\eta$  es un parámetro complejo y variable, y que su valor puede aproximarse a la unidad.

Teniendo en cuenta lo anterior, y para controlar las presiones intersticiales ejercidas por factores locales que son bastante indeterminados, es prudente especificar que  $\eta = 1.00$  para todos los propósitos analíticos.

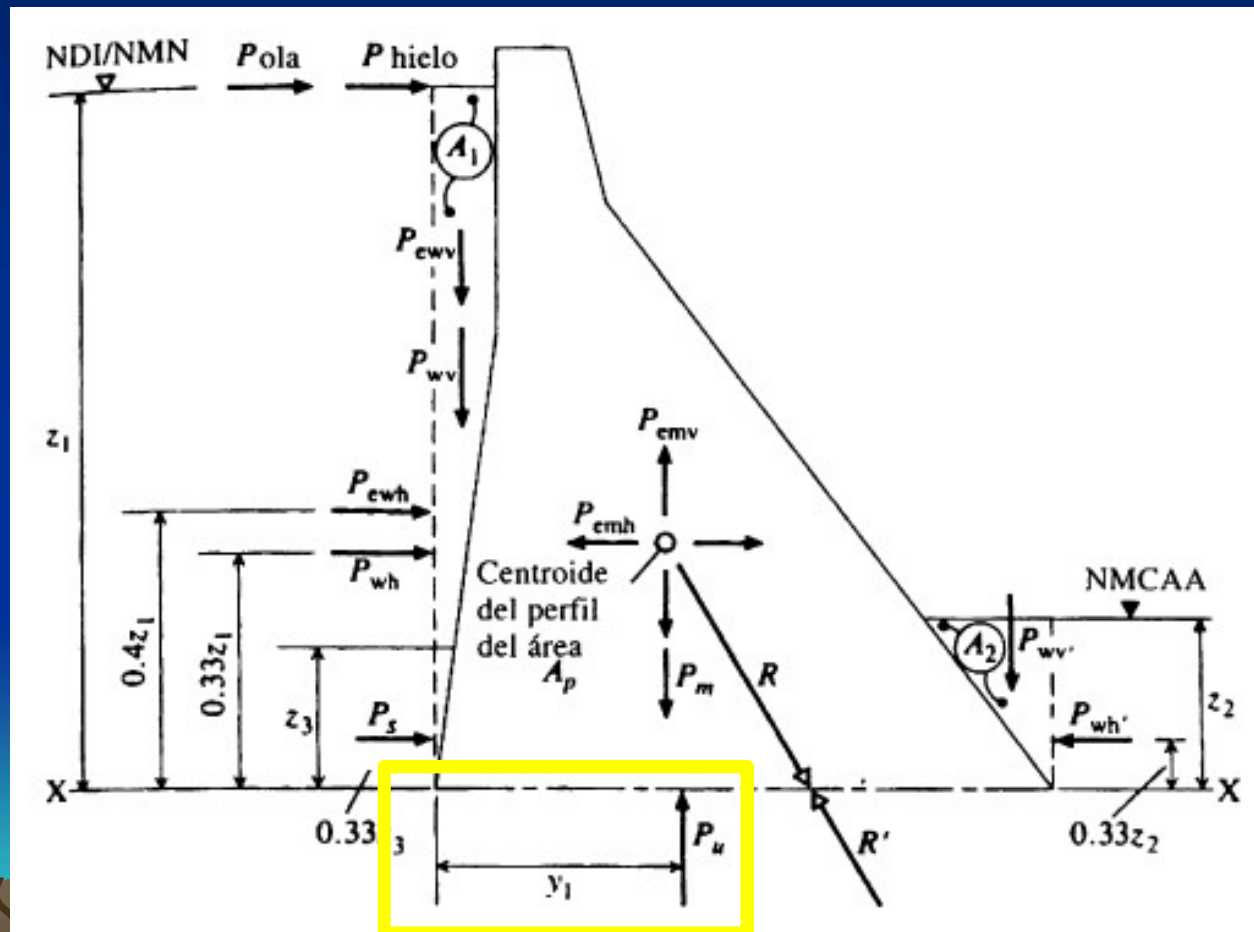
Nótese que  $P_u$  es entonces comparable en magnitud e importancia con la carga del agua,  $P_{wh}$ .

$P_u$  actúa en el centroide del diagrama de distribución de presiones a una distancia  $y_1$  del talón, y:

$$y_1 = \frac{T}{2} \cdot \frac{2z_2 + z_1}{z_2 + z_1}$$

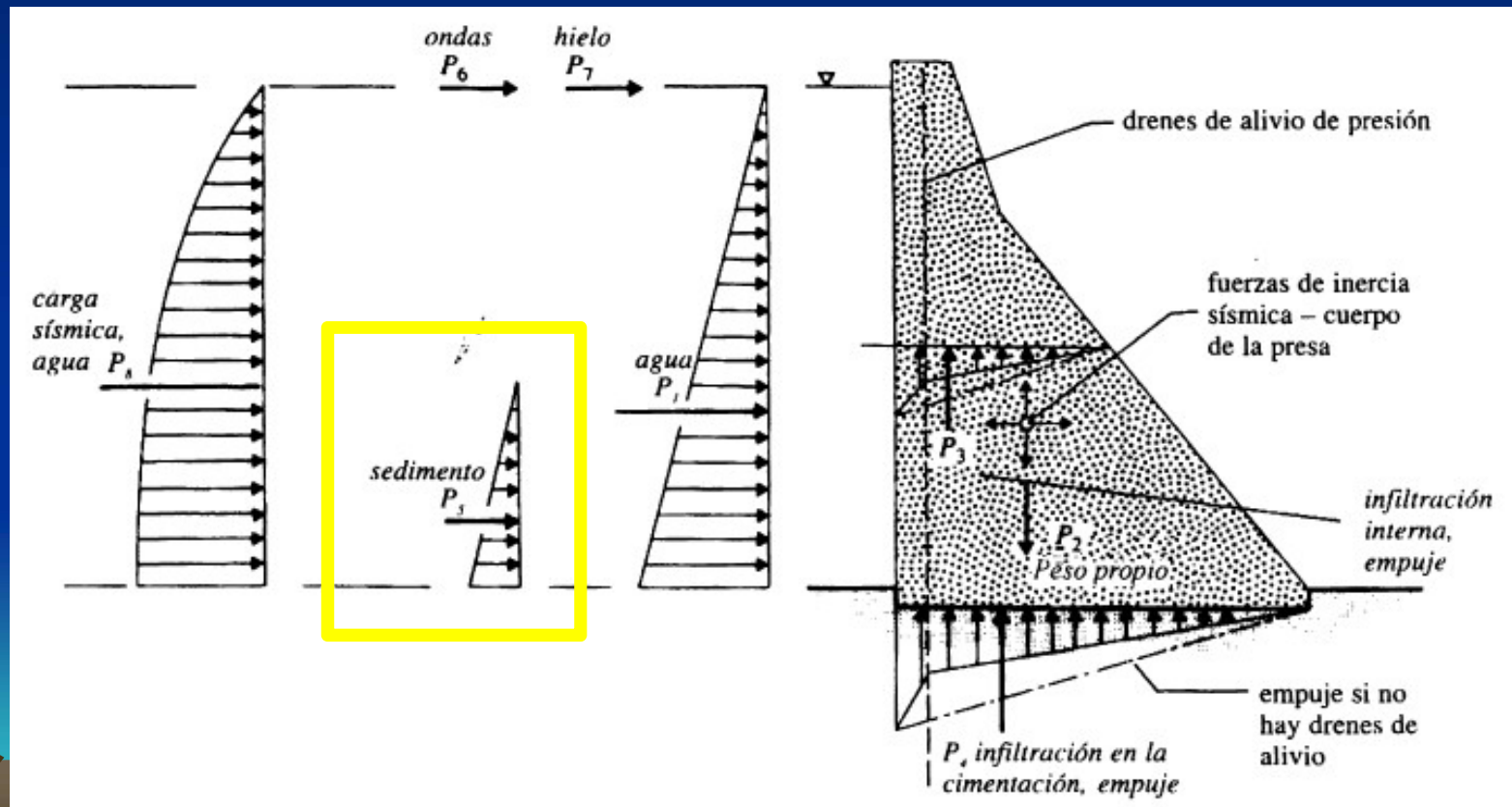
# CARGAS PRIMARIAS

## Carga de infiltración.



# CARGAS SECUNDARIAS

**Carga de sedimentación.** Los sedimentos acumulados generan un empuje horizontal, considerado como una carga hidrostática adicional equivalente con resultante  $P_5$ .



# CARGAS SECUNDARIAS

**Carga de sedimentación.** La acumulación gradual de depósitos importantes de sedimentos finos, principalmente limos, contra los paramentos de la presa generan una fuerza resultante horizontal,  $P_s$ .

La magnitud de  $P_s$ , que es adicional a la carga del agua, es una función de la profundidad del sedimento,  $z_3$ , el peso específico sumergido  $\gamma'_s$  y el coeficiente de presión lateral activo,  $K_a$ , es decir:

$$P_s = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma'_s \cdot z_3^2 \text{ (Aguas Arriba)}$$

$K_a \Rightarrow$  Coeficiente de Presión Lateral Activo

$$K_a = (1 - \text{sen } \Phi_s) / (1 + \text{sen } \Phi_s)$$

$\Phi_s \Rightarrow$  Angulo de Resistencia al Corte del Sedimento

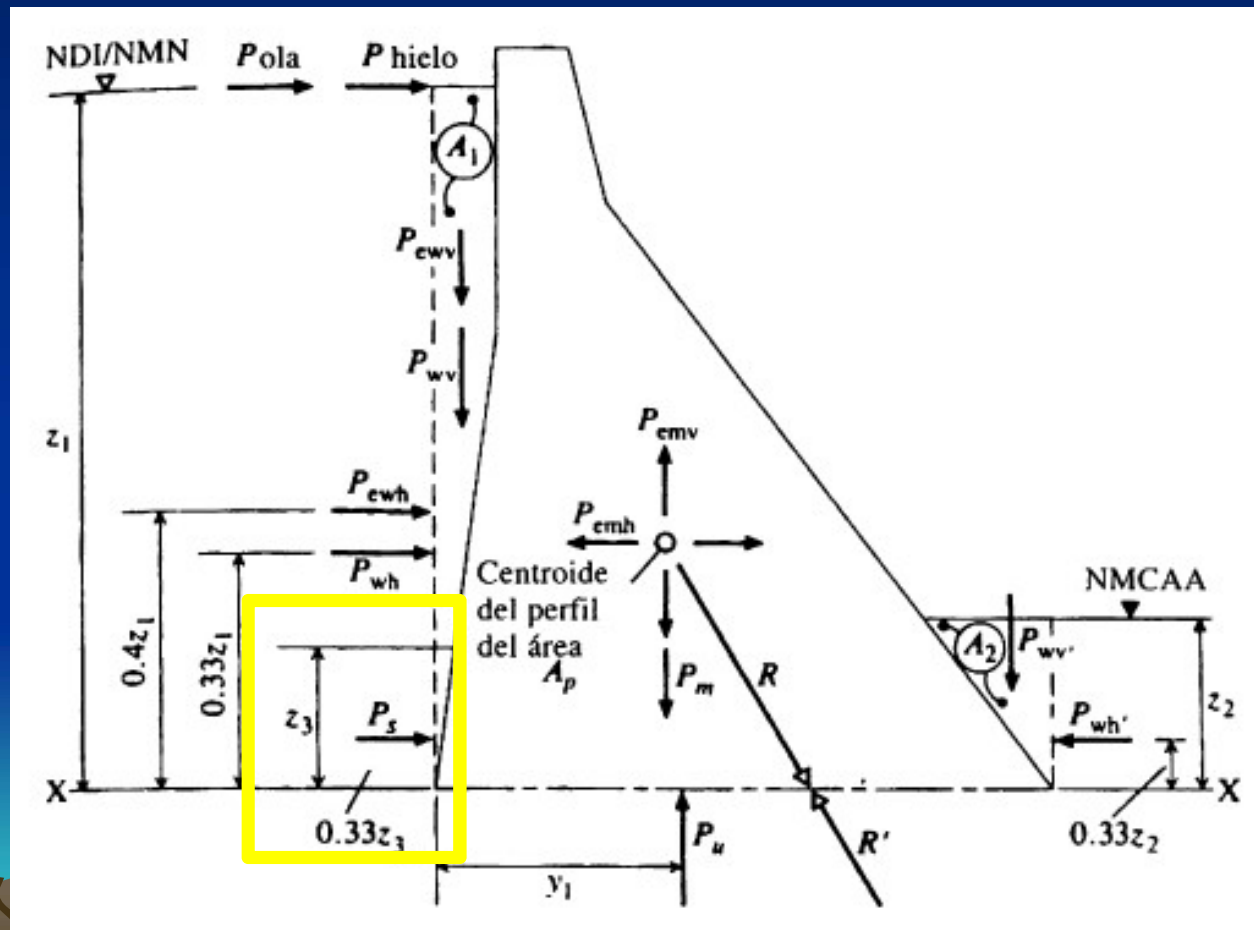
$\gamma'_s \Rightarrow$  Peso Especifico Sumergido del Material

$$\gamma'_s = \gamma_s - \gamma_w$$

$\gamma_s \Rightarrow$  Peso Especifico Saturado del Material

# CARGAS SECUNDARIAS

## *Carga de sedimentación.*





# CARGAS SECUNDARIAS

**Carga de sedimentación.** Por lo común, los valores de  $\gamma_s = 18-20 \text{ kN/m}^2$  y  $\Phi_s = 30^\circ$  son representativos, lo que genera un peso específico del fluido equivalente, es decir **Ka.  $\gamma's$ , aproximadamente igual a  $3.0 \text{ kN/m}^3$ .**

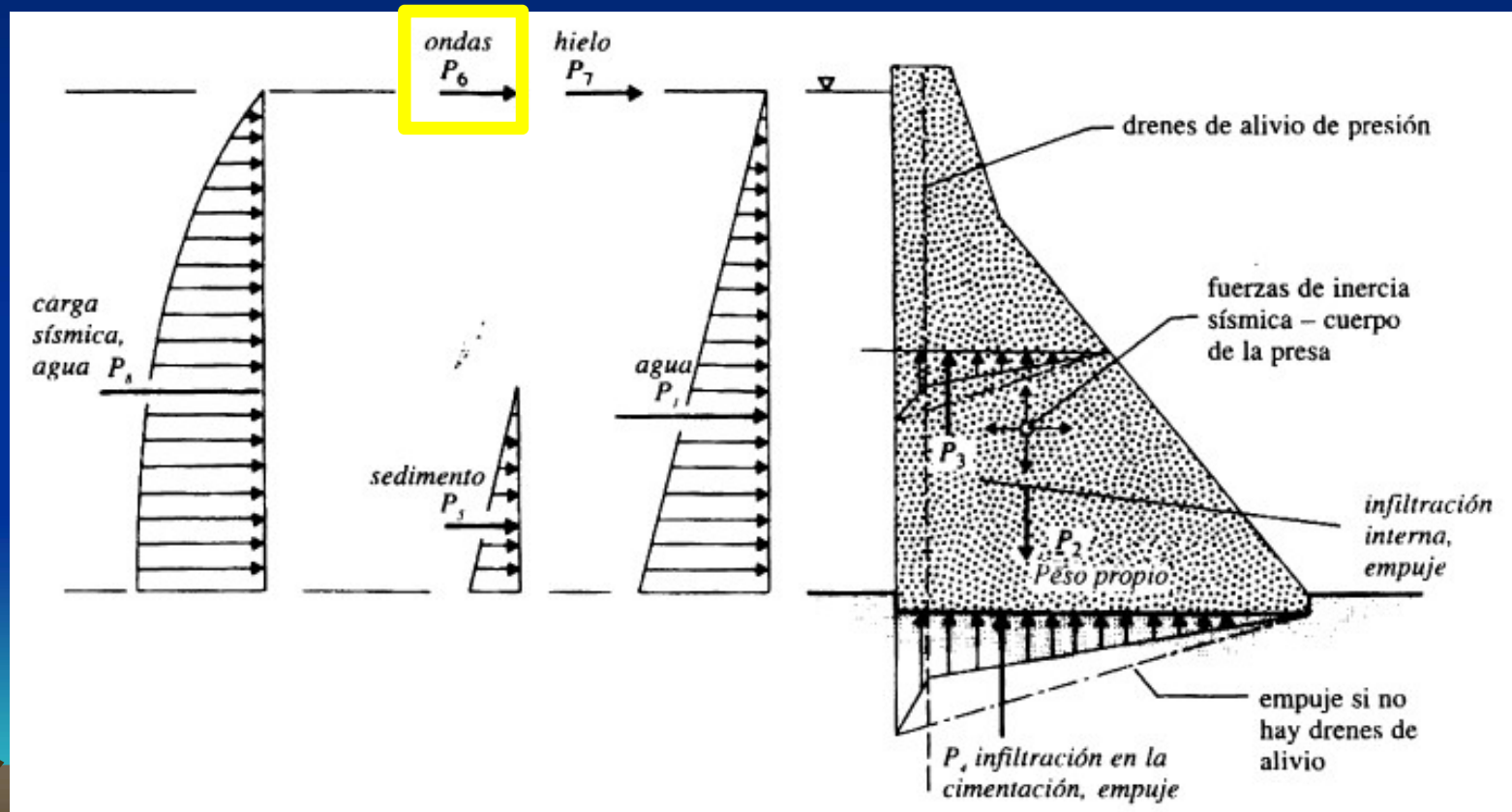
La profundidad acumulada  $z_3$  es una función compleja dependiente del tiempo de la concentración del sedimento en suspensión, de las características del embalse, del hidrograma del río y otros factores.

**No es posible hacer predicciones precisas debido a las grandes incertidumbres. Sin embargo, la carga del sedimento rara vez es importante en el diseño de presas con excepción de las de control de inundaciones más pequeñas y que, por tanto, generalmente no se consideran.**



# CARGAS SECUNDARIAS

**Carga hidrodinámica de ondas.** Es una carga transitoria,  $P_6$ , generada por la acción de las ondas contra la presa (normalmente no es importante).



# CARGAS SECUNDARIAS

**Carga hidrodinámica de ondas.** El empuje hidrodinámico transitorio generado por la acción de las olas contra el paramento de la presa,  $P_{ola}$ , se considera sólo en casos excepcionales.

Es de poca magnitud y, por su naturaleza, aleatorio y de influencia local.

Se puede considerar un sobreeborde empírico debido a la carga del oleaje ajustando el nivel estático del embalse utilizado para determinar  $P_{wh}$ .

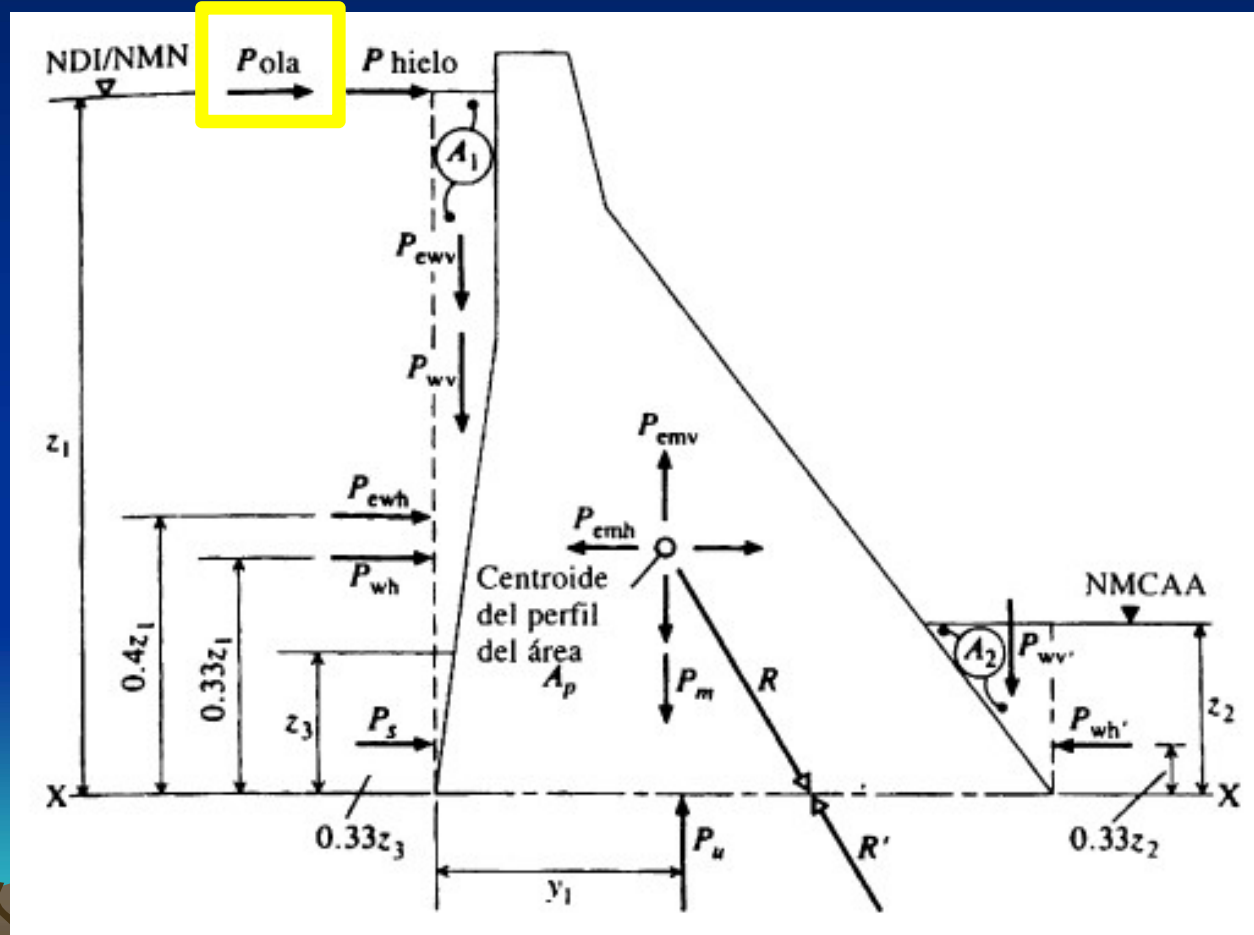
Cuando se necesita un valor específico para  $P_{ola}$ , una estimación conservadora de la carga hidrostática adicional en el nivel de la superficie del embalse esta dado por:

$$P_{ola} = 2 \cdot \gamma_w \cdot H_s^2$$

$H_s \Rightarrow$  Altura Significativa de la Ola Incidente

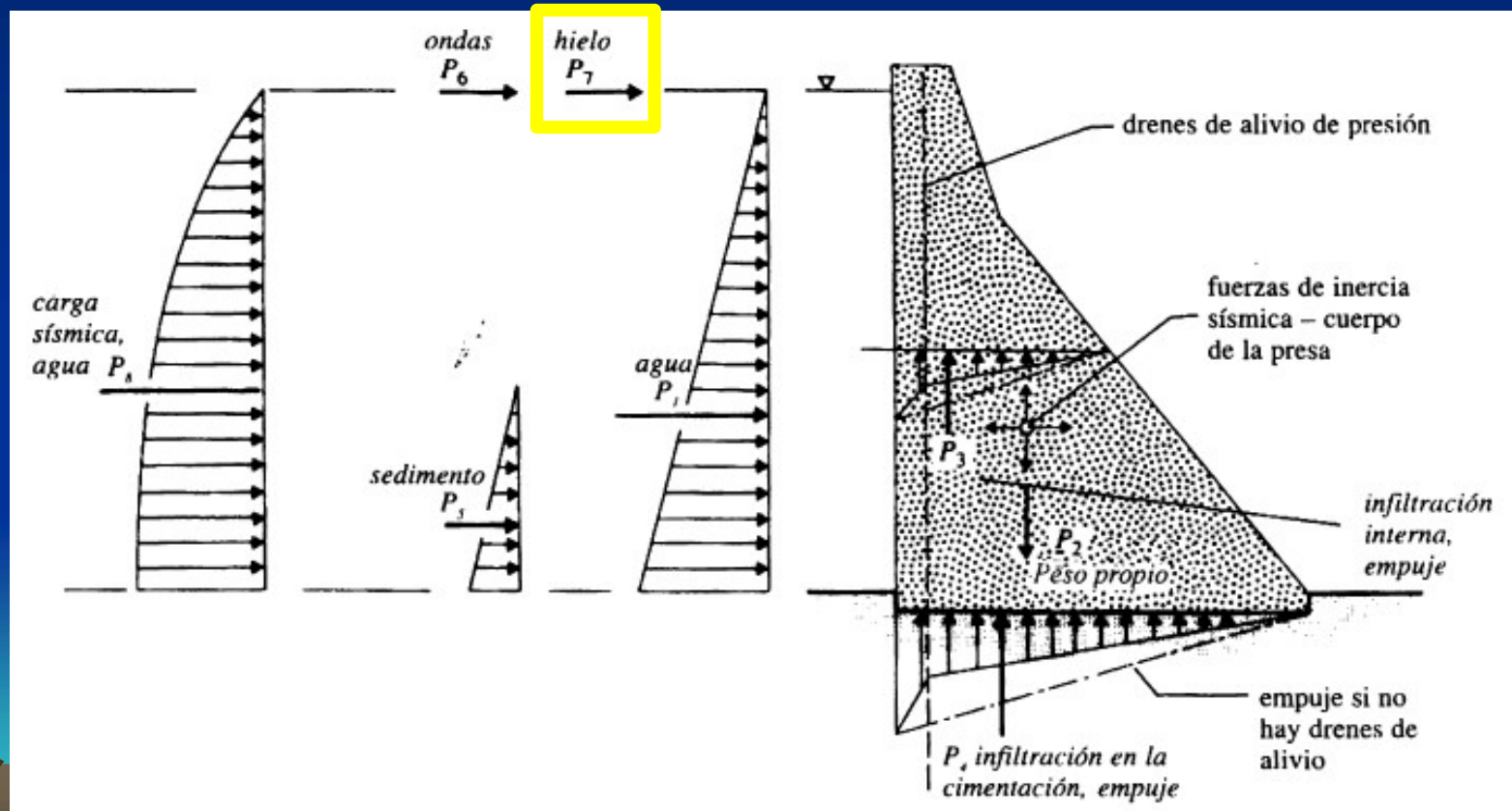
# CARGAS SECUNDARIAS

## Carga hidrodinámica de ondas.



# CARGAS SECUNDARIAS

**Carga del hielo.** El empuje del hielo,  $P_7$ , se puede desarrollar en condiciones climáticas extremas (normalmente no es importante).



# CARGAS SECUNDARIAS

**Carga del hielo.** La carga del hielo debe tenerse en cuenta en circunstancias donde se forman capas de hielo con un espesor considerable y que persisten por periodos prolongados.

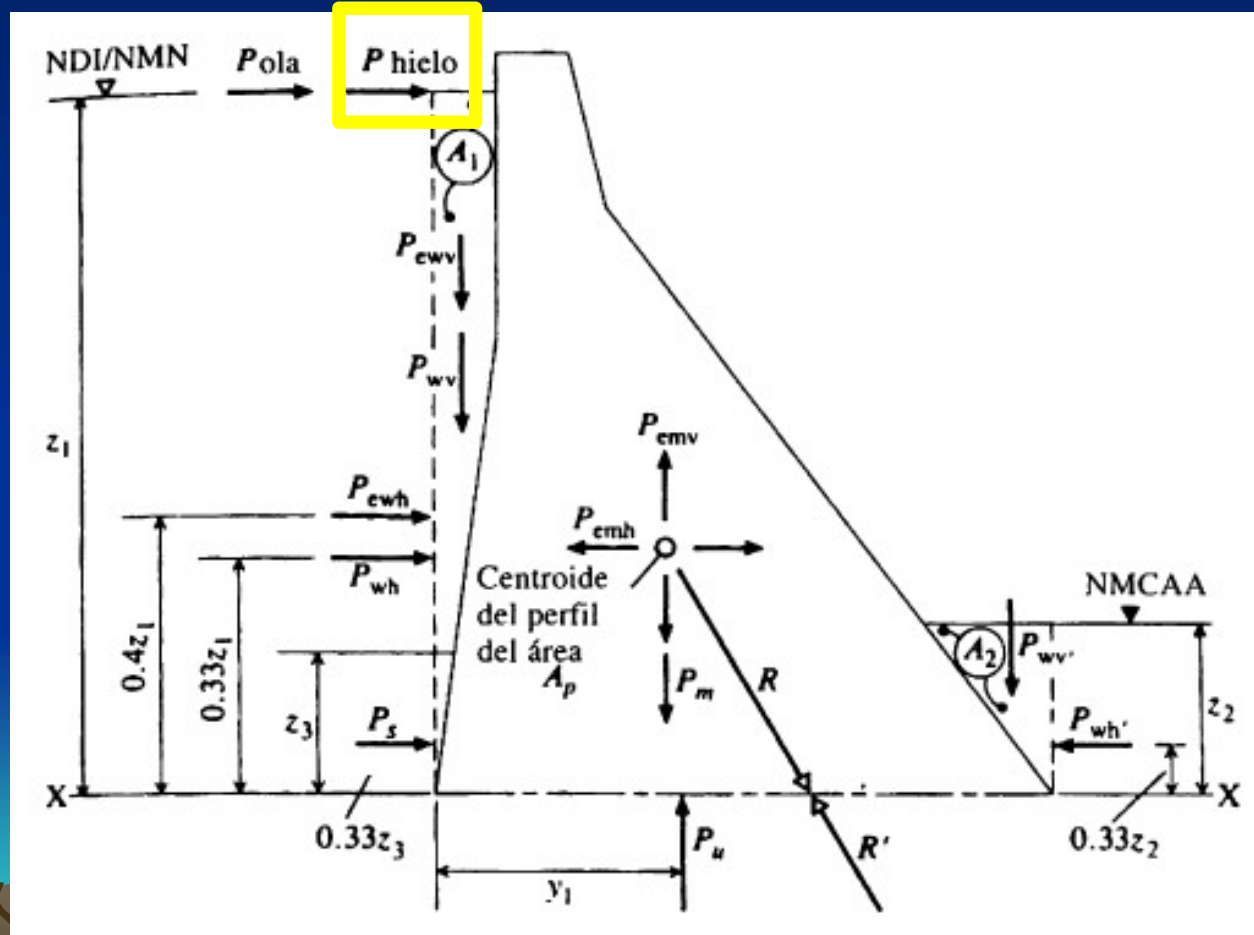
**En tales situaciones, las presiones del hielo pueden generar un empuje horizontal significativo cerca del nivel de la cresta.**

Las presiones ejercidas sobre una presa son una función compleja del espesor del hielo, la escala y la tasa de aumento de temperatura que produce expansión y el grado de fijación en el perímetro de la capa de hielo.

Una medida inicial aceptable de la carga del hielo,  $P_{\text{hielo}}$ , de ser necesario, es  $P_{\text{hielo}} = 145 \text{ kN/m}^2$  para espesores de hielo de más de 0.6 m. Cuando es probable que el espesor del hielo no exceda de 0.4 m y/o la fijación sea pequeña, como en un paramento inclinado, la carga del hielo puede ignorarse.

# CARGAS SECUNDARIAS

## Carga del hielo.



# CARGAS SECUNDARIAS

**Carga térmica (presas de H°).** Es una carga interna generada por las diferencias de temperatura asociadas con los cambios en las condiciones ambientales y con la hidratación y el enfriamiento del cemento.

**Efectos interactivos.** Son internos, surgen de las rigideces relativas y las deformaciones diferenciales de una presa y su cimentación.

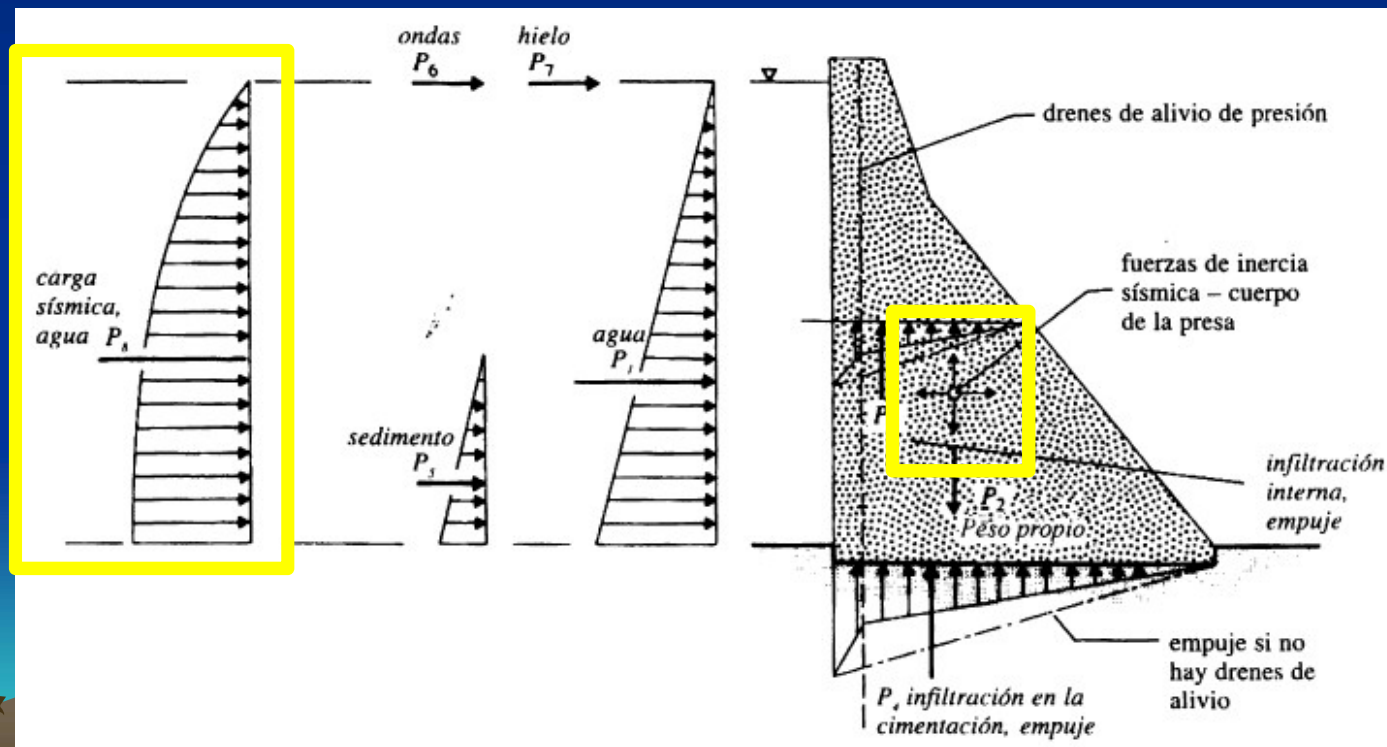
El enfriamiento de vaciados grandes de masas de hormigón posterior a la hidratación exotérmica del cemento y las variaciones subsiguientes en las temperaturas del ambiente y del agua se combinan para producir gradientes de temperaturas complejos y dependientes del tiempo dentro de una presa. Se desarrollan interacciones igualmente complejas como resultado de la deformación de la cimentación o por la transferencia de cargas entre bloques adyacentes de la presa.

**Carga hidrostática sobre los estribos.** Es una carga interna de infiltración en los estribos en una roca maciza. (Es de particular importancia en las presas de arco o de bóveda).



# CARGAS EXCEPCIONALES

**Carga sísmica.** Las cargas inerciales horizontales y verticales se generan con respecto a la presa y al agua retenida debido a perturbaciones sísmicas. Para la presa se muestran simbólicamente en el centroide de la sección. Para las fuerzas inerciales del agua se muestra un empuje estático equivalente simplificado,  $P_9$ .





# CARGAS EXCEPCIONALES

**Carga sísmica.** Las cargas dinámicas generadas por las perturbaciones sísmicas deben considerarse en el diseño de las presas de concreto localizadas en regiones con reconocido 'alto riesgo' sísmico.

La posibilidad de actividad sísmica también debe considerarse en presas localizadas fuera de estas regiones, en particular cuando estén **situadas en las proximidades de complejos de fallas geológicas potencialmente activas.**

Como con las presas de relleno más grandes, los sitios para las mayores presas de concreto normalmente se someten a una valoración sismológica.

La evaluación de la sismicidad se efectúa mediante una revisión especializada de la geología regional y local junto con evidencias históricas.

# CARGAS EXCEPCIONALES

**Carga sísmica.** Si se confirma el riesgo de actividad sísmica, las estimaciones de intensidades máximas probables proporcionan las bases para seleccionar los parámetros del diseño sísmico.

En el caso de presas de hormigón más pequeñas, o presas en sitios de 'bajo riesgo', por lo general es suficiente especificar un nivel nominal de perturbación para propósitos de diseño.

La actividad sísmica está asociada con patrones de oscilación de aceleraciones y movimientos de tierra complejos, que generan fuerzas transitorias debido a la inercia de la presa y del cuerpo de agua que retienen.

**Las aceleraciones horizontales y verticales no son iguales, las primeras son de mayor intensidad.**

# CARGAS EXCEPCIONALES

**Carga sísmica.** Para el diseño debe considerarse que ambas operan en el sentido menos favorable a la estabilidad de la presa.

En condiciones de embalse lleno, las cargas sísmicas más adversas ocurrirán cuando la onda sísmica esté asociada con:

- 1. una aceleración horizontal de la cimentación que opere aguas arriba; y
- 2. una aceleración vertical de la cimentación que opere aguas abajo.

**Como resultado de 1, los efectos de la inercia generarán una carga hidrodinámica adicional del agua que actúa aguas abajo, y una carga de inercia atribuible a la masa de la presa y que también actúa en el sentido aguas abajo.**

**La aceleración de la cimentación aguas abajo, segunda condición, reducirá en efecto la masa y, por tanto, la estabilidad de la estructura.**

# CARGAS EXCEPCIONALES

**Carga sísmica.** Se estima que las ondas de choque sísmicas recurrentes más importantes tienen una **frecuencia en el intervalo 1-10 Hz.**

En consecuencia, las cargas sísmicas oscilan con mucha rapidez y su efecto es transitorio.

Las presas de hormigón son estructuras elásticas y están proyectadas para que así lo sean en el nivel de aceleración sísmica de diseño.

También deben diseñarse para resistir y controlar apropiadamente el sismo máximo sin romperse.

Debe investigarse la posibilidad de resonancia estructural en las presas más altas, en la práctica, el riesgo de una resonancia seria se reduce de manera **considerable** debido a los efectos de amortiguamiento.

# CARGAS EXCEPCIONALES

**Carga sísmica.** Los movimientos sísmicos del terreno para todos los eventos son irregulares en su magnitud, periodicidad y dirección. Por consiguiente, es poco probable que experimenten resonancia en duraciones mayores a unos pocos segundos.

**Es poco probable que ocurra resonancia, excepto en presas grandes.**

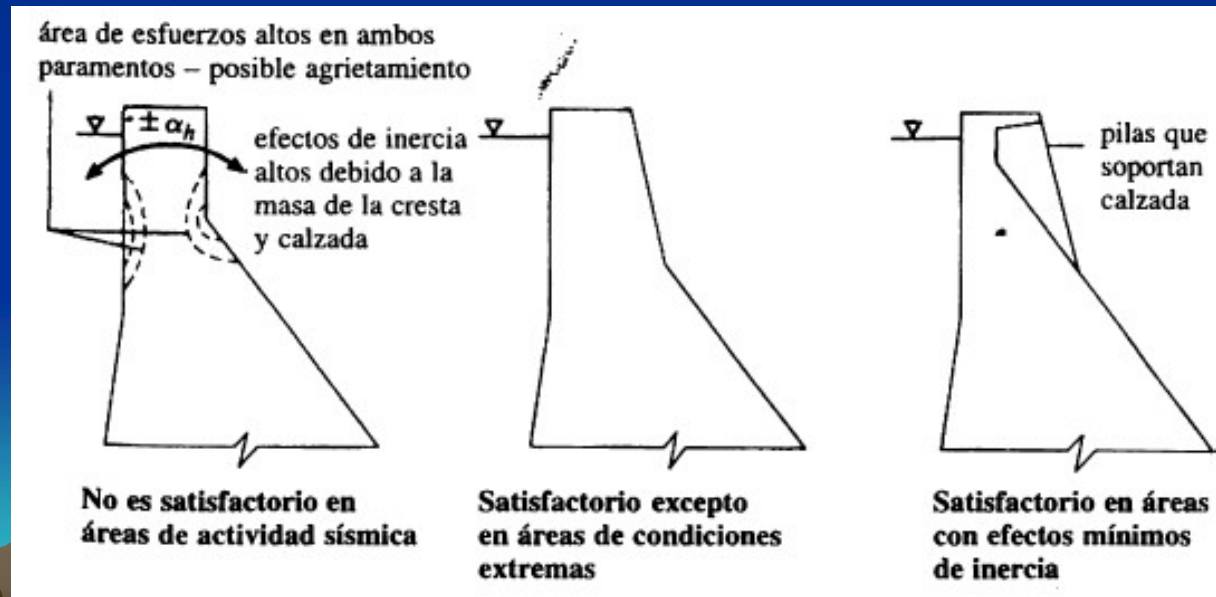
Por ejemplo, las frecuencias naturales de vibración de presas de gravedad monolíticas con alturas nominales de 20 m y 50 m son del orden de 15-25 Hz y 6-9 Hz, respectivamente (las frecuencias de los choques sísmicos mayores son de 1-10 Hz).

**Aunque la resonancia de la totalidad de una presa es poco probable, porciones vulnerables de ella pueden estar en riesgo debido a los efectos de la inercia.**

# CARGAS EXCEPCIONALES

**Carga sísmica.** Se pueden generar esfuerzos locales altos por discontinuidades abruptas del perfil, como un cambio del talud aguas abajo para acomodar el ancho de la carretera en la cresta.

Se requieren estudios detallados para minimizar el riesgo de sobreesfuerzos locales y agrietamientos, como se ilustra. Precauciones similares son necesarias en el diseño de estructuras potencialmente vulnerables en la cresta, como compuertas o torres de válvulas.



# CARGAS EXCEPCIONALES

**Carga sísmica.** Las cargas sísmicas pueden aproximarse utilizando el enfoque simplista del **análisis seudoestático** o de **coeficientes sísmicos**.

Las fuerzas de inercia se calculan en función de la **aceleración máxima seleccionada para el diseño** y se consideran como **equivalentes a las cargas estáticas adicionales**.

Este enfoque, que algunas veces se denomina como el método de la carga estática equivalente, es generalmente conservador. En la actualidad se aplica sólo en presas de hormigón más pequeñas y menos vulnerables, o en análisis preliminares. En presas altas, o en situaciones donde la sismicidad se considera crítica, se requieren procedimientos más sofisticados. En estas circunstancias, la evaluación sismológica del sitio de la presa continúa con un análisis completo de respuesta dinámica.

# CARGAS EXCEPCIONALES

- **Carga sísmica. Análisis pseudoestático.**

La intensidad de un sismo se expresa por los coeficientes de aceleración  $\alpha_h$  (horizontal) y  $\alpha_v$  (vertical); cada uno representa la razón entre las aceleraciones sísmicas pico en el terreno con la aceleración de la gravedad,  $g$ .

Para el análisis inicial, es común suponer que  $\alpha_h = (1.5- 2.0) \alpha_v$

**Tabla 3.1** Coeficientes de aceleración sísmica

<i>Coeficiente</i> $\alpha_h$	<i>Escala modificada</i> <i>de Mercalli</i>	<i>Nivel de daño</i> <i>general</i>	<i>Zona sísmica</i> <i>EE.UU.</i>
0.0	–	Nulo	0
0.05	VI	Menor	1
0.10	VII	Moderado	2
0.15	} c. VIII-IX	Mayor	3
0.20		Grande	4



# CARGAS EXCEPCIONALES

## *Carga sísmica. Análisis pseudoestático.*

Valores de los coeficientes sísmicos mayores que los tabulados son apropiados para circunstancias más extremas, por ejemplo,  $\alpha_h = 0.4$  se ha empleado en sitios de alto riesgo en el Japón.

Las aceleraciones del terreno equivalentes a  $\alpha_h = 0.5$  averiaron severamente la presa de gravedad de Koyna, India, en 1967.

Se estimó que la actividad sísmica que averió de manera similar la presa de arco de Pacoima, EE. UU., en 1971, equivalía a un coeficiente sísmico horizontal a nivel de la base de  $\alpha_h = 0.6 - 0.8$

# CARGAS EXCEPCIONALES

## ***Carga sísmica. Análisis pseudoestático.***

Las cargas de inercia e hidrodinámica se determinan a partir de los coeficientes sísmicos como se presenta a continuación:

Cargas de Inercia: EN LA MASA DE LA PRESA

$$P_{emh} = \pm \alpha_h \cdot P_m$$

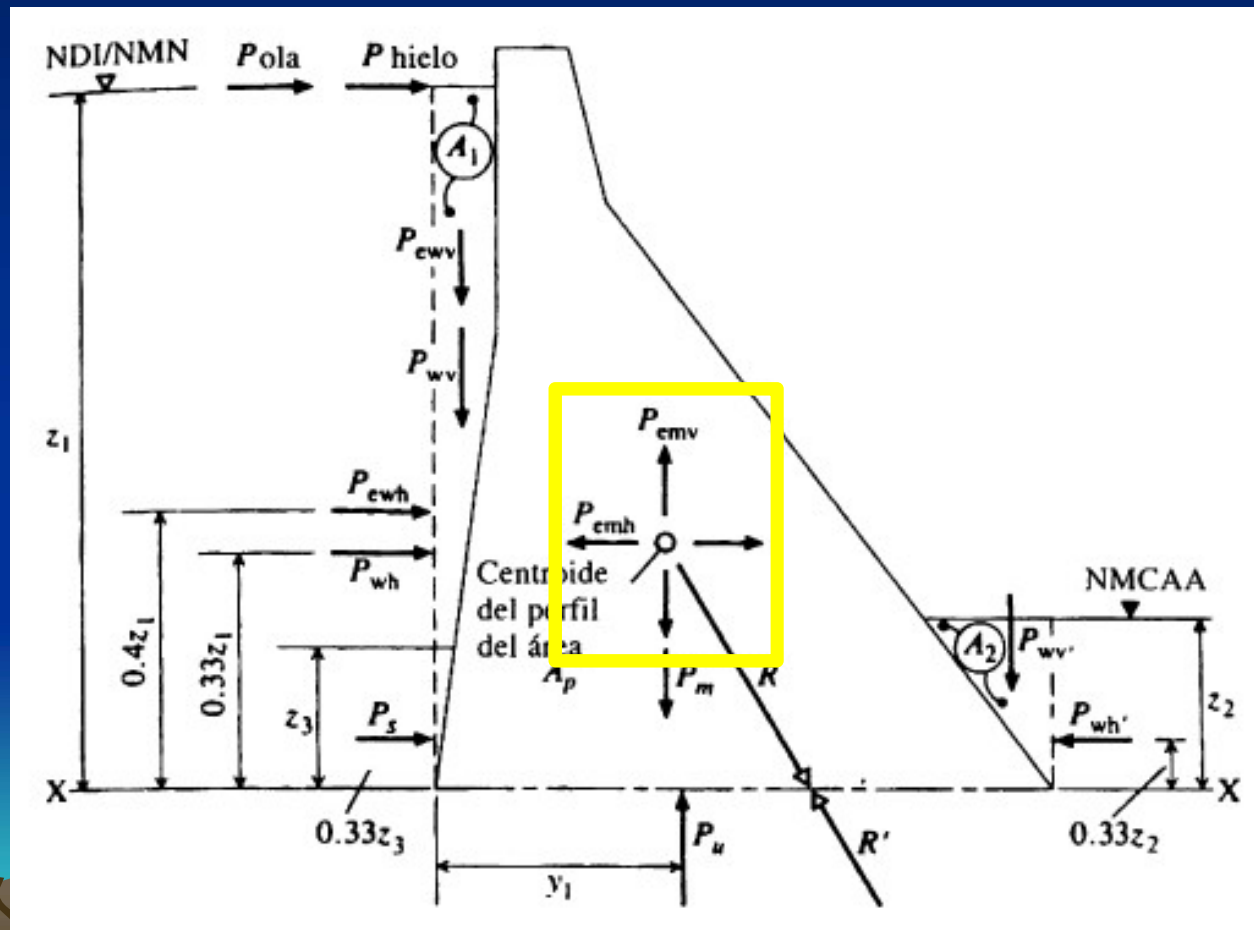
$$P_{emv} = \pm \alpha_v \cdot P_m$$

$\alpha_h$  y  $\alpha_v \Rightarrow$  Coeficientes de Aceleración

Como con el peso propio,  $P_m$ , se considera que las fuerzas de inercia operan a través del centroide de la sección de la presa.

# CARGAS EXCEPCIONALES

Carga sísmica. *De Inercia en la masa de la presa.*



# CARGAS EXCEPCIONALES

## **Carga sísmica. Análisis pseudoestático.**

### Cargas Hidrodinámicas: REACCIÓN DEL AGUA HORIZONTAL

Una estimación inicial de estas fuerzas puede obtenerse mediante una aproximación parabólica a la distribución de presión teórica analizada en Westergaard:

$$P_{ewh} = 0,66 \cdot C_e \cdot \alpha h \cdot Z_1 \cdot \gamma_w \cdot (Z_1 \cdot Z_{max})^{1/2}$$

$C_e \Rightarrow$  Factor de Presión Adimensional (función de  $Z_1/Z_{max}$  y  $\Phi_u$ )

$Z_{max} \Rightarrow$  Mayor Profundidad del Agua

$\Phi_u \Rightarrow$  Ángulo de Inclinación Paramento Aguas Arriba con la vertical

**actúa a una elevación  $0.40z_1$  por encima de X-X.**

# CARGAS EXCEPCIONALES

## **Carga sísmica. Análisis pseudoestático.**

Ce  $\Rightarrow$  Factor de Presión Adimensional (función de  $Z_1/Z_{\max}$  y  $\Phi_u$ )

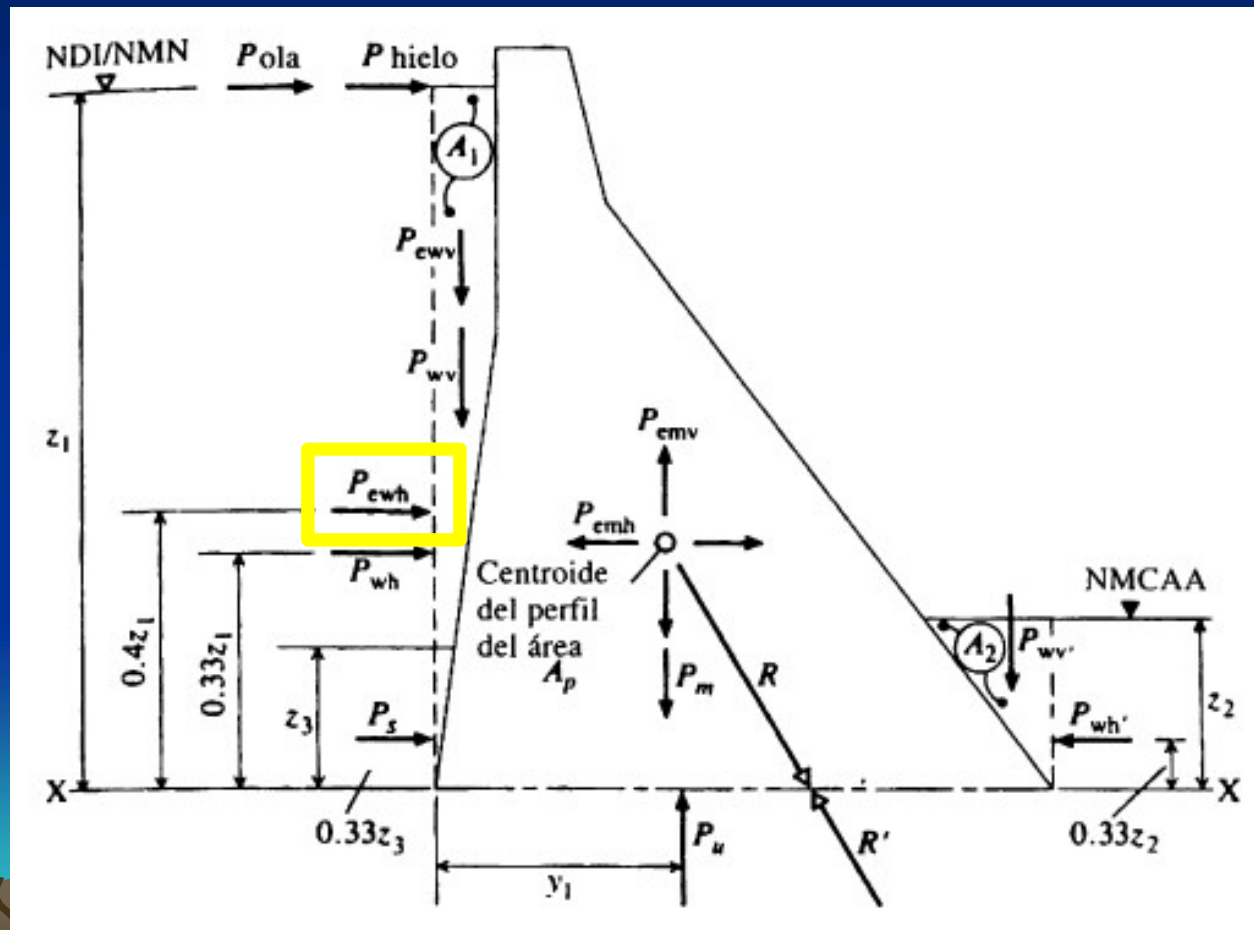
**Tabla 3.2** Factores de presión sísmica,  $C_e$

<i>Razón <math>z_1/z_{\max}</math></i>	<i>Factor de presión, <math>C_e</math></i>	
	$\phi_u = 0^\circ$	$\phi_u = 15^\circ$
0.2	0.35	0.29
0.4	0.53	0.45
0.6	0.64	0.55
0.8	0.71	0.61
1.0 ✓	0.73	0.63

$\phi_u$  es el ángulo del talud aguas arriba con la vertical

# CARGAS EXCEPCIONALES

## Carga sísmica. *Hidrodinámica Horizontal.*



# CARGAS EXCEPCIONALES

## ***Carga sísmica. Análisis pseudoestático.***

### Cargas Hidrodinámicas: REACCIÓN DEL AGUA VERTICAL

La carga hidrodinámica vertical resultante,  $P_{ewv}$ , que actúa por encima del talud o abocinado del paramento aguas arriba puede tenerse en cuenta aplicando un coeficiente sísmico apropiado a la carga vertical del agua,  $P_{wv}$ .

Se considera que actúa a través del centroide del área  $A_1$ , de manera que:

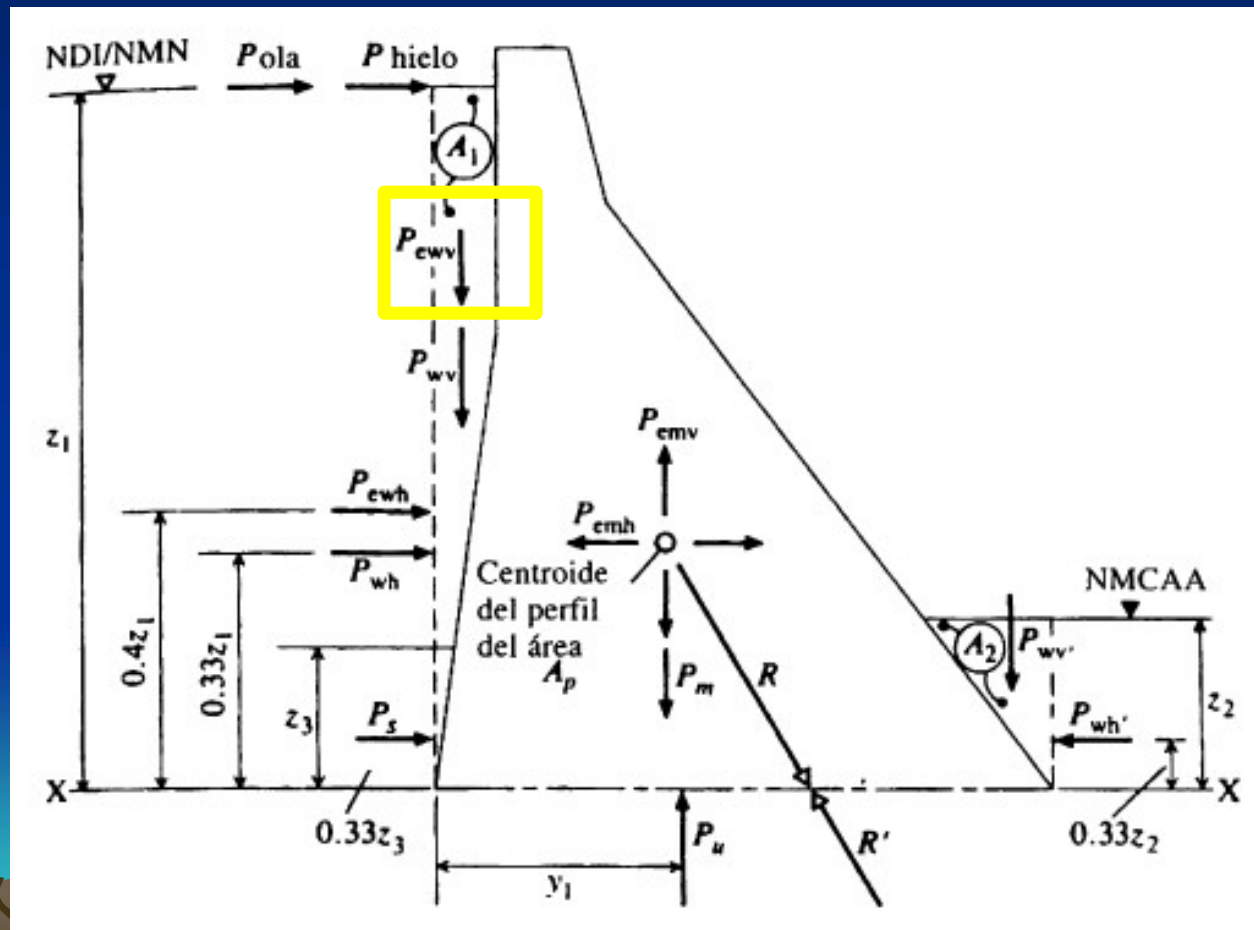
$$P_{ewv} = \pm \alpha_v \cdot P_{wv}$$

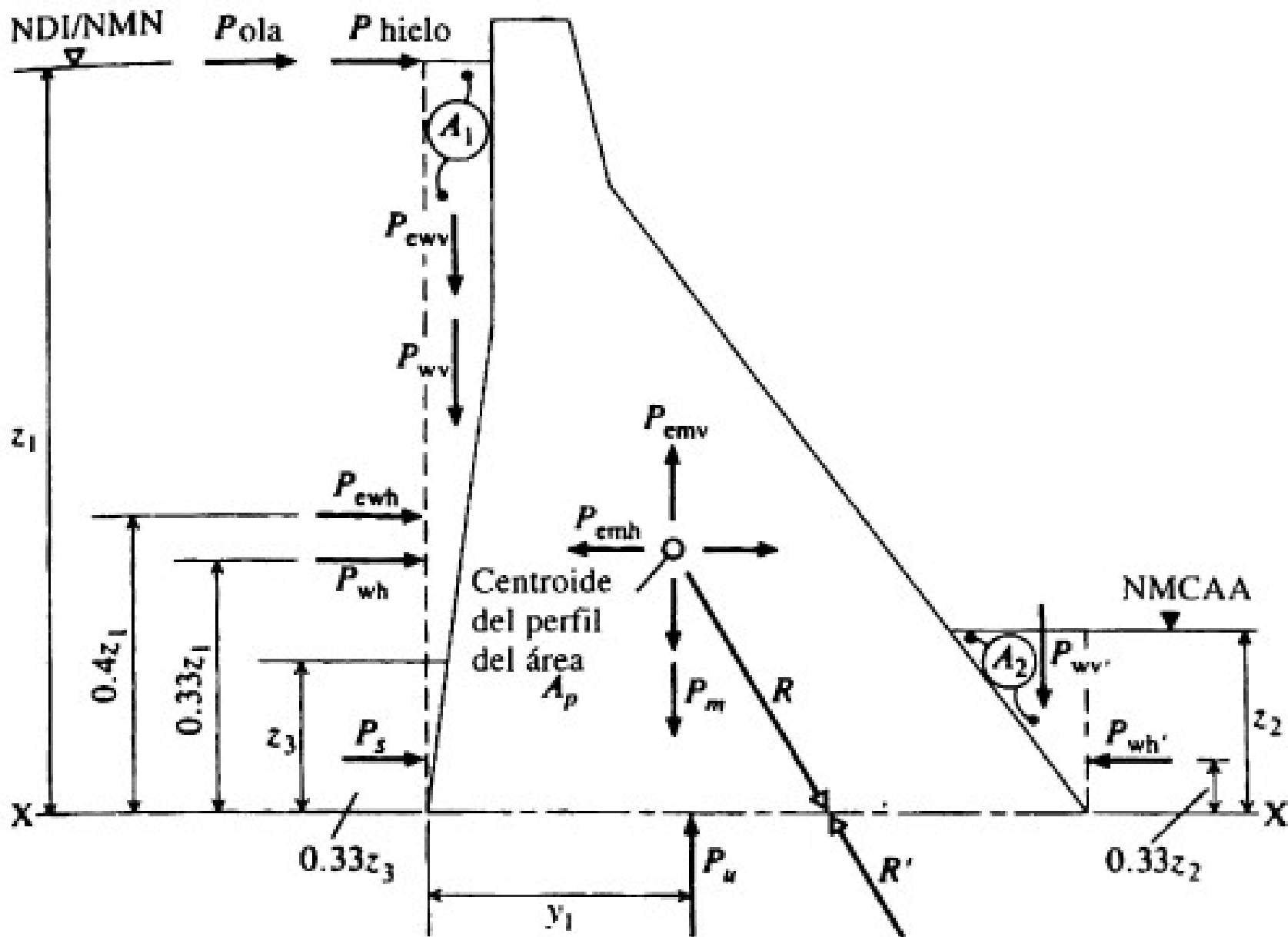
Por lo general, se supone que la caiga de empuje no es alterada por la onda sísmica, dada la naturaleza transitoria y oscilatoria de esta última.



# CARGAS EXCEPCIONALES

## Carga sísmica. *Hidrodinámica Vertical.*





# COMBINACIONES DE CARGA

Una presa de hormigón debe diseñarse considerando los agrupamientos o combinaciones de cargas adversos más rigurosos que tengan **probabilidad razonable de ocurrencia simultánea**.

Las combinaciones que incluyan **cargas transitorias con probabilidad remota** y, por tanto, con una posibilidad insignificante de falla en operación, **no se consideran como válidas para el diseño**.

Para casi todas las circunstancias son suficientes **tres combinaciones de cargas propuestas**.

En orden ascendente de severidad se pueden designar como **combinaciones de cargas normales, inusuales y extremas, denominadas CFN, CFI y CFE**.

**Tabla 3.3** Combinaciones de cargas (USBR, 1976, 1987; Kennard, Owens y Reader, 1996)

<i>Fuente de fuerza</i>	<i>Calificación<sup>a</sup></i>	<i>Combinación de cargas</i>		
		<i>Normal CFN</i>	<i>Inusual CFI</i>	<i>Extrema CFE</i>
<i>Primaria</i>				
Agua	a NDI		✓	
	a NMN	✓		✓
Cauce aguas abajo	a NMCAA	✓		✓
	Mínimo		✓	
Peso propio	–	✓	✓	✓
Empuje	Drenes en funcionamiento	✓	✓	
	Drenes inoperantes		– <sup>b</sup>	✓
<i>Secundaria (si es aplicable)</i>				
Sedimento	–	✓	✓	✓
Hielo	A discreción	✓	✓	✓
Concreto	Normal mínimo	✓		✓
Temperatura	Mínimo en el evento		✓	
<i>Excepcional</i>				
Sismo	SMC			✓

# COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de cargas propuestas, como se definen en la tabla, no son aplicables en términos universales.

**En el diseñador recae la obligación de ejercer la discreción para definir las combinaciones de carga que reflejen apropiadamente las circunstancias de la presa en consideración, como las características de las inundaciones anticipadas, regímenes de temperatura, reglas de operación, etc.**

# FUERZAS, MOMENTO Y EQUILIBRIO ESTRUCTURAL

Las fuerzas de reacción desarrolladas en la cimentación y/o estribos y la respuesta de la presa a las cargas aplicadas deben tenerse en cuenta para **satisfacer las condiciones de equilibrio estático.**

La combinación de las cargas estáticas verticales y horizontales aplicadas es igual a la fuerza resultante inclinada,  $R$ , la cual es balanceada por una fuerza resultante de reacción equivalente y opuesta  $R'$ , producto de las reacciones verticales y horizontales de la cimentación.

Las condiciones esenciales al equilibrio estructural y a su estabilidad pueden, por consiguiente, resumirse como:

$$\begin{aligned}\sum H &= \sum V = 0 \\ \sum M &= 0\end{aligned}$$

# FUERZAS, MOMENTO Y EQUILIBRIO ESTRUCTURAL

La condición representada por  $\sum H = \sum V = 0$  determina que no hay movimiento de traslación posible.

La condición adicional que  $\sum M = 0$  restringe cualquier movimiento de rotación, como el vuelco.



# ANÁLISIS DE PRESAS DE GRAVEDAD CRITERIOS Y PRINCIPIOS

Los criterios esenciales que rigen la idoneidad estructural de una presa de gravedad son consecuencia de la consideración de las ecuaciones anteriores.

Al evaluar todas las condiciones de cargas probables, incluyendo la condición de vaciado total del embalse, **el perfil debe demostrar un margen de seguridad aceptable con respecto a:**

- **1. rotación y vuelco,**
- **2. traslación y deslizamiento,**
- **3. sobreesfuerzo y falla del material.**

# ANÁLISIS DE PRESAS DE GRAVEDAD CRITERIOS Y PRINCIPIOS

Los criterios 1 y 2 controlan la estabilidad estructural global. El perfil de la presa debe satisfacerlos ambos para todos los planos horizontales dentro de la presa y la cimentación.

El criterio de sobreesfuerzo, 3, debe satisfacerse para presas de hormigón y para cimentaciones en roca.

El criterio de estabilidad al deslizamiento, 2, por lo general es el más crítico de los tres, en especial en cimentaciones en rocas naturales, debido a razones asociadas con la influencia de factores geológicos.

# ANÁLISIS DE PRESAS DE GRAVEDAD

## CRITERIOS Y PRINCIPIOS

Los supuestos inherentes en los análisis preliminares utilizados en el método de la gravedad son los siguientes:

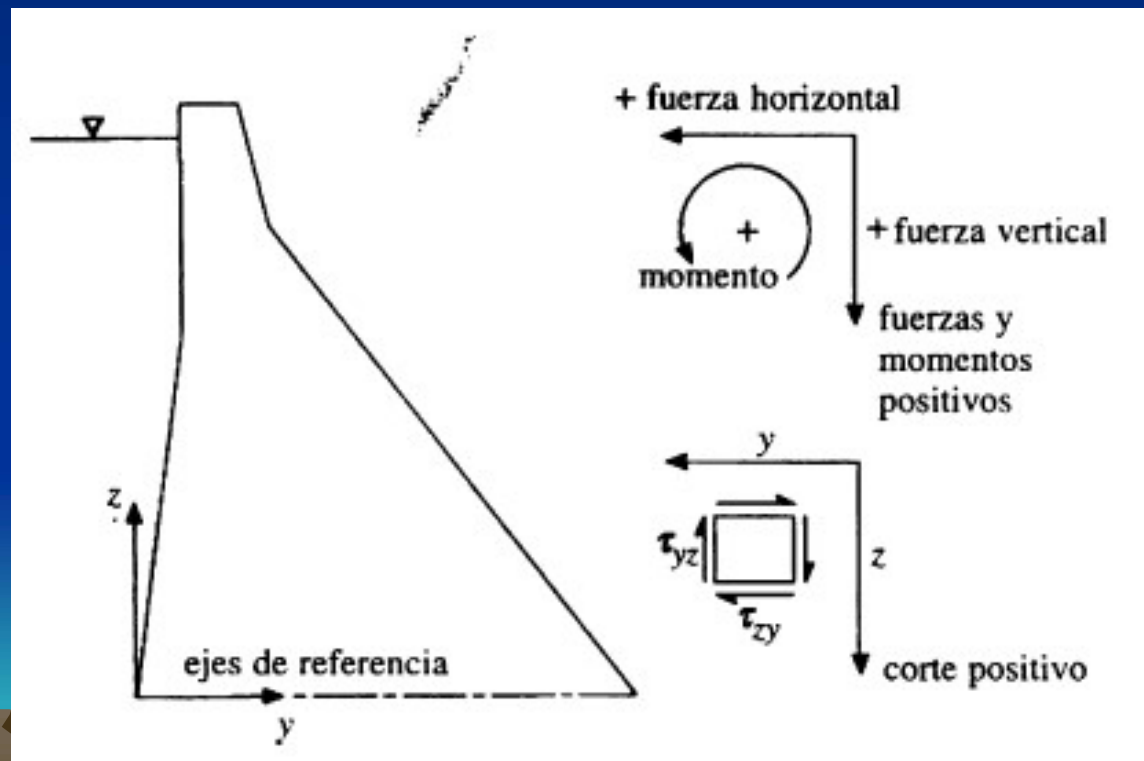
- 1. El hormigón (o mampostería) es homogéneo, isotrópico y uniformemente elástico.
- 2. Todas las cargas actúan por la acción de la gravedad de voladizos con lados paralelos verticales sin soporte mutuo entre voladizos adyacentes (monolitos).
- 3. No ocurren movimientos diferenciales que afecten la presa o la cimentación como resultado de la fuerza del agua del embalse.

Normalmente, los análisis de estabilidad y de esfuerzos, se sustentan en el supuesto de que se apliquen las condiciones de esfuerzo plano. **El análisis de gravedad es, por tanto, llevado a cabo en forma bidimensional, considerando una sección transversal de la estructura con ancho unitario paralelo al eje longitudinal de la presa.**

# ANÁLISIS DE PRESAS DE GRAVEDAD

## CRITERIOS Y PRINCIPIOS

Se debe prestar atención a la importancia de mantener una convención consistente de signos para todas las fuerzas y momentos que se consideren en el análisis.



# ESTABILIDAD AL VUELCO (CRITERIO 1)

Un factor de seguridad simple con respecto al vuelco,  $F_0$ , puede expresarse en función de los momentos que actúan alrededor del pie de presa aguas abajo de cualquier plano horizontal.

Se define  $F_0$  como la razón de la suma de todos los momentos estabilizantes (positivos), con respecto a la suma de todos los momentos de volcamiento, de modo que:

$$F_0 = \frac{\sum M \text{ Estabilizantes}}{\sum M \text{ Volcamiento}}$$

$F_0 \Rightarrow$  Factor de Seguridad al Vuelco  $> 1,5$

# ESTABILIDAD AL VUELCO (CRITERIO 1)

Puede anotarse que se incluye el momento generado por la carga de empuje por subpresión.

Las cargas sísmicas se excluyen de los cálculos de vuelco dada su naturaleza transitoria y oscilatoria.

Valores de  $F_0$  mayores a 1.25 pueden considerarse aceptables, pero lo conveniente es  $F_0 > 1.5$ .

**El vuelco de un perfil de presa de gravedad intacto y completo de tamaño importante es, en sentido estricto, un modo de inestabilidad poco realista.**

# ESTABILIDAD AL VUELCO (CRITERIO 1)

Los momentos de vuelco, como los de la carga del agua, etc., controlan los niveles de esfuerzos internos, resultando, por tanto, el modo de vuelco ligado muy de cerca a posibles sobreesfuerzos, es decir, al **criterio 3**.

A medida que se reduce el margen de seguridad nominal contra el vuelco, los esfuerzos de compresión generados en el pie aguas abajo **aumentarán rápidamente** y los esfuerzos de tensión en el talón aguas arriba iniciarán un **agrietamiento local** que puede propagarse, **produciendo una reducción en la resistencia al deslizamiento**.



# ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO, (CRITERIO 2)

La estabilidad al deslizamiento **es una función del patrón de carga y de la resistencia al desplazamiento de traslación que pueda generarse en cualquier plano.**

En términos convencionales se expresa en función del factor de seguridad contra el deslizamiento,  $F_S$ , estimado utilizando una u otra de estas tres definiciones:

- 1. factor de deslizamiento,  $F_{SS}$ ;**
- 2. factor de fricción al corte,  $F_{SF}$ ;**
- 3. factor de equilibrio límite,  $F_{LE}$ .**

# ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO, (CRITERIO 2)

Para cualquiera de las definiciones empleadas, la resistencia al deslizamiento en cualquier plano dentro de una presa será una función de la resistencia al corte generada en la masa de hormigón.

Las juntas de construcción horizontales serán de ordinario los planos internos críticos.

En la base, la unión del hormigón y la roca y la resistencia al corte en la interfaz resultante son los factores decisivos.

Por debajo de la interfaz base, la estructura geológica y los parámetros de resistencia al corte de la masa de roca son interdependientes y colectivamente regirán la estabilidad al deslizamiento.

# ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO, (CRITERIO 2)

## Resistencia al deslizamiento: parámetros

La resistencia al deslizamiento o corte que puede generarse en un plano, se expresa mediante la dupla de parámetros **c y tan  $\Phi$** .

**La cohesión, c**, representa la resistencia unitaria al corte del hormigón o roca en condiciones de esfuerzo normal cero.

El coeficiente **tan  $\Phi$**  representa la resistencia de la fricción al corte, donde  **$\Phi$**  es el **ángulo de resistencia al corte interno**.

**Tabla 3.4** Valores de los parámetros de resistencia al corte

<i>Localización del plano corte-deslizamiento</i>		<i>Cohesión c (MN m<sup>-2</sup>)</i>	<i>Fricción tan <math>\phi</math></i>
Masa de concreto:	Intacto	1.5-3.5	1.0-1.5
	Junta de construcción horizontal	0.8-2.5	1.0-1.5
Interfaz de concreto y roca		1.0-3.0	0.8-1.8
Masa de roca	Bueno	1.0-3.0	1.0-1.8
	Inferior	<1.0	<1.0

# ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO, (CRITERIO 2)

La **resistencia al corte dentro de la zona de la cimentación** de una presa es determinada por las estructuras geológicas, tipo e integridad de la roca.

**Tabla 3.5** Características de la resistencia al corte de la roca de cimentación

<i>Descripción de cimentación</i>	<i>Cohesión c (MN m<sup>-2</sup>)</i>	<i>Fricción tan φ</i>
<i>Condiciones</i>		
Generalmente de roca de buena calidad; para discontinuidades importantes en la masa; sin un grado de alteración o meteorización	>1.0	>1.0
Ejemplos ( <i>ver texto</i> ): gneis	1.3	1.7
granito	1.5	1.9
micaesquisto	3.0	1.3
arenisca	1.0	1.7
<i>Condiciones inferiores</i>		
Ejemplos ( <i>ver texto</i> ): gneis inalterado	0.6	1.0
granito meteorizado	0.3	1.3
grauvaca	<0.1	0.6
caliza, con juntas abiertas	0.3	0.7
micaesquisto	0.4	0.7
arenisca	0.1	0.6
<i>Aspectos críticos de la cimentación</i>		
Ejemplos: material en zona de falla o triturado	<0.2	<0.3
lentes de arcilla o rellenos arcillosos en junta.	<0.1	<0.2

# ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO, (CRITERIO 2)

Pueden ocurrir **variaciones considerables** en la resistencia al corte para un tipo de roca específico dentro de los confines de un sitio, como **consecuencia de la meteorización o alteración local.**

**Tabla 3.6** Ejemplos de degradación de la resistencia al corte

<i>Tipo y condición de roca</i>		<i>Cohesión</i> <i>c (MN m<sup>-2</sup>)</i>	<i>Fricción</i> <i>tan φ</i>
Gneis 'A':	bueno	1.0	1.7
	unido-descompuesto	0.4	0.5
Granito 'B':	bueno	1.0	1.8
	meteorizado-desintegrado	0.1	0.8
Pizarra 'C':	seco	0.2	0.4
	saturado	0	<0.2

# ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO, (CRITERIO 2)

## 1. **factor de deslizamiento, $F_{SS}$ ;**

Se supone que la resistencia se debe sólo a la fricción y no se genera resistencia al corte o cohesión.  $F_{SS}$  puede definirse como la relación de la suma de todas las componentes de las fuerzas horizontales,  $\Sigma H$ , con respecto a la suma de todas las fuerzas verticales,  $\Sigma V$ , en el plano considerado, es decir para un plano horizontal:

$$F_{SS} = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} \leq 0,75 \text{ (para CFN) o } 0,9 \text{ (para CFE)}$$

# ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO, (CRITERIO 2)

## 1. **factor de deslizamiento, $F_{SS}$ ;**

Si el plano está inclinado en un ángulo pequeño  $\alpha$ , la anterior expresión se modifica a:

$$F_{SS} = \frac{\left[ \frac{\sum H}{\sum V} \right] - \tan \alpha}{1 + \left[ \frac{\sum H}{\sum V} \right] \cdot \tan \alpha}$$

El ángulo  $\alpha$  se define positivo si el deslizamiento ocurre en el sentido cuesta arriba. La interfaz de la cimentación se excava con frecuencia para proporcionar una pequeña inclinación positiva a  $\alpha$  y así elevar  $F_{SS}$ .



# ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO, (CRITERIO 2)

## 1. **factor de deslizamiento, $F_{SS}$ ;**

Un máximo similar de  $F_{SS}$  puede utilizarse para un posible deslizamiento en la base de una interfaz en una superficie de roca de buena calidad, limpia e irregular, o para el deslizamiento sobre planos en una cimentación bien erigida.

Planos con baja resistencia al corte requerirán una reducción significativa del máximo permisible, por ejemplo  $F_{SS}$  puede limitarse a 0,50 o menos en algunas calizas, esquistos, pizarras laminadas y cimentaciones con resistencias bajas similares.

# ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO, (CRITERIO 2)

## 2. factor de fricción al corte, $F_{SF}$ ;

Se define como la **relación entre la resistencia total al corte y al deslizamiento que puede generarse en un plano con respecto a la carga horizontal total**. Con este enfoque, se pueden tener en cuenta tanto los componentes de cohesión como los de fricción de la resistencia al corte y: En el caso de un plano horizontal ( $\alpha = 0$ ):

$$F_{SF} = \frac{S}{\sum H} = \frac{c \cdot A_h + \sum V \cdot \tan \Phi}{\sum H} \geq 3 \text{ a } 4$$

$S \Rightarrow$  Máxima resistencia al cote

$A_h =$  área del plano de contacto

# ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO, (CRITERIO 2)

## 2. factor de fricción al corte, $F_{SF}$ ;

Cuando se aplica la CFN, el factor de fricción de corte requerido en la zona de cimentación en general es de 4.

En planos dentro de la presa y la interfaz de la base, un valor común es de 3.

Los valores de  $F_{SF}$  que se requieren para condiciones alternativas de cargas, se resumen en la tabla:

**Tabla 3.7** Factores de fricción al corte recomendados,  $F_{SF}$  (USB, 1987)

<i>Localización del plano de deslizamiento</i>	<i>Combinación de cargas</i>		
	<i>Normal</i>	<i>Inusual</i>	<i>Extrema</i>
Interfaz presa de concreto-base	3.0	2.0	>1.0
Roca de cimentación	4.0	2.7	1.3

# ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO, (CRITERIO 2)

## 3. factor de equilibrio límite, $F_{LE}$ .

El enfoque de equilibrio límite a la estabilidad de deslizamiento sigue la lógica de la mecánica de suelos convencional al definir el factor de equilibrio límite,  $F_{LE}$ , como la **relación entre la resistencia al corte y el esfuerzo cortante promedio aplicado a través del plano**, es decir:

$$F_{LE} = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{c + \sigma_n \cdot \tan \Phi}{\tau}$$

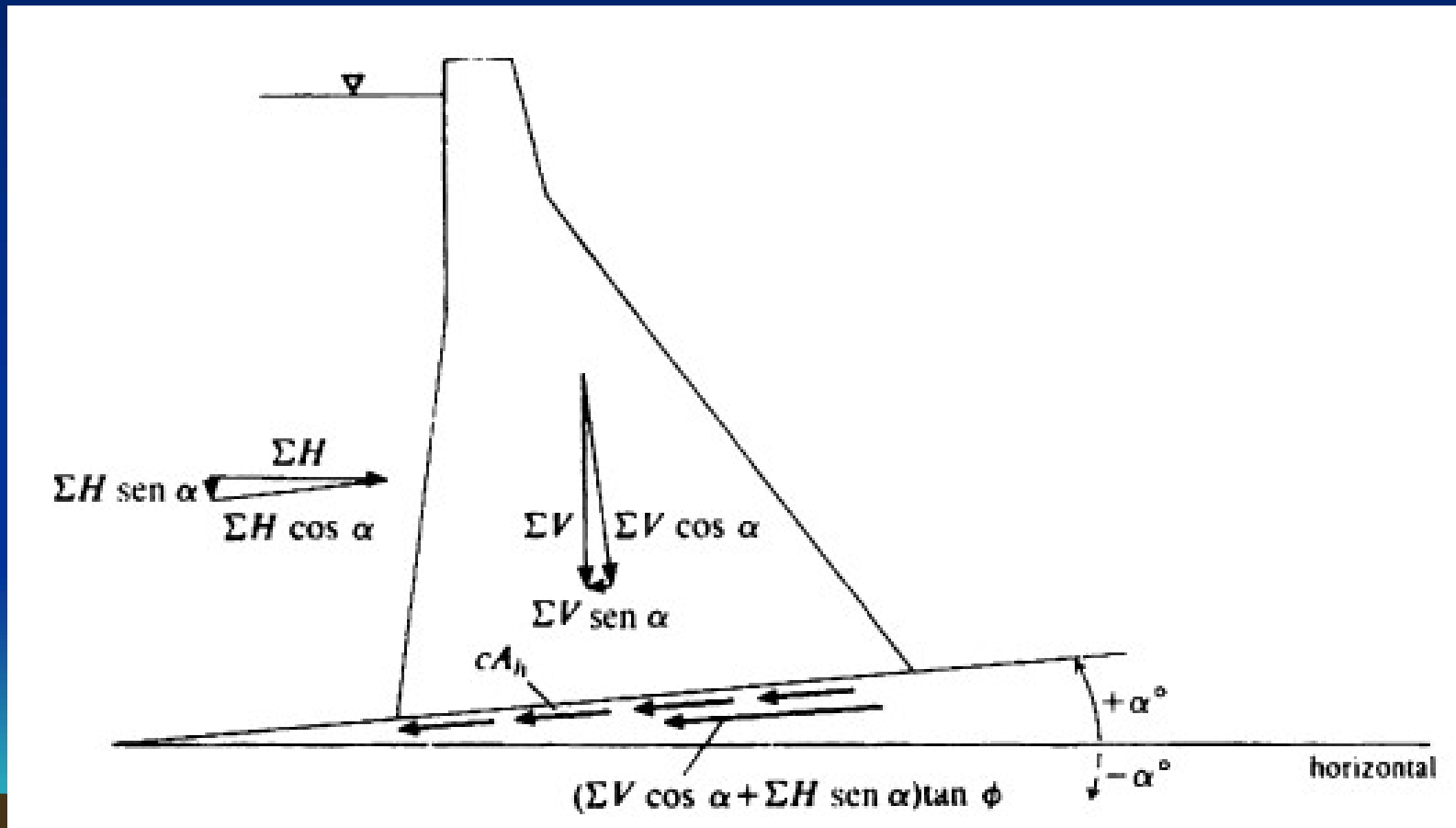
$\tau_f$  = Resistencia al corte disponible

$\tau$  = Esfuerzo cortante generado bajo la carga aplicada

$\sigma_n$  = Esfuerzo que actúa normal con respecto al plano de deslizamiento

# ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO, (CRITERIO 2)

## 3. factor de equilibrio límite, $F_{LE}$ .



# ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO, (CRITERIO 2)

## 3. factor de equilibrio límite, $F_{LE}$ .

Si aplicamos la ecuación de  $F_{LE}$  para la figura anterior:

$$F_{LE} = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{c \cdot A_h + [\sum V \cdot \cos \alpha + \sum H \cdot \sin \alpha] \cdot \tan \Phi}{[\sum H \cdot \cos \alpha + \sum V \cdot \sin \alpha]}$$

Notar que para el caso de un plano de deslizamiento horizontal ( $\alpha = 0$ ), la ecuación se reduce a la expresión dada en la ecuación de  $F_{SF}$ , es decir,  $F_{LE} = F_{SF}$ .

Los factores mínimos de seguridad contra el deslizamiento recomendados para el equilibrio límite 2.0 en operación normal, es decir, aplicando una carga máxima estática, 1.3 para condiciones de cargas transitorias que abarquen la actividad sísmica.

# ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO, (CRITERIO 2)

## **Revisión comparativa de los factores de estabilidad al deslizamiento.**

Las tres expresiones que vimos para determinar la estabilidad al deslizamiento, difieren en su concepto.

También difieren en su rigor relativo y sensibilidad a los parámetros de resistencia al corte  $c$  y  $\tan \phi$ . El margen de seguridad aparente en una presa contra una falla de deslizamiento depende de la expresión de estabilidad que se utilice.

**La confianza en la selección de una expresión de deslizamiento depende de la calidad del programa de investigación de la cimentación.**

El factor de estabilidad y el criterio de deslizamiento más apropiados para una presa específica están determinados por el conocimiento de las condiciones que el diseñador tenga. **Siempre persiste un elemento de incertidumbre acerca de las condiciones por debajo de la interfaz de la base, sin importar la extensión de las investigaciones que se realicen.**

# ANÁLISIS DE LOS ESFUERZOS MÉTODO DE GRAVEDAD (CRITERIO 3)

El análisis de los esfuerzos en presas de gravedad corrientes se lleva a cabo mediante el **método de gravedad**.

Este enfoque es particularmente apropiado para presas en donde los monolitos o bloques adyacentes no están unidos por cuñas de corte o por juntas de contracción transversales inyectadas.

El análisis de esfuerzos por el método de gravedad se deriva de la teoría elástica y se aplica a secciones en voladizos verticales bidimensionales con base en los tres supuestos enumerados anteriormente.



# ANÁLISIS DE LOS ESFUERZOS MÉTODO DE GRAVEDAD (CRITERIO 3)

1. El hormigón (o mampostería) es homogéneo, isotrópico y uniformemente elástico.
2. Todas las cargas actúan por la acción de la gravedad de voladizos con lados paralelos verticales sin soporte mutuo entre voladizos adyacentes (monolitos).
3. No ocurren movimientos diferenciales que afecten la presa o la cimentación como resultado de la fuerza del agua del embalse.

## **SE AGREGA**

4. Los esfuerzos verticales sobre planos horizontales varían uniformemente entre los paramentos aguas arriba y aguas abajo (la 'ley del trapecio');
5. La variación en los esfuerzos cortantes horizontales a través de planos horizontales es parabólica.

# ANÁLISIS DE LOS ESFUERZOS MÉTODO DE GRAVEDAD (CRITERIO 3)

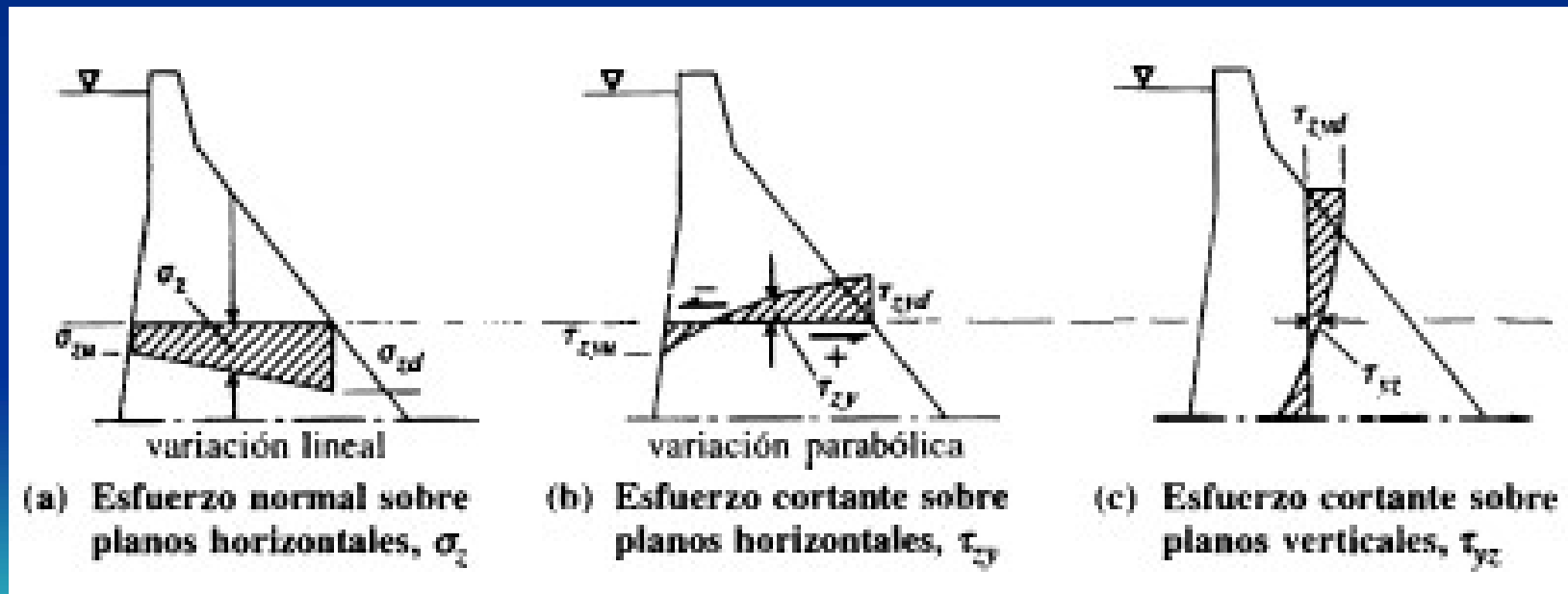
El análisis de los esfuerzos por el método de gravedad es, sin embargo, adecuado para el diseño inicial de todas excepto las presas de gravedad demasiado grandes o de geometría compleja.

Los esfuerzos primarios determinados en un análisis completo por el método de gravedad son los siguientes:

- 1. esfuerzos normales verticales,  $\sigma_z$ , sobre planos horizontales;
- 2. esfuerzos cortantes horizontales y verticales  $\tau_{zy}$  y  $\tau_{yz}$  ;
- 3. esfuerzo normal horizontal,  $\sigma_y$ , sobre planos verticales;
- 4. esfuerzos principales,  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  (dirección y magnitud).

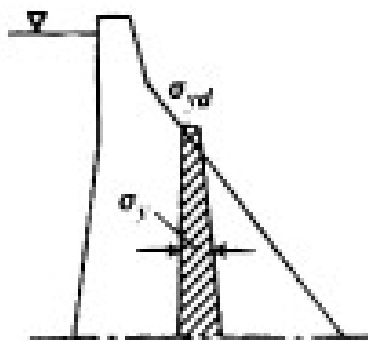
# ANÁLISIS DE LOS ESFUERZOS MÉTODO DE GRAVEDAD (CRITERIO 3)

- 1. esfuerzos normales verticales,  $\sigma_z$ , sobre planos horizontales;
- 2. esfuerzos cortantes horizontales y verticales  $\tau_{zy}$  y  $\tau_{yz}$  ;

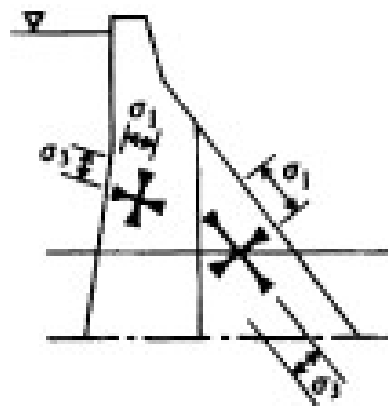


# ANÁLISIS DE LOS ESFUERZOS MÉTODO DE GRAVEDAD (CRITERIO 3)

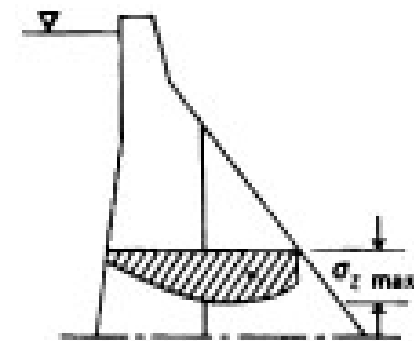
- 3. esfuerzo normal horizontal,  $\sigma_y$ , sobre planos verticales;
- 4. esfuerzos principales,  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  (dirección y magnitud).



(d) Esfuerzo normal sobre planos verticales,  $\sigma_y$



(e) Esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$



(f) Esfuerzos normales sobre planos horizontales,  $\sigma_2$   
(análisis de elementos finitos: comparar con (a): nótese que la discrepancia aumenta cerca de la base de presas más grandes)

# ANÁLISIS DE LOS ESFUERZOS MÉTODO DE GRAVEDAD (CRITERIO 3)

## •1. esfuerzos normales verticales, $\sigma_z$ , sobre planos horizontales;

Los esfuerzos normales verticales sobre cualquier plano horizontal se determinan mediante la aplicación de la acción de voladizo de una carga combinada axial y de flexión con modificaciones apropiadas.

Para una sección plana bidimensional regular de ancho unitario paralelo al eje de la presa, con espesor  $T$  normal al eje, la ecuación se puede describirse como:

Para el caso de que el embalse este lleno

$$\sigma_{zu} = \sum V/T \cdot (1 - 6.e/T) \text{ (Aguas Arriba)}$$

$$\sigma_{zd} = \sum V/T \cdot (1 + 6.e/T) \text{ (Aguas Abajo)}$$

# ANÁLISIS DE LOS ESFUERZOS MÉTODO DE GRAVEDAD (CRITERIO 3)

$$e = \Sigma M^* / \Sigma V$$

$\Sigma V$  = Fuerza vertical resultante (Excluyendo la Subpresión).

$\Sigma M^*$  = Momentos determinados con respecto al centroide del plano.

$e$  = es la excentricidad de la carga resultante (R).

(Para el caso de que el embalse este vacío, cambiar los signos)

Es evidente a partir de la ecuación que, para  $e > T/6$ , los esfuerzos en el paramento aguas arriba,  $\sigma_{zu}$ , serán negativos, es decir, de tracción.

Esto no es permisible dada la limitada e impredecible capacidad de deformación a la tracción del hormigón (**la regla clásica 'tercio medio'**).

# ANÁLISIS DE LOS ESFUERZOS MÉTODO DE GRAVEDAD (CRITERIO 3)

## **ESFUERZOS PERMISIBLES Y AGRIETAMIENTO**

Los esfuerzos de compresión generados en una presa de gravedad por las cargas primarias son muy bajos, rara vez exceden **2.0-3.0 MN/m<sup>2</sup>**, excepto en las estructuras más grandes.

No obstante, se recomienda un factor de seguridad,  $F_c$ , con respecto a la resistencia de la compresión mínima especificada para el concreto,  $\sigma_c$ .

**$F_c \geq 3.0$  es un criterio común aunque rara vez crítico.**

# ANÁLISIS DE LOS ESFUERZOS MÉTODO DE GRAVEDAD (CRITERIO 3)

## ESFUERZOS PERMISIBLES Y AGRIETAMIENTO

**Tabla 3.9** Esfuerzos de compresión permisibles (USBR, 1976)

<i>Combinación de carga</i>	<i>Factor de seguridad mínimo a la resistencia a compresión</i>	
	$F_c$ (concreto)	$F_r$ (roca)
Normal	3.0 ( $\sigma_{\text{máx}} \nlessgtr 10 \text{ MN m}^{-2}$ ) <sup>a</sup>	4.0
Inusual	2.0 ( $\sigma_{\text{máx}} \nlessgtr 15 \text{ MN m}^{-2}$ ) <sup>a</sup>	2.7
Extrema	1.0	1.3

<sup>a</sup>  $\sigma_{\text{máx}}$  es el esfuerzo de compresión máximo permisible.



# ANÁLISIS DE LOS ESFUERZOS MÉTODO DE GRAVEDAD (CRITERIO 3)

## ESFUERZOS PERMISIBLES Y AGRIETAMIENTO

Algunas veces se supone que el agrietamiento horizontal ocurre en el paramento aguas arriba  $\sigma_{zu}$  (calculado sin empuje) cae por debajo de un valor mínimo predeterminado:

$$\sigma_{zuMIN} = \frac{k'_d \cdot \gamma_w \cdot z - \sigma'_t}{F'_t}$$

$k'_d$  = Factor de drenaje (0,4 drenes efectivos y 1,0 sin drenes)

$\sigma'_t$  = Resistencia a la tracción del Hormigón en una superficie horizontal de unión

$F'_t$  = Factor de seguridad s/ la combinación de carga (3,0 para CFN – 2,0 para CFI y 1,0 para CFE)

# ESTABILIZACIÓN Y SOBREELEVACIÓN

El diseño de una gran cantidad de **presas de gravedad más antiguas no se ajusta a los estándares actuales**, y su baja estabilidad es poco conveniente, lo cual es reflejo de las limitaciones que en el pasado tenía el conocimiento acerca de las cargas, los materiales y el comportamiento de la presa.

En algunos casos, los márgenes de estabilidad se han debilitado al ser revisados criterios de cargas, como revaluación de las inundaciones máximas.

En otros, el peligro ha surgido del deterioro progresivo de la presa.

Se pueden tomar medidas remediales para mejorar la estabilidad mediante:

- 1. el pretensado vertical de la presa;**
- 2. la construcción de un espaldón o berma de soporte aguas abajo.**

# PRETENSADO VERTICAL

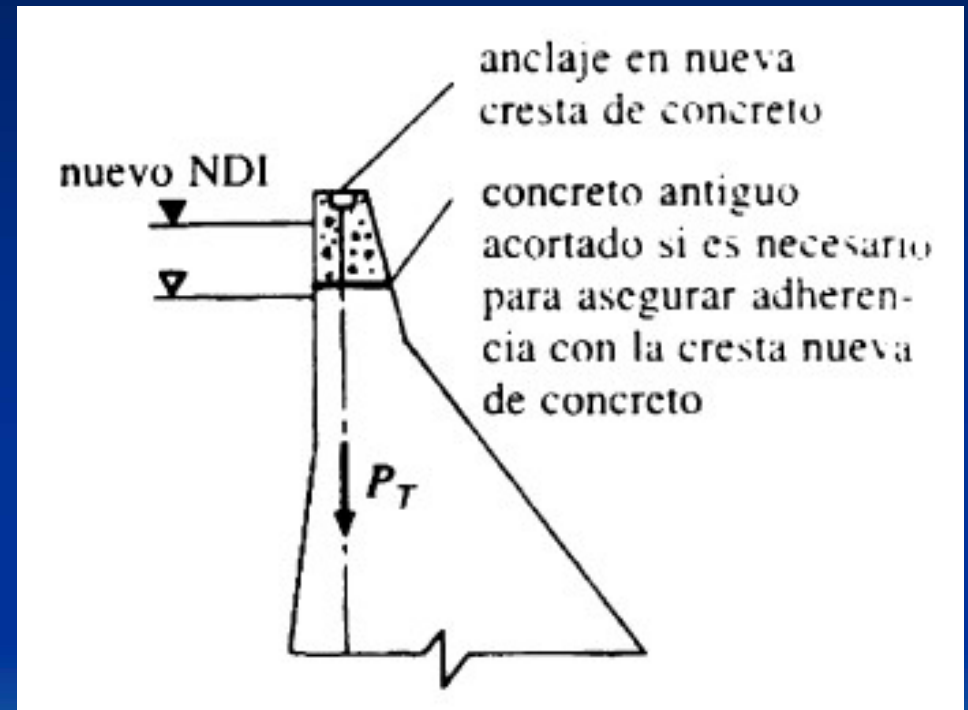
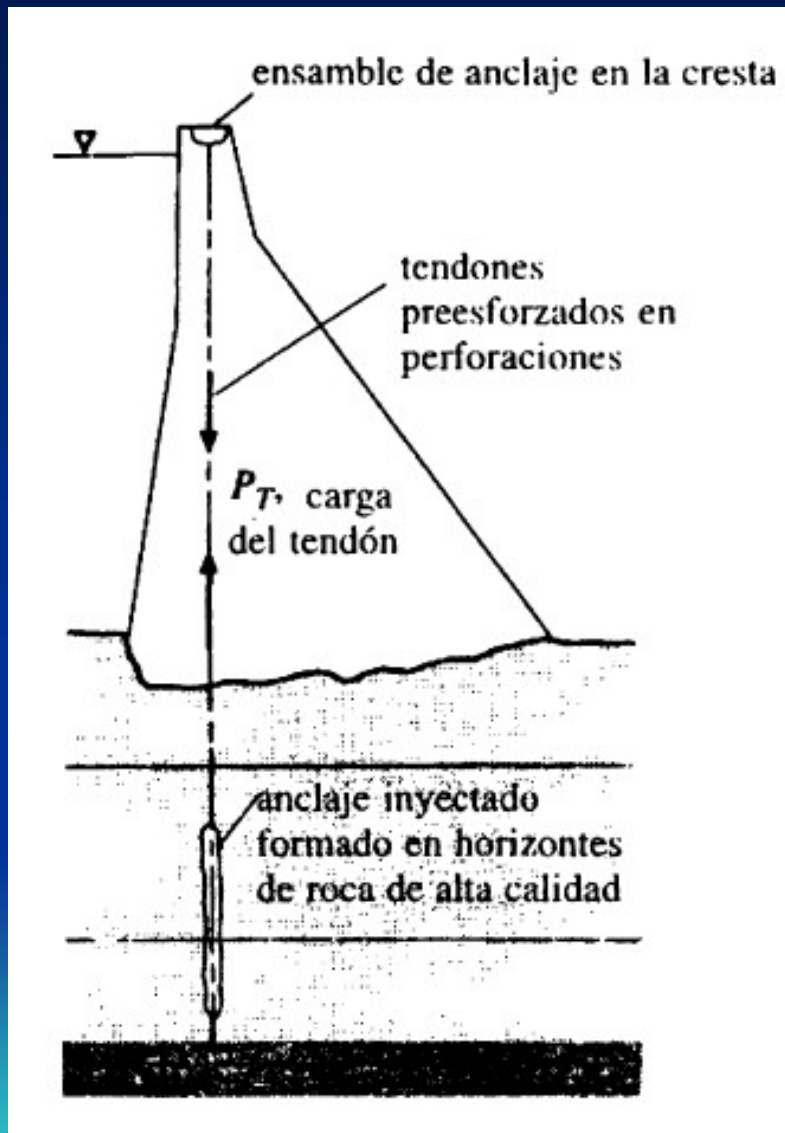
**El pretensado proporciona una fuerza vertical adicional con línea de acción resultante cercana al paramento aguas arriba.**

Requiere la introducción de cables o tendones de acero muy tensados dentro de la presa, que se anclan a nivel de la cresta y a profundidad dentro de la cimentación.

En consecuencia, una **condición necesaria** para poder utilizar el pretensado es la **presencia de una roca de alta calidad** que acepte las grandes fuerzas de anclaje impuestas.

Se hacen perforaciones a través de la presa y dentro de la cimentación a intervalos adecuados a lo largo de la cresta. Los cordones se insertan y se forma un anclaje inferior inyectado. Los cordones se conducen hasta un ensamblaje superior de anclaje a nivel de la cresta, donde son tensados a los niveles deseados antes de ser asegurados finalmente.

# PRETENSADO VERTICAL



# PRETENSADO VERTICAL

La carga de pretensado es, entonces, distribuida dentro de la presa desde el anclaje superior, lo que obliga un estudio detallado para evitar sobreesfuerzos locales en el concreto adyacente.

La carga de pretensado resultante opera como un complemento a  $P_m$  (*peso propio*), **mejorando así la estabilidad al deslizamiento**. Su momento positivo con respecto al pie de presa actúa para **incrementar la estabilidad al vuelco**.

Los esfuerzos de compresión generados internamente deben superponerse a los esfuerzos generados por otras cargas. **Nótese que para la condición de embalse lleno, la superposición elimina cualquier esfuerzo de tensión aguas arriba, pero en las condiciones de embalse vacío pueden desarrollarse esfuerzos de tensión en el paramento aguas abajo debido al pretensado.**

# PRETENSADO VERTICAL

El preesfuerzo de diseño,  $P_{PS}$ , debe satisfacer los modos de estabilidad más exigentes, es decir, al vuelco o al deslizamiento, teniendo en cuenta el respectivo factor de seguridad deseado.

$P_{PS}$  se determina al incluir un término de pretensado separado junto con  $F_O$  y  $F_{SF}$  en las expresiones de estabilidad y se despeja en función de los factores de seguridad para estabilidad especificados.

$$F_O = \sum M \text{ Estabilizantes} / \sum M \text{ Volcamiento}$$



$$F_O = (\sum M \text{ Estabilizantes} + P_{PS} \cdot y_2) / \sum M \text{ Volcamiento}$$

$y_2$  es el brazo del momento de *la fuerza* con respecto al pie de presa.

# PRETENSADO VERTICAL

Para el deslizamiento, a partir de la ecuación de factor de fricción al corte:

$$F_{SF} = \frac{c \cdot Ah + \sum V \cdot \tan \Phi}{\sum H}$$



$$F_{SF} = \frac{c \cdot Ah + (\sum V + P_{PS}) \cdot \tan \Phi}{\sum H}$$

Se pueden deducir expresiones equivalentes para la verificación al deslizamiento, utilizando los otros criterios.

# PRETENSADO VERTICAL

De ordinario, los tendones de se localizan a **3-7 m entre centros** a lo largo de la cresta.

La carga de total requerida para cada uno,  $P_T$ , es el múltiplo apropiado de  $P_{PS}$ .

**El pretensado vertical también es un método estructuralmente eficiente y económico para elevar presas existentes.**

En su ausencia, debe colocarse concreto adicional tanto para engrosar como para elevar el perfil y así asegurar una estabilidad adecuada. A nivel técnico, el pretensado es preferible y evita cuestionamientos sobre la compatibilidad y unidad estructural del concreto nuevo y el antiguo en un perfil engrosado. Un caso de pretensado se utilizó para elevar la presa Mullardoch, Escocia.

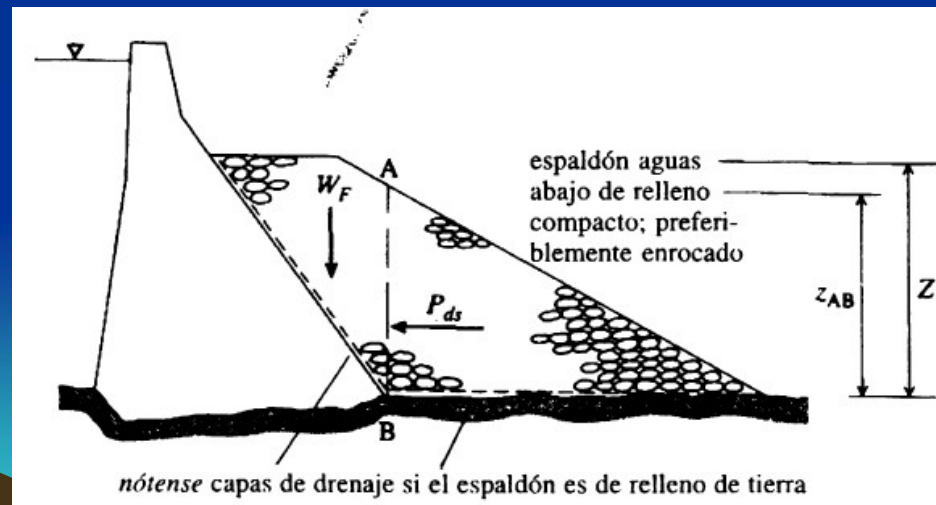


# ESPALDÓN SOPORTE AGUAS ABAJO

Se puede construir un **espaldón de soporte**, empleando relleno de tierra compactada o enrocado.

El soporte se provee por la **contribución positiva a la estabilidad del peso del relleno por encima del paramento aguas abajo,  $W_F$** .

Una contribución adicional se debe a la **presión horizontal 'en reposo',  $P_{ds}$** , generada en el plano AB.



# ESPALDÓN SOPORTE AGUAS ABAJO

$$W_F = \gamma \cdot (\text{área } A)$$

puede considerarse que la carga actúa a través del centroide del perfil de relleno del área A por encima del pie de presa.

$$P_{DS} = K_0 \cdot \gamma \cdot Z_{AB} \cdot Z$$

donde  $K_0$  es el coeficiente de presión 'en reposo' y  $Z_{AB}$  y  $Z$  se definen en la figura anterior.

<i>Relleno del espaldón</i>	<i>Coeficiente, <math>K_0</math></i>
Enrocado compacto	0.30-0.60
Arena compacta	0.45-0.60
Arcilla compacta	1.00-1.50
Arcilla altamente compacta	>1.50

# ESPALDÓN SOPORTE AGUAS ABAJO

**La selección de enrocado compacto para el espaldón de soporte ofrece ventaja con respecto al relleno de tierra, de un buen drenaje y taludes laterales más empinados.**

Otro material para la construcción del espaldón es el concreto pobre seco compacto CPSC (Hormigón Compactado a Rodillo).

La construcción de un espaldón de enrocado aguas abajo se puede ver en la presa de Glendevon Alto en el Reino Unido.

# GRACIAS!!!!

## Cátedra de Obras Hidráulicas (CI457)

### BIBLIOGRAFÍA

[1] RAFAEL DAL-RÉ TENREIRO (2003) Pequeños Embalses de Uso Agrícola. Ediciones Mundi-Prensa. Madrid.

Hidráulicas y Aprovechamientos Hidroeléctricos. CEILP.

[2] BUREAU OF RECLAMATION (1983) Diseño de Presas Pequeñas. USA.

[3] DAL-RÉ RAFAEL, SEGURA R. (1985) Diseño y Construcción de Pequeños Embalses. Manuales Técnicos. Madrid.