

Albigna, 115 m, Grison

## Barrages en béton

### Barrages-poids

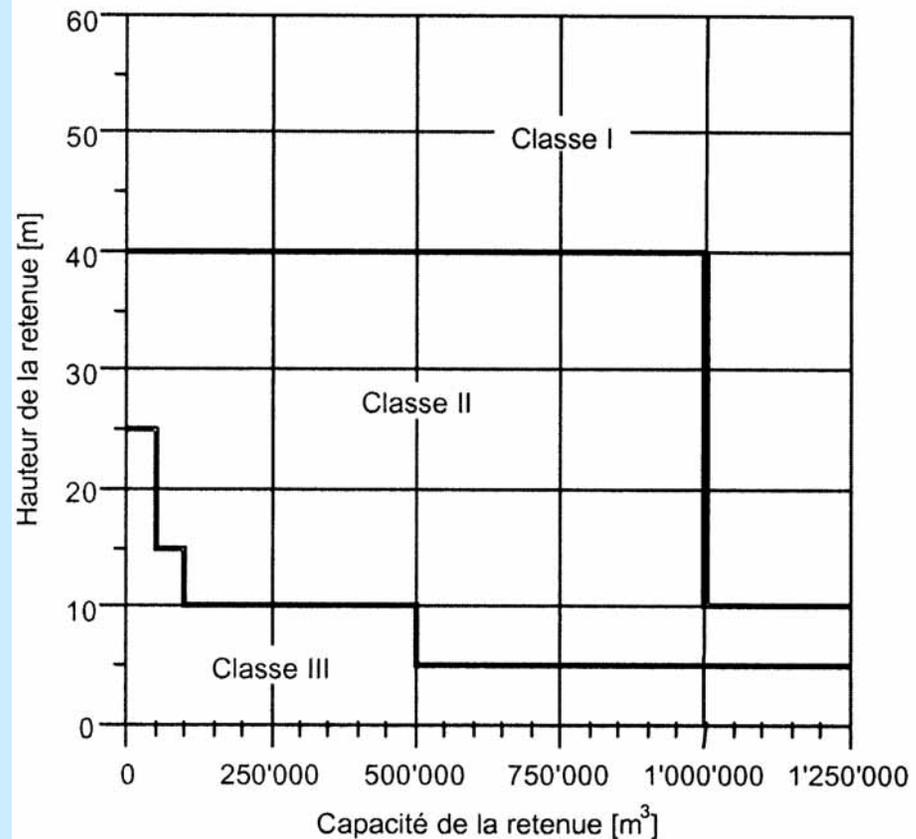
# Vérification des barres en béton aux séismes selon les directives suisses

Shihkang Dam  
Chi-Chi (Taiwan)  
21 sept. 1999  
Magnitude 7.6



Vérification des barres en béton aux séismes selon les directives suisses

Classification  
des barrages



**Séisme de vérification**

Probabilité du séisme :

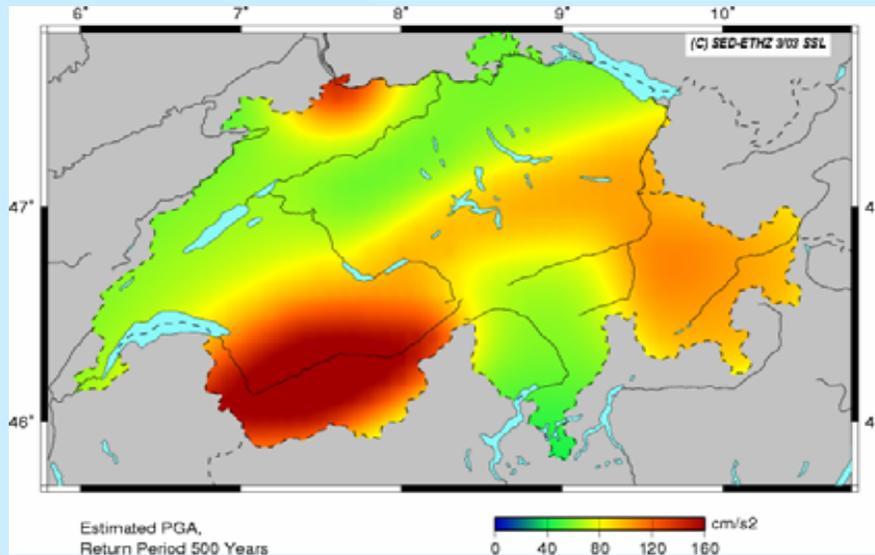
<b>Classe de barrages</b>	<b>Intervalle de temps considéré</b>	<b>Probabilité moyenne de dépassement</b>	<b>Temps de retour moyen</b>
<b>I</b>	100 ans	1 %	10'000 ans
<b>II</b>	100 ans	2 %	5'000 ans
<b>III</b>	100 ans	10 %	1'000 ans

Temps de retour du séisme de vérification pour les différentes classes de barrages

# Barrages en béton

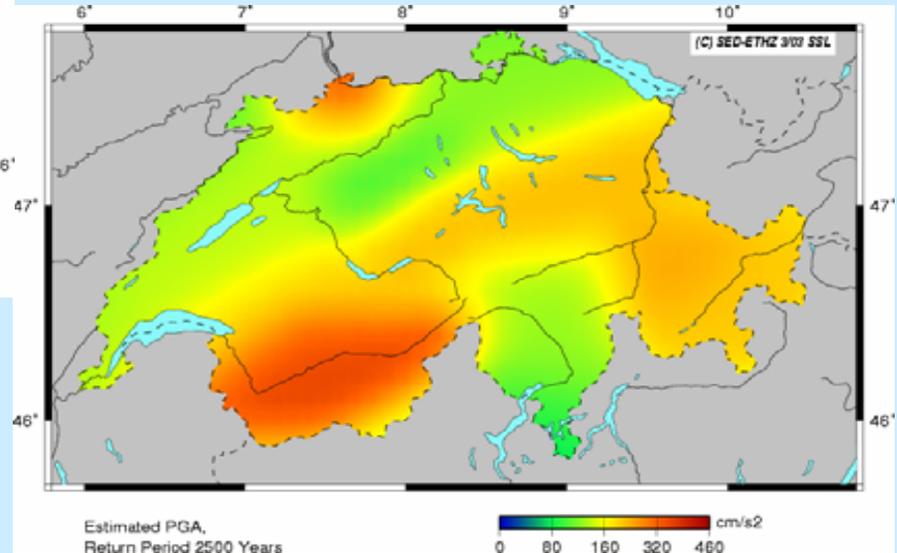
## Barrages-poids

### Séisme de vérification



Période de retour  
de 500 ans

Période de retour de 2'500 ans



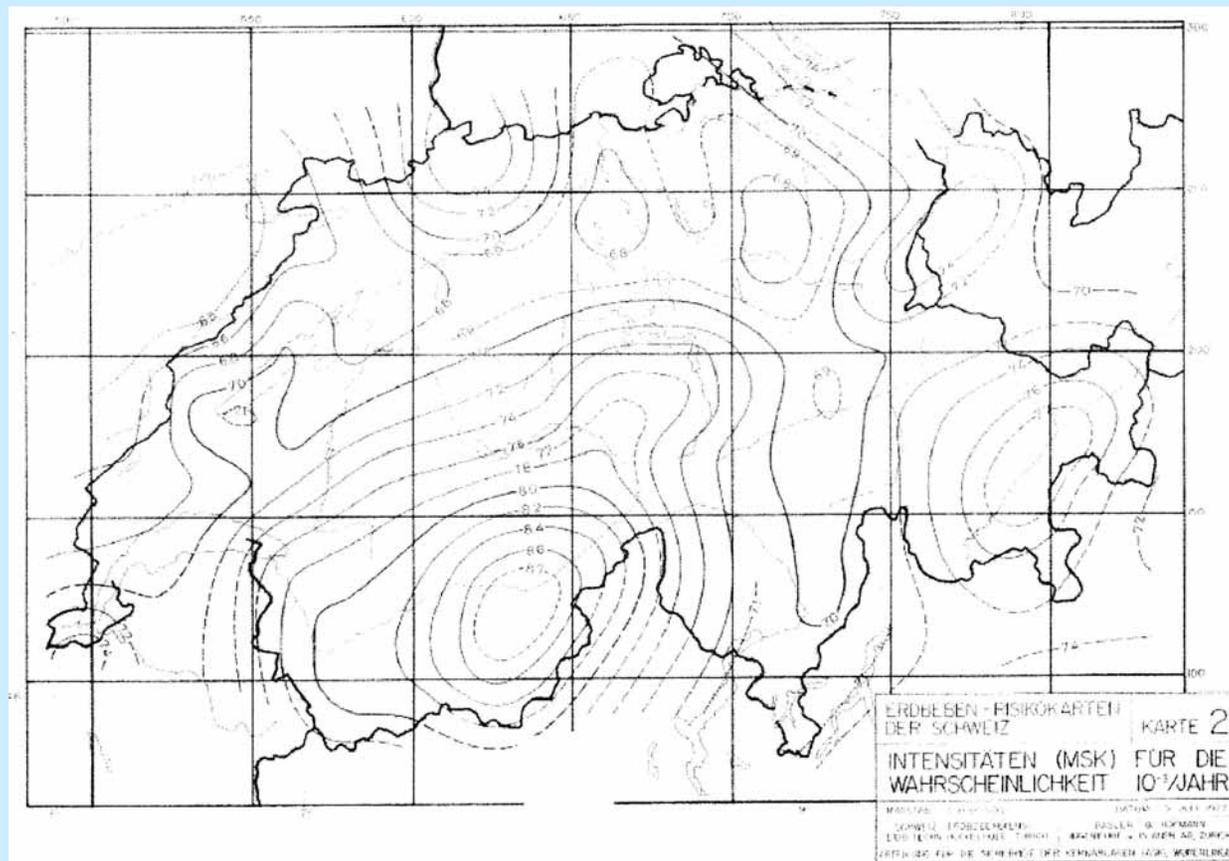
- Base de vérifications pour ponts, bâtiments, ... (Swisscodes)
- Exigence: ~ Aptitude au service
- Correspond à une résistance à la rupture de ~ 1 / 2'500 ans
- Ouvrages à conséquences potentielles importantes:  
Résistance à la rupture exigée de l'ordre de 1 / 10'000 ans

# Barrages en béton

## Barrages-poids

### Séisme de vérification

Carte sismique pour une probabilité de dépassement de  $10^{-3}$  p.a. :



### Séisme de vérification

#### Cartes d'intensité

Pour une période de retour de 1'000 et 10'000 ans, des cartes d'intensité ont été élaborées pour la Suisse

Les valeurs des intensités pour une période de retour de 5'000 ans sont interpolées comme suit :

$$I_{5'000} = 0.3 \cdot I_{1'000} + 0.7 \cdot I_{10'000}$$

#### Valeurs de l'accélération

Les valeurs de l'accélération sont déterminées sur la base de la transformation suivante [Carte suisse du risque de séismes – Détermination du danger dû aux séismes, 1977] :

$$\log a_h = 0.26 \cdot I_{MSK} + 0.19$$

où  $a_h$  est en  $\text{cm/s}^2$ .

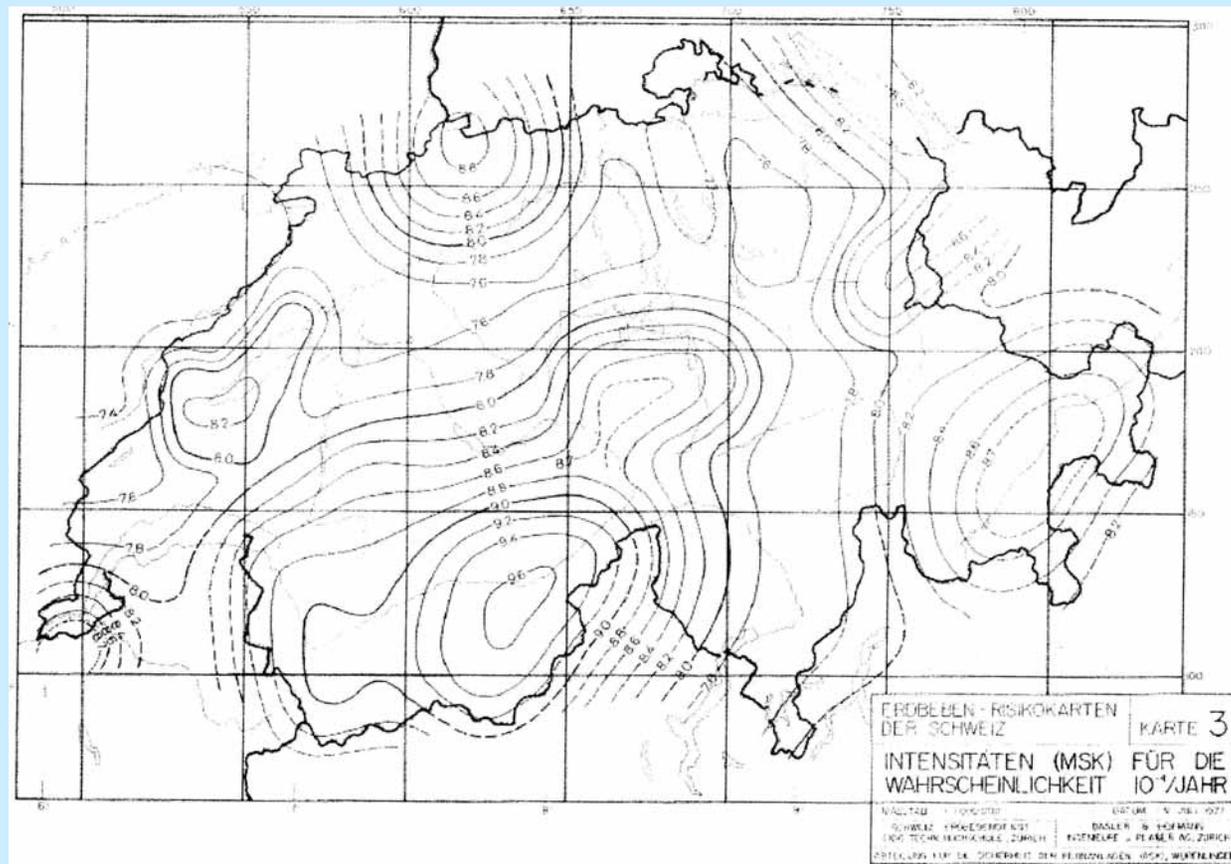
#### Accélération de pointe

L'accélération horizontale de pointe  $a_h$  à prendre en compte pour la vérification et qui correspond au temps de retour de 1'000, 5'000 et 10'000 ans est indépendante de la direction.

L'accélération verticale de pointe  $a_v$  peut être calculée à partir de la composante horizontale  $a_h$  en la réduisant d'un tiers ( $a_v = \frac{2}{3} \cdot a_h$ ).

## Séisme de vérification

Carte sismique pour une probabilité de dépassement de  $10^{-4}$  p.a. :



## Séisme de vérification

### Spectre de réponse :

Il est distingué entre trois classes de fondation en fonction de leur profil des couches :

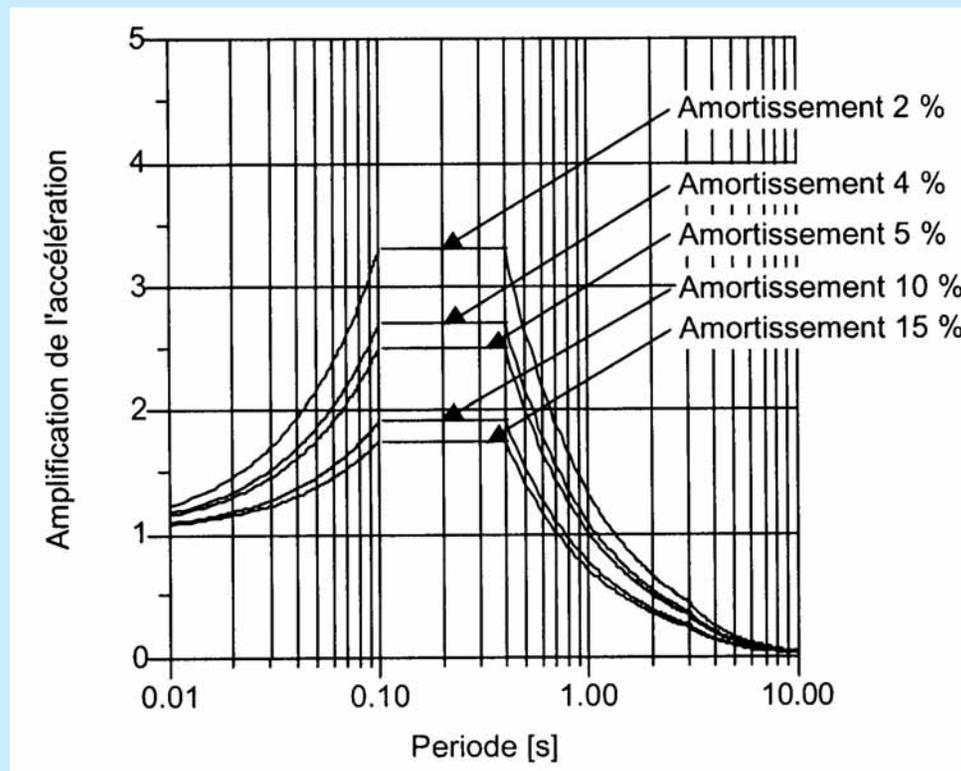
Classe de fondation A : Rocher et dépôts rigides de sable, gravier ou argile bien compacté. Célérité d'onde de cisaillement supérieure à 400 m/s.

Classe de fondation B : Dépôts profonds de sable ou de gravier de compacité moyenne ou d'argile moyennement rigide. Célérité d'onde de cisaillement entre 200 et 400 m/s.

Classe de fondation C : Dépôts de sols meubles non cohésifs avec des couches de matériaux peu cohésives, ainsi que dépôts formés essentiellement de sols cohésifs mous à moyennement rigides. Célérité d'onde de cisaillement inférieure à 200 m/s.

## Séisme de vérification

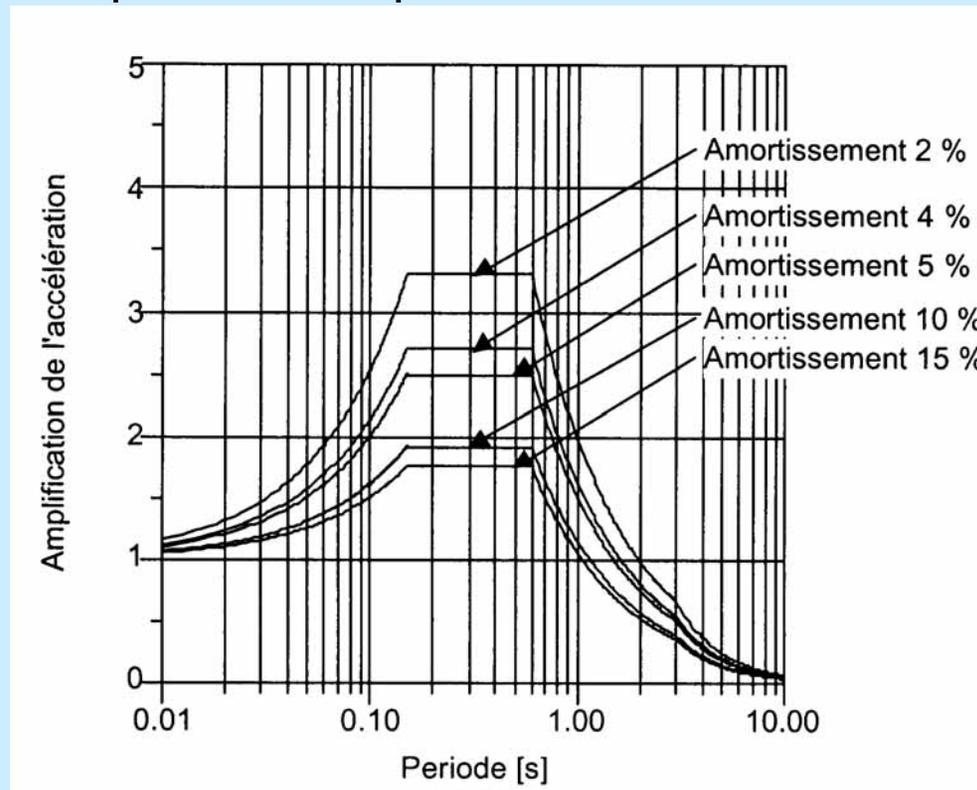
Spectre de réponse : classe de fondation A



Spectre de réponse pour fondations sur rocher (classe de fondation A)

## Séisme de vérification

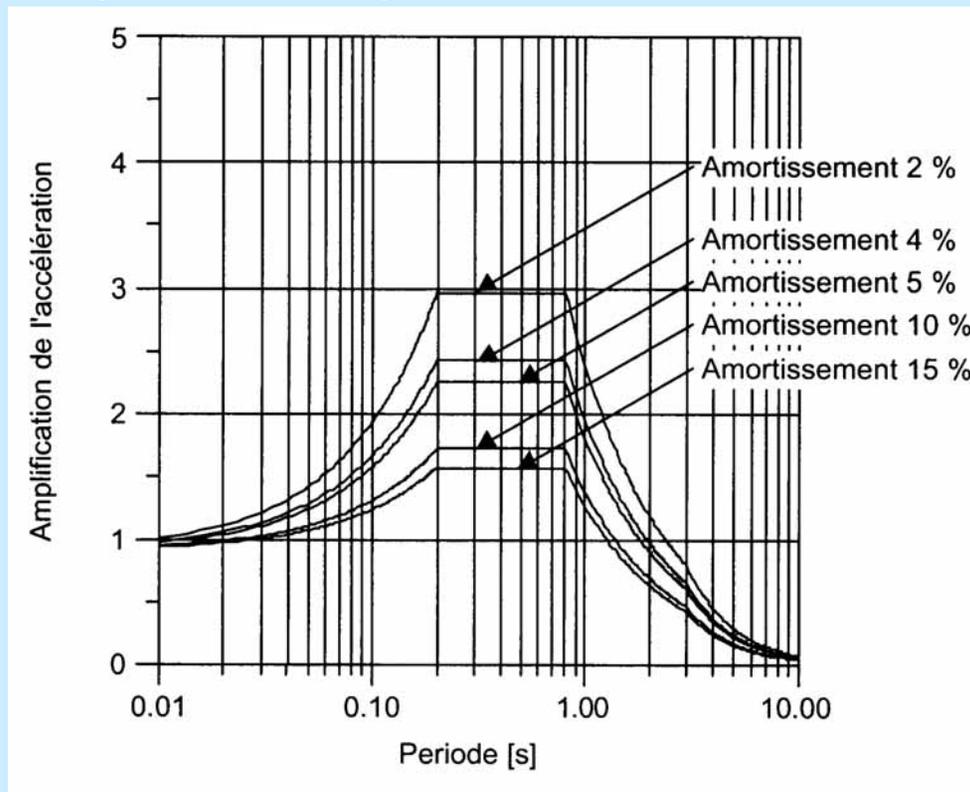
Spectre de réponse : classe de fondation **B**



Spectre de réponse pour une fondation moyenne (classe de fondation B)

## Séisme de vérification

Spectre de réponse : classe de fondation C



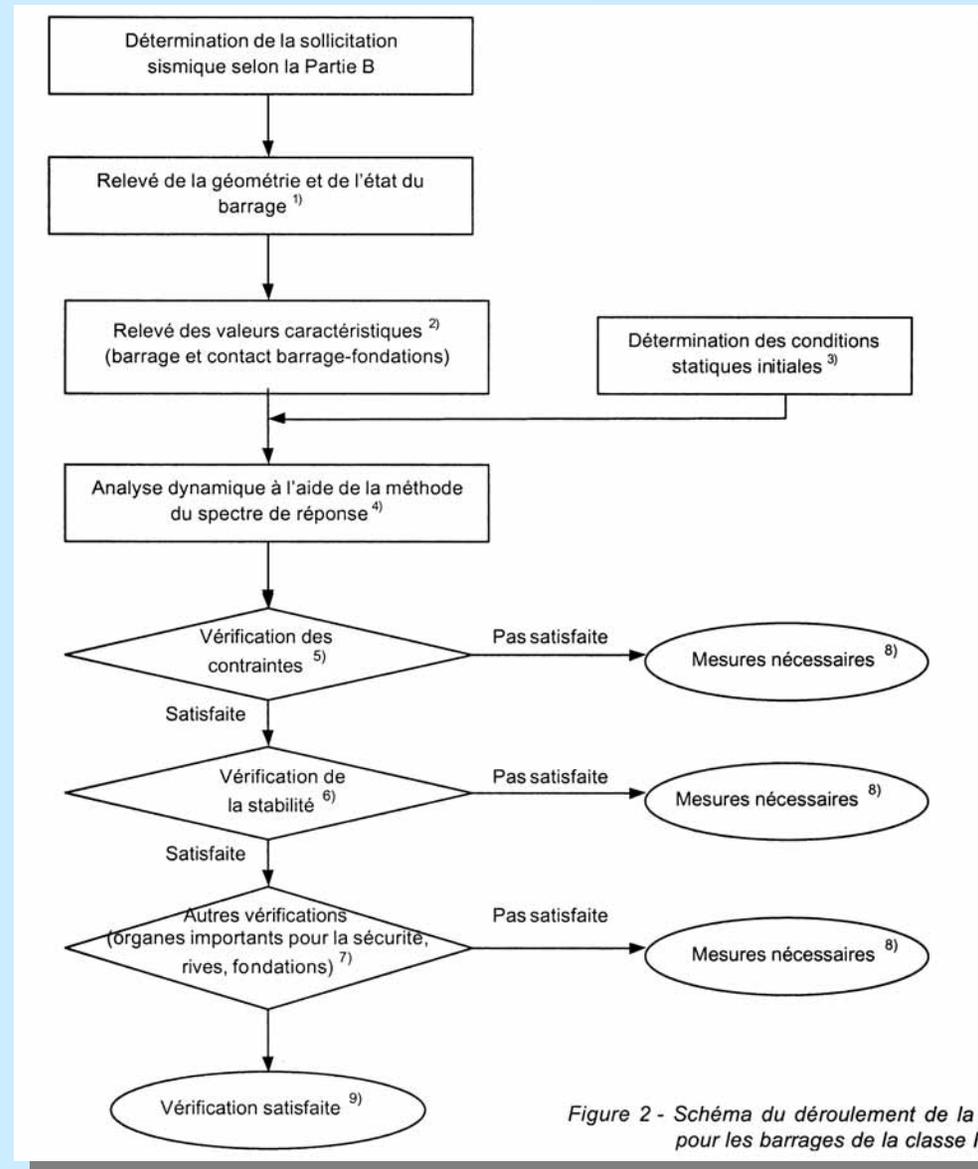
Spectre de réponse pour une fondation molle (classe de fondation C)

# Barrages en béton

## Barrages-poids

Analyse des barrages  
en béton et en  
maçonnerie de la  
classe II

Déroulement de la  
vérification



### Analyse des barrages en béton et en maçonnerie de la classe II

#### Relevé de valeurs caractéristiques des matériaux :

Pour la représentation correcte du comportement du barrage, les valeurs caractéristiques les plus probables (valeurs médianes) des paramètres sont utilisées.

Pour les barrages de la classe II, il est suffisant d'admettre un matériau isotrope linéaire-élastique avec amortissement visqueux. Les valeurs suivantes sont par conséquent à déterminer :

- Module d'élasticité dynamique  $E_d$
- Coefficient de poisson  $\nu$
- Densité  $\rho$
- Amortissement du matériau  $\zeta$

Le module élastique dynamique peut être déterminé en première approche en augmentant le module élastique  $E_s$  selon l'équation suivante :

$$E_d = 1.25 \cdot E_s$$

La valeur caractéristique du module d'élasticité statique  $E_s$  du barrage doit être déterminée spécifiquement pour l'ouvrage.

La valeur admise pour l'amortissement critique du matériau ne doit pas dépasser 5 %. Ce paramètre d'amortissement influence l'amplification dynamique du spectre de réponse.

## Analyse des barrages en béton et en maçonnerie de la classe II

### Propriété de déformation du sol de fondation :

Pour la représentation correcte du comportement du barrage, les valeurs caractéristiques les plus probables (valeurs médianes) des propriétés de déformation du sol de fondation sont utilisées. Pour les sols de fondation des barrages de la classe II, il est suffisant d'admettre un matériau isotrope linéaire-élastique sans masse et un amortissement visqueux. Les valeurs suivantes sont par conséquent à déterminer :

- Module d'élasticité dynamique  $E_d$
- Coefficient de poisson  $\nu$
- Amortissement du matériau  $\zeta$

### Analyse des barrages en béton et en maçonnerie de la classe II

#### Résistance du barrage :

La résistance à la compression uni-axiale dynamique  $f_{cd}$  et à la traction  $f_{td}$  sont applicables lors de l'analyse de l'état de contraintes de barrages de la classe II déterminé sur la base d'un calcul linéaire-élastique avec amortissement visqueux.

La résistance dynamique peut être déterminée de manière empirique à partir de la résistance statique :

Résistance à la compression dynamique  $f_{cd}$  en fonction de la résistance à la compression statique  $f_{cs}$

$$f_{cd}=1.5 \cdot f_{cs}$$

resp. résistance à la traction dynamique  $f_{td}$  en fonction de la résistance à la traction statique  $f_{ts}$

$$f_{td}=1.5 \cdot f_{ts} \leq 4 \text{Mpa}$$

Résistance à la traction dynamique  $f_{td}$  en fonction de la résistance à la compression dynamique  $f_{cd}$

$$f_{td}=0.1 \cdot f_{cd} \leq 4 \text{Mpa}$$

La résistance dynamique à la traction déterminée à l'aide d'une formule empirique ne doit pas dépasser 4 MPa.

### Analyse des barrages en béton et en maçonnerie de la classe II

#### Résistance de la surface de contact barrage-sol de fondation :

La surface de contact barrage-sol de fondation peut être admise comme plan. S'il est tenu compte d'un encastrement du corps du barrage dans les fondations, la plausibilité de cet effet doit être démontrée. Si cette démonstration manque ou si les documents d'exécution sont incomplets, l'effet d'encastrement doit être négligé.

Dans le cas de fondations sur rocher, les paramètres (valeurs médianes) suivants de la surface de contact entre barrage et les fondations peuvent être estimés sur la base de la littérature :

- Angle de frottement  $\varphi$  (angle de frottement de matériaux béton/rocher)
- Angle de dilatation  $i$  (angle de dilatation de l'imbrication mécanique des fondations barrage/rocher)
- Cohésion  $c$  (cohésion des matériaux béton/rocher due à une micro-imbrication)

### Analyse des barrages en béton et en maçonnerie de la classe II

#### Conditions initiales statiques :

Le séisme de vérification est à considérer comme sollicitation extraordinaire. Les sollicitations correspondantes sont par conséquent à superposer avec celles dues aux charges statiques d'exploitation usuelles qui sont les suivantes :

- Poids propre
- Poussée de l'eau
- Température (correspondant au niveau maximal)
- Poussée des terres due aux remblais à l'aval ou aux sédiments dans la retenue
- Éventuellement poussée des glaces (correspondant au niveau maximal)

L'étude du cas avec retenue pleine est suffisante pour la vérification de la sécurité. Le niveau admis dans la retenue correspond au niveau maximal d'exploitation (niveau de retenue).

Les sous-pressions agissant sur la surface de contact entre le barrage et le sol de fondation sont uniquement considérées pour la vérification de la stabilité.

## Analyse des barrages en béton et en maçonnerie de la classe II

Modélisation spécifique à l'aide de la méthode du spectre de réponse :

### Déroulement

L'exigence minimale à la vérification de la sécurité des barrages de la classe II aux séismes est une analyse spécifique au barrage étudié à l'aide de la méthode du spectre de réponse. Cette analyse se déroule comme suit :

- Modélisation géométrique
- Calage du modèle sous les charges statiques normales
- Détermination de la fréquence propre, de l'amortissement modal et des masses oscillantes
- Détermination des déformations modales maximales et des sollicitations correspondantes

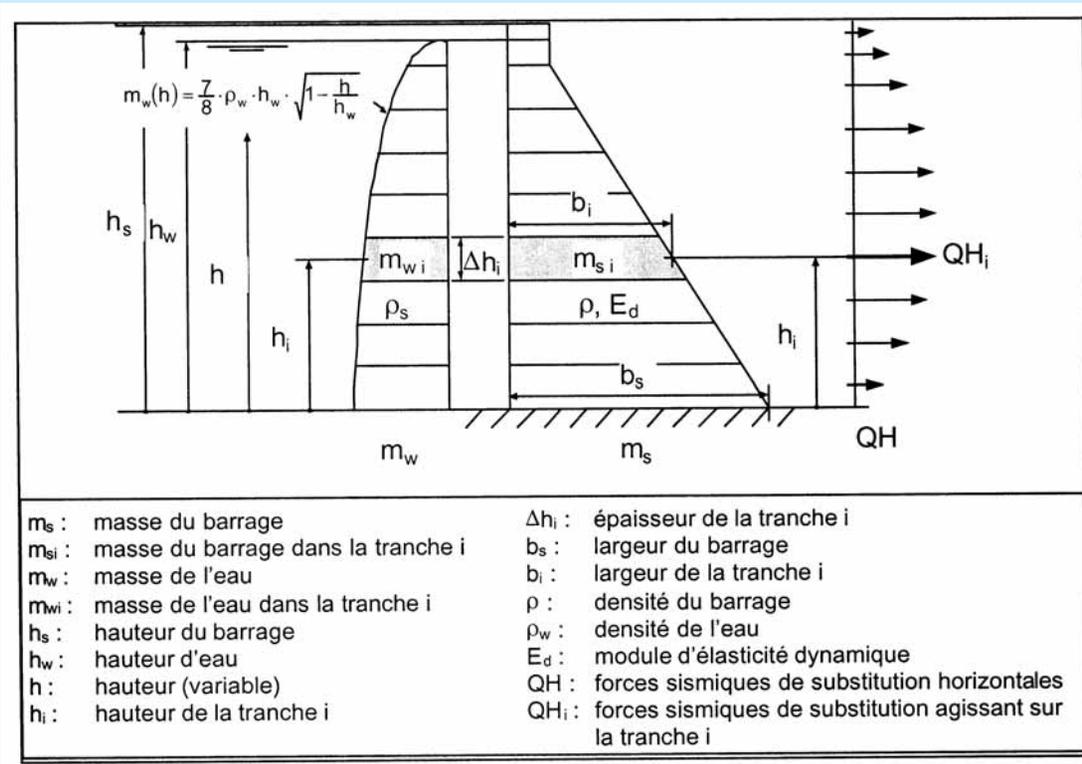
# Barrages en béton

## Barrages-poids

### Analyse des barrages en béton et en maçonnerie de la classe II

Modélisation spécifique à l'aide de la méthode du spectre de réponse :

#### Modélisation géométrique d'un barrage-poids



### Analyse des barrages en béton et en maçonnerie de la classe II

Modélisation spécifique à l'aide de la méthode du spectre de réponse :

#### Détermination de la masse d'eau entraînée

La masse oscillant avec le barrage représentant l'effet hydrodynamique de l'eau sur le barrage avec un parement amont approximativement vertical se calcule en fonction de la hauteur  $h$  selon l'équation suivante de Westergaard :

$$m_w(h) = \frac{7}{8} \cdot \rho_w \cdot h_w \cdot \sqrt{1 - \frac{h}{h_w}}$$

Pour des raisons pratiques, le barrage est divisé en plusieurs tranches horizontales. Le choix de cette division se fait en fonction de la forme du barrage, du niveau d'eau et de la précision souhaitée du calcul. Les différentes tranches peuvent être d'épaisseur variable. Pour la tranche  $i$ , on peut écrire :

$$m_{wi} = \frac{7}{8} \cdot \rho_w \cdot h_w \cdot \sqrt{1 - \frac{h_i}{h_w}} \cdot \Delta h_i$$

### Analyse des barrages en béton et en maçonnerie de la classe II

Modélisation spécifique à l'aide de la méthode du spectre de réponse :

**Détermination empirique de la première fréquence propre d'un barrage-poids**

$$f_s = \alpha \cdot \frac{b_s}{h_s^2} \cdot \sqrt{\frac{E_d}{\rho}} \quad , \text{ mais au maximum 10 Hz}$$

La limitation à 10 Hz se base sur des observations selon lesquelles la flexibilité des fondations devient alors déterminante.

La période fondamentale  $T_s$  en seconde s'exprime alors par :

$$T_s = \frac{1}{f_s}$$

$\alpha$  est un coefficient de forme qui dépend de la forme du barrage.

Analyse des barrages en béton et en maçonnerie de la classe II

Modélisation spécifique à l'aide de la méthode du spectre de réponse :

*Détermination empirique de la première fréquence propre d'un barrage-poids (2)*

$b_s / h_s$	$\alpha$ (retenue vide)	$\alpha$ (retenue pleine)
0.6	0.19	0.13
0.8	0.17	0.12
1.0	0.15	0.11

Coefficient de forme pour le calcul de la première fréquence propre d'un barrage-poids (fréquence de base)

### Analyse des barrages en béton et en maçonnerie de la classe II

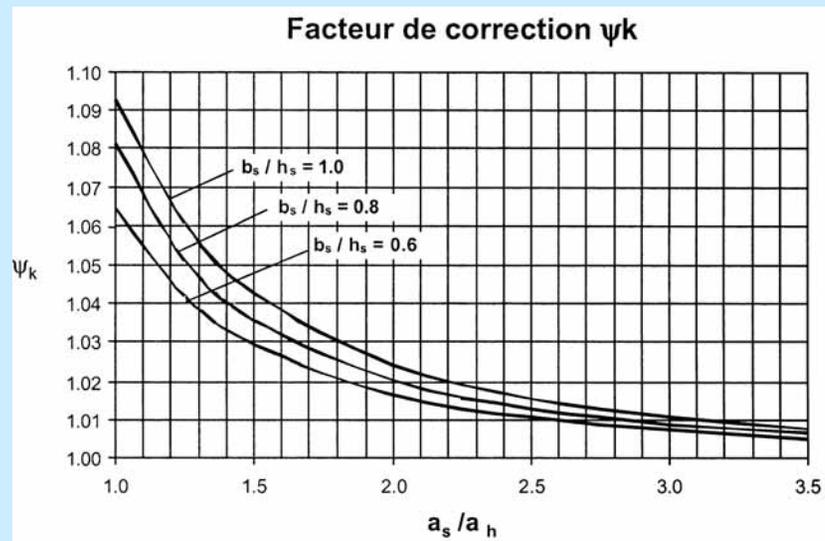
Modélisation spécifique à l'aide de la méthode du spectre de réponse :

#### Accélération spectrale

L'accélération spectrale déterminante peut être déterminée à l'aide du spectre de réponse à partir de la première période propre (période fondamentale, période de résonance).

Une partie substantielle des charges sismiques sont prises en compte par la détermination de la première fréquence propre et de l'accélération spectrale correspondante. La participation des modes plus élevés est prise en compte par un facteur de correction.

Facteur de correction  $\psi_k$  pour la prise en compte des valeurs propres plus élevées



### Analyse des barrages en béton et en maçonnerie de la classe II

Modélisation spécifique à l'aide de la méthode du spectre de réponse :

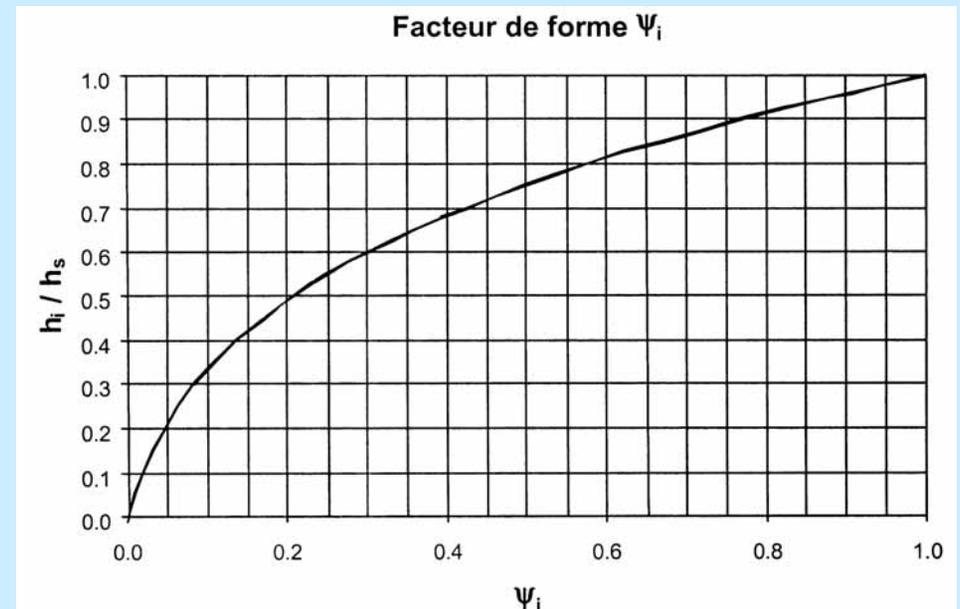
#### **Détermination empirique au premier mode de déformation de barrage-poids**

Le premier mode de déformation consiste en un balancement du barrage dont l'amplitude maximale se situe au niveau du couronnement. La forme de la déformée est semblable pour tous les rapports  $b_s / h_s$  et peut être décrite par la formule suivante :

$$\psi_i = 0.69 \cdot \left(\frac{h_i}{h_s}\right)^3 + 0.14 \cdot \left(\frac{h_i}{h_s}\right)^2 + 0.17 \cdot \left(\frac{h_i}{h_s}\right)$$

Le facteur de forme  $\psi_i$  ainsi calculé représente la déformation à la hauteur  $h_i$  par rapport à la déformation maximale au niveau du couronnement (hauteur  $h_s$ ).

Facteur de forme  $\psi_i$  utilisé pour la répartition de la charge sismique de substitution sur la hauteur du barrage



### Analyse des barrages en béton et en maçonnerie de la classe II

Modélisation spécifique à l'aide de la méthode du spectre de réponse :

**Détermination de la charge sismique avec la méthode simplifiée du spectre de réponse (un mode)**

Dans un modèle bi-dimensionnel, il faut tenir compte de la composante horizontale et de la composante verticale du tremblement de terre. Pour des raisons pratiques, le barrage est divisé en plusieurs tranches horizontales. Le choix de cette division se fait en fonction de la forme du barrage, du niveau d'eau et de la précision souhaitée du calcul. Les différentes tranches peuvent être d'épaisseur variable.

La masse du barrage dans la tranche  $i$  peut être calculée comme suit :

$$m_{si} = \rho_s \cdot b_i \cdot \Delta h_i$$

Avec la masse de l'eau oscillant avec le barrage  $m_{wi}$ , on obtient la masse totale de la tranche  $i$  par :

$$m_i = m_{wi} + m_{si}$$

Cette masse est réduite par un coefficient de masse  $\psi_m$  indiquant la part de la masse totale oscillant à la première fréquence propre.

Analyse des barrages en béton et en maçonnerie de la classe II

Modélisation spécifique à l'aide de la méthode du spectre de réponse :

Détermination de la charge sismique avec la méthode simplifiée du spectre de réponse (un mode)

$b_s / h_s$	$\psi_m$ (retenue vide)	$\psi_m$ (retenue pleine)
0.6	0.39	0.41
0.8	0.39	0.43
1.0	0.40	0.44

Coefficient  $\psi_m$  de masse de la première fréquence propre (fréquence de base)

## Analyse des barrages en béton et en maçonnerie de la classe II

Modélisation spécifique à l'aide de la méthode du spectre de réponse :

Détermination de la charge sismique avec la méthode simplifiée du spectre de réponse (un mode)

La **charge sismique de substitution horizontale totale** agissant sur le barrage se calcule à partir de l'accélération spectrale, du coefficient de masse, du facteur de correction et de la masse totale du barrage à l'aide de l'équation suivante :

$$QH_{tot} = a_s \cdot \psi_k \cdot \Psi_m \cdot \sum m_i$$

Cette charge est répartie sur la hauteur de l'ouvrage en utilisant le facteur de forme de la déforme :

$$QH_i = QH_{tot} \cdot \frac{m_i \cdot \psi_i}{\sum m_i \cdot \psi_i}$$

## Analyse des barrages en béton et en maçonnerie de la classe II

Modélisation spécifique à l'aide de la méthode du spectre de réponse :

Détermination de la charge sismique avec la méthode simplifiée du spectre de réponse (un mode)

La **charge sismique de substitution verticale totale** peut être calculée comme suit à partir de la masse du barrage oscillante :

$$QV_{tot} = a_v \cdot \sum m_{si}$$

$m_{si}$  = masse du barrage dans la tranche  $i$

La valeur pour une seule tranche est :

$$QV_i = a_v \cdot m_{si}$$

# Barrages en béton

## Barrages-poids

### Analyse des barrages en béton et en maçonnerie de la classe II

Modélisation spécifique à l'aide de la méthode du spectre de réponse :

#### Vérification des contraintes

Cas de charge	Modèle bi-dimensionnel		Modèle tri-dimensionnel		
	horizontal	vertical	amont-aval	gauche-droite	vertical
1	+	+	+	+	+
2	+	-	+	+	-
3	-	+	+	-	+
4	-	-	+	-	-
5			-	+	+
6			-	+	-
7			-	-	+
8			-	-	-

Signes du séisme de vérification

## Analyse des barrages en béton et en maçonnerie de la classe II

Modélisation spécifique à l'aide de la méthode du spectre de réponse :

### Vérification de stabilité

⇒ Glissement

⇒ Stabilité au renversement

Il est à vérifier que les contraintes dans la surface de contact entre le barrage et les fondations sont inférieures aux valeurs extrêmes de la résistance. En cas de dépassement de la contrainte dynamique de traction admissible au pied amont, il faut s'assurer que l'ouverture du joint de fondation à l'amont ne conduit pas à des contraintes de compression supérieures à la résistance à la compression au pied aval.

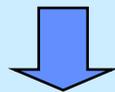
⇒ Vérification de la stabilité des rives

⇒ Vérification du fonctionnement des ouvrages annexes

## Analyse dynamique

(Indispensable si  $a > 0.15$  g)

- Prendre en considération un système de forces variables dans le temps et en tenant compte des effets d'inertie et d'amortissement.



Méthode des éléments finis

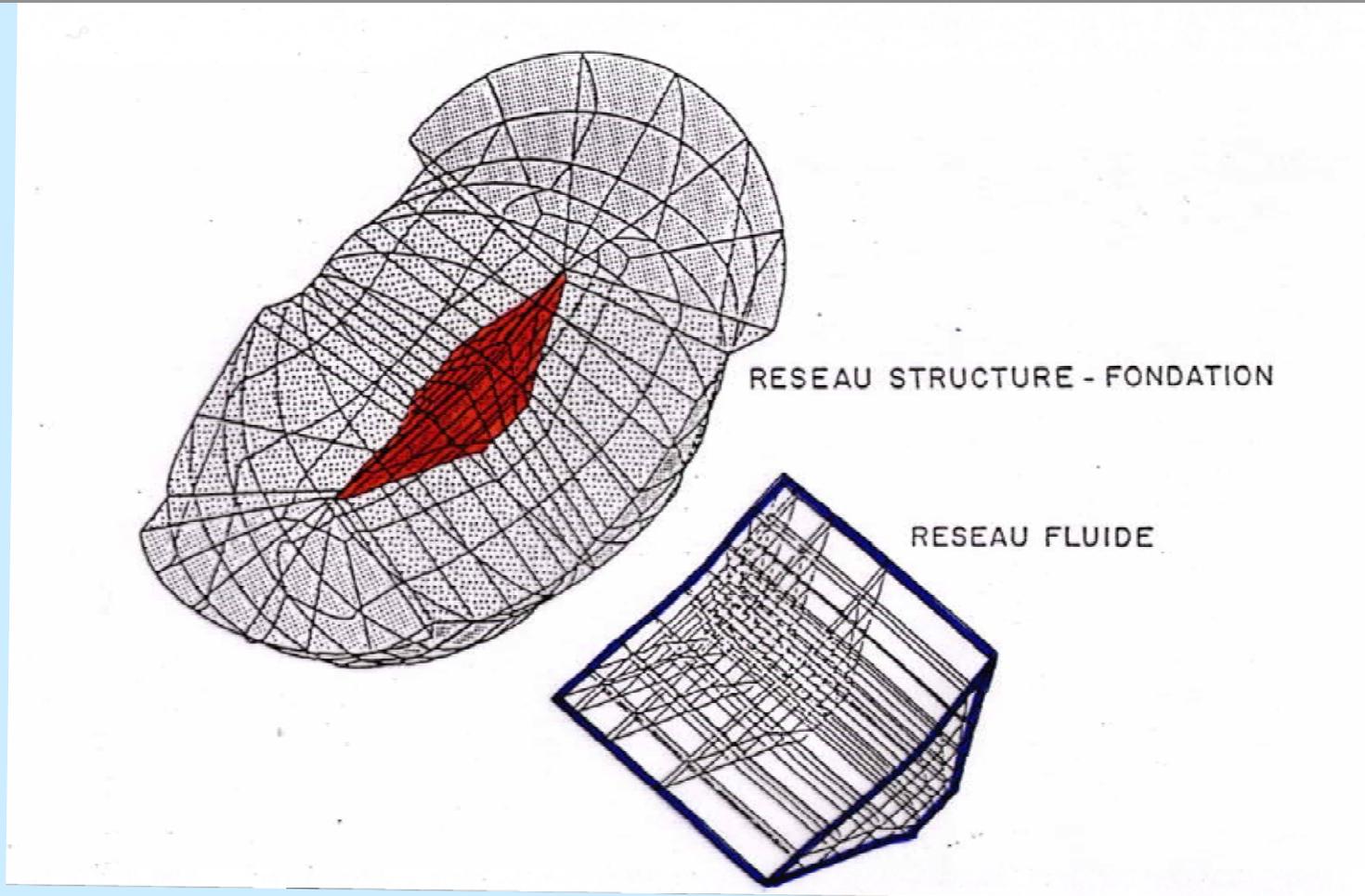


- ◆ La réponse du barrage (en termes de déplacements, vitesses, accélérations, contraintes et déformations)
- ◆ Interaction réelle sol-barrage.
- ◆ Interaction réelle eau-barrage.

# Barrages en béton

## Barrages-poids

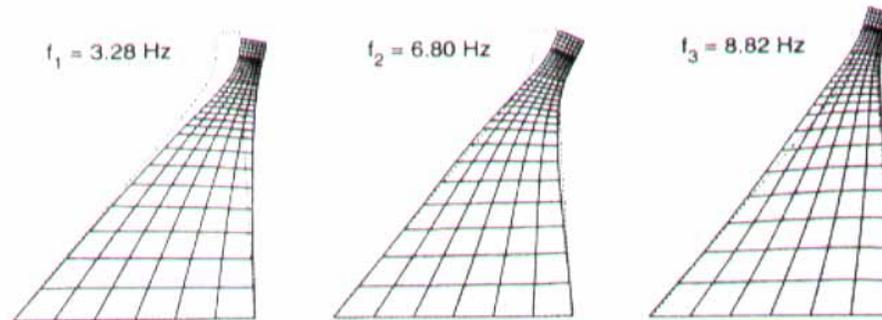
### Analyse dynamique avec méthode des éléments finis



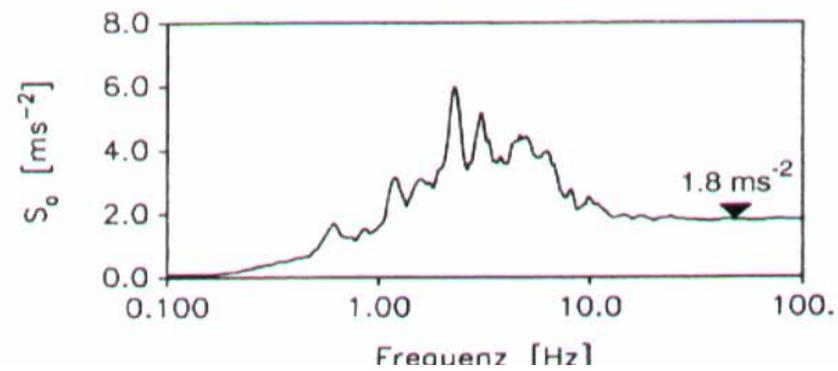
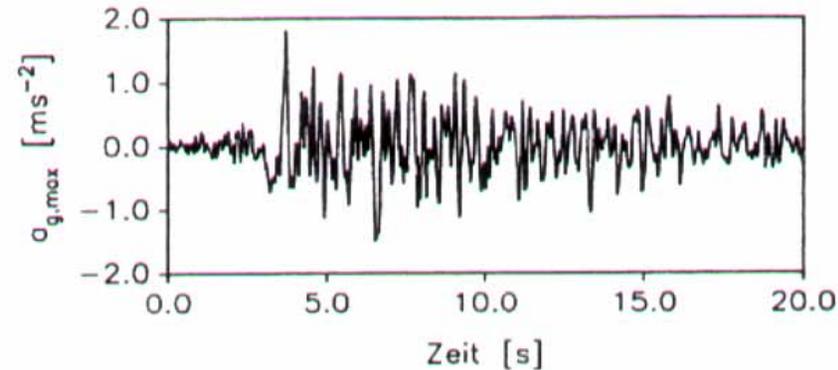
# Barrages en béton

## Barrages-poids

Comportement  
réel  
d'un barrage -  
l'analyse  
dynamique

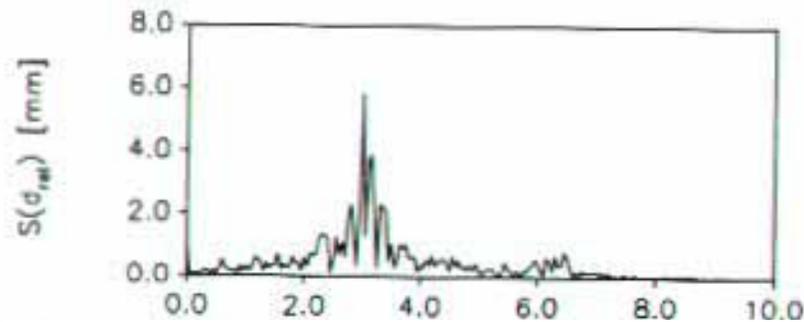
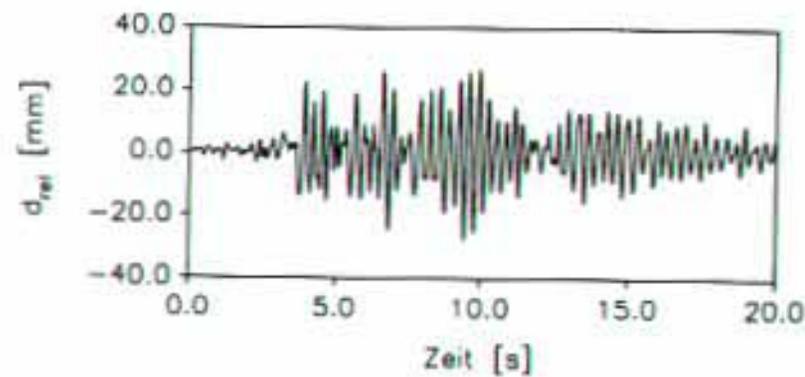


Déformations pour les trois premières fréquences propres du barrage-poids de Pine-Flat

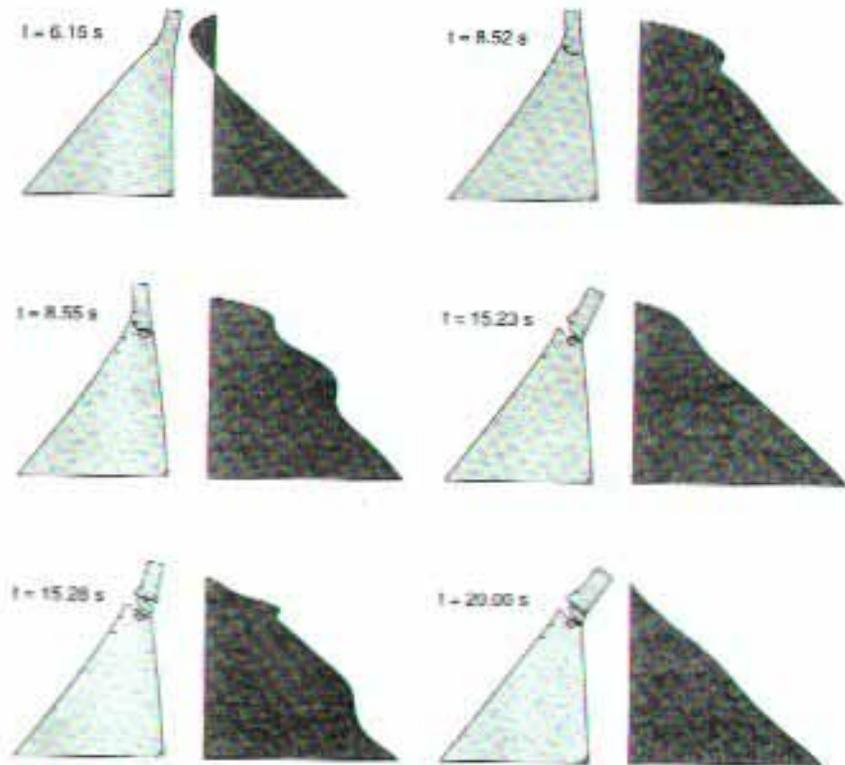


Accélérogramme et spectre de réponse de l'accélération au sol de tremblement de terre de Taft (calé pour  $a_{g,max} = 1.8 \text{ m/s}^2$ )

# Comportement réel d'un barrage - l'analyse dynamique



Déplacement relatif du couronnement son spectre de réponse pour le barrage-poids de Pine-Flat lors du tremblement de terre de Taft pour lac vide (calé pour  $a_{gmax} = 1.8 \text{ m/s}^2$ )

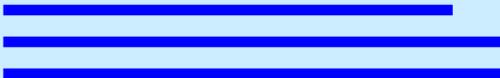
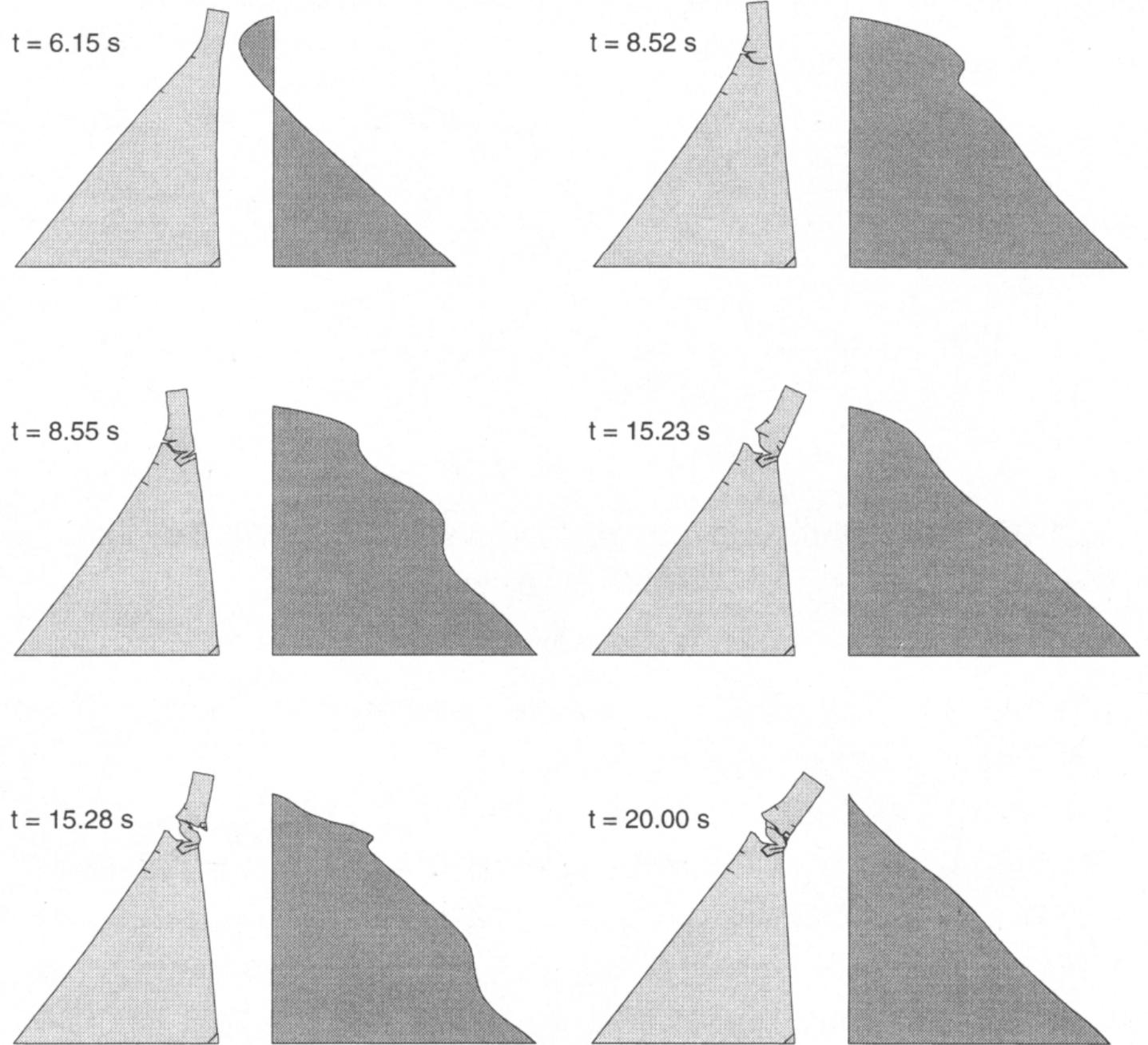


Déplacement du barrage-poids de Pine-Flat lors du tremblement de terre de Taft pour lac plein avec  $f_{ct} = 2.5 \text{ N/mm}^2$  (calé pour  $a_{gmax} = 1.8 \text{ m/s}^2$ )

# Barrages en béton Barrages-poids

## Comportement réel d'un barrage - l'analyse dynamique

Déplacement du barrage-  
poids de Pine-Flat lors du  
tremblement de terre de  
Taft pour lac plein avec  
 $f_{ct} = 2.5 \text{ N/mm}^2$   
(calé pour  
 $a_{gmax} = 1.8 \text{ m/s}^2$ )





Effet de température

Albigna, 115 m, Grison

## Barrages en béton

### Barrages-poids

### Echauffement du béton par la prise du ciment

Température dans le noyau d'un massif de béton  $T_{noyau} = T_0 + \Delta T$

$T_0$ : température du béton frais,  $\Delta T$ : élévation de température adiabatique

$$T_0 = \frac{A \cdot T_A \cdot c_A + C \cdot T_C \cdot c_C + E \cdot T_E \cdot c_E}{A \cdot c_A + C \cdot c_C + E \cdot c_E}$$

Suisse:

$T_0 = 8 - 15 \text{ }^\circ\text{C}$

Pays arides:

$T_0 = 20 - 40 \text{ }^\circ\text{C}$

A: poids des agrégats [kg]

C: poids du ciment [kg]

E: poids de l'eau [kg]

$T_A$ : température des agrégats [ $^\circ\text{C}$ ]

$T_C$ : température du ciment [ $^\circ\text{C}$ ]

$T_E$ : température de l'eau [ $^\circ\text{C}$ ]

c: chaleurs spécifiques [kJ/ $^\circ\text{C}$ kg]

$c_A \sim c_C = 0.2$  [kJ/ $^\circ\text{C}$ kg]       $c_E = 1.0$  [kJ/ $^\circ\text{C}$ kg]

Echauffement du béton par la prise du ciment

$$\Delta T = \frac{W \cdot D}{\rho_B \cdot c_B}$$

$\Delta T$ : élévation de température adiabatique du béton

$W$ : chaleur d'hydratation du ciment [kJ/kg]

$D$ : dosage en ciment [kg/m<sup>3</sup>]

$\rho_B$ : densité du béton [kg/m<sup>3</sup>]

$c_B$ : chaleur spécifique du béton [kJ/°Ckg]

(par rapport à l'eau  $c_E = 1$  kJ/°Ckg)

Echauffement du béton par la prise du ciment  
Exemple pour ciment Portland

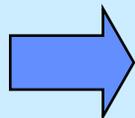
W: chaleur d'hydratation du ciment = 335 kJ/kg

D: dosage en ciment = 250 kg/m<sup>3</sup>

$\rho_B$ : densité du béton = 2450 kg/m<sup>3</sup>

$c_B$ : chaleur spécifique du béton = 0.84 kJ/°Ckg  
(par rapport à l'eau  $c_E = 1$  kJ/°Ckg)

$\Delta T$ : élévation de température adiabatique du béton

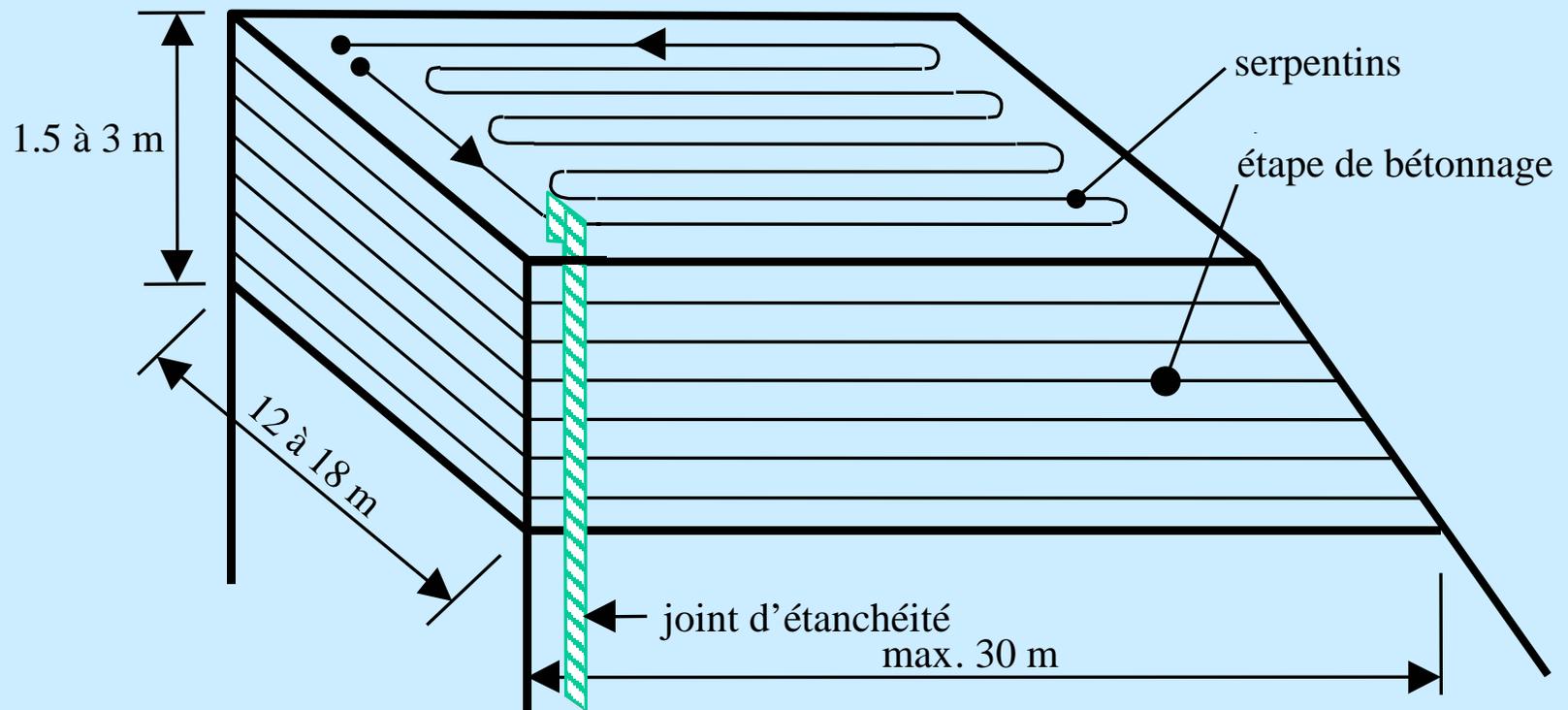


$$\Delta T = 40.7 \text{ } ^\circ\text{C}$$

# Barrages en béton

## Barrages-poids

### Refroidissement artificiel pendant la prise du béton (post-cooling)



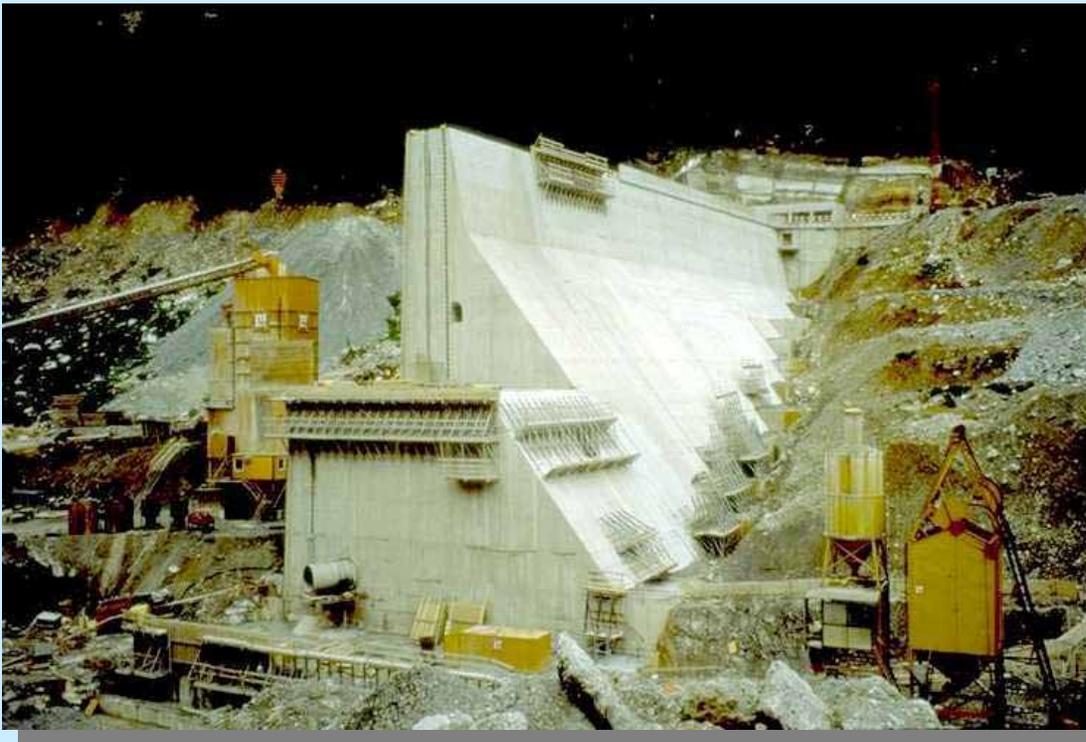
### Mesures propres à assurer le refroidissement du béton

- ① Refroidissement naturel
- ② Refroidissement artificiel du béton pendant son durcissement
  - système de refroidissement avec des tuyaux métalliques en forme de serpentins noyés dans le béton
- ③ Refroidissement initial du béton frais (mesure complémentaire à 2)
  - agrégats: protéger de l'insolation; refroidissement en coulant de l'eau froide par-dessus; souffler l'air froid à travers les agrégats
  - eau: refroidir; remplacer l'eau par de la paillettes de glace
  - ciment: souffler de l'air froid dans les silos de stockage
  - béton: refroidir pendant le transport (refroidir les bacs conteneurs); distances courtes de transport
- ④ Emploi de ciment à lent dégagement de chaleur
  - ciment de laitier, de haut fourneau; ciment aux pouzzolanes, aux cendres volantes

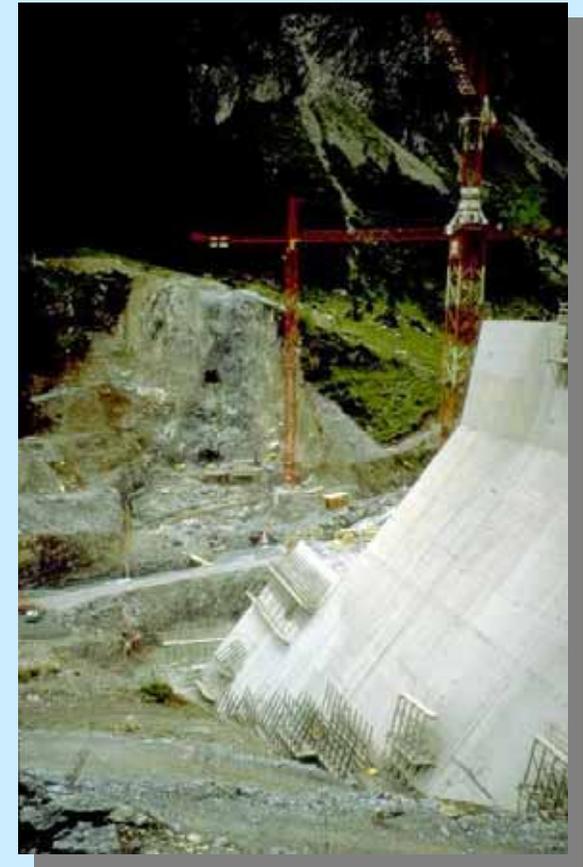
# Barrages en béton

## Barrages-poids

### Refroidissement naturel du béton



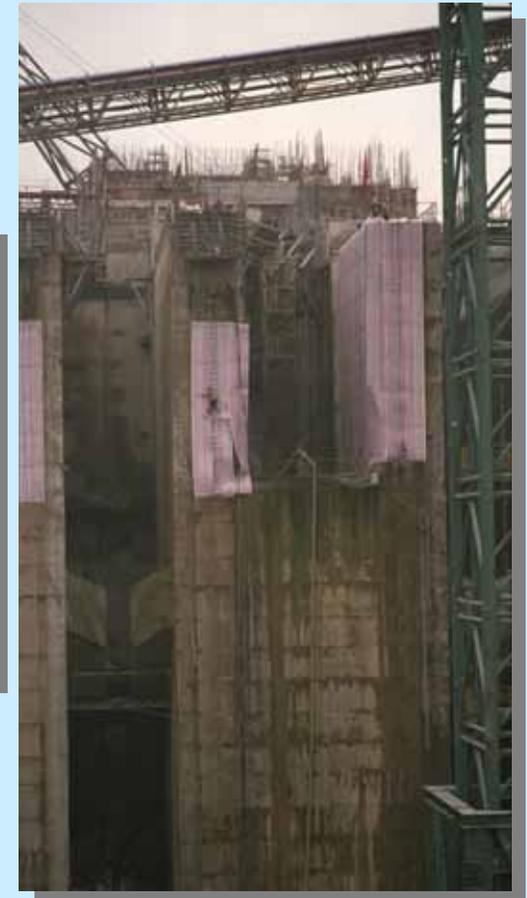
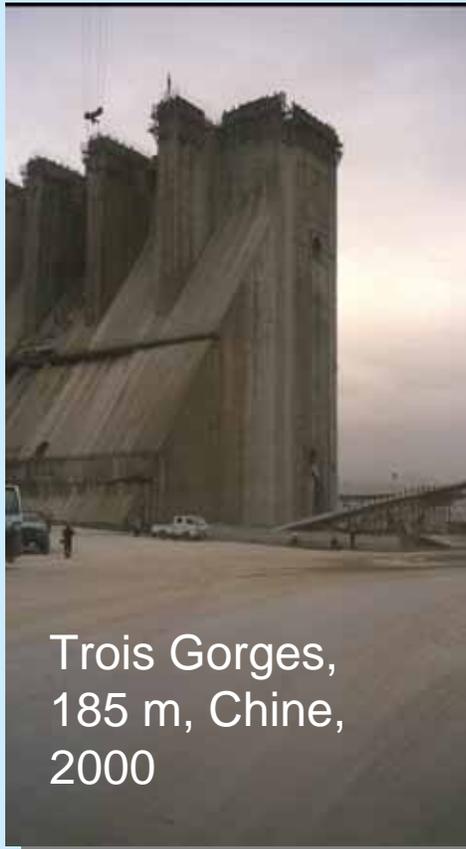
Panix, 53 m, 1989, Grison



# Barrages en béton

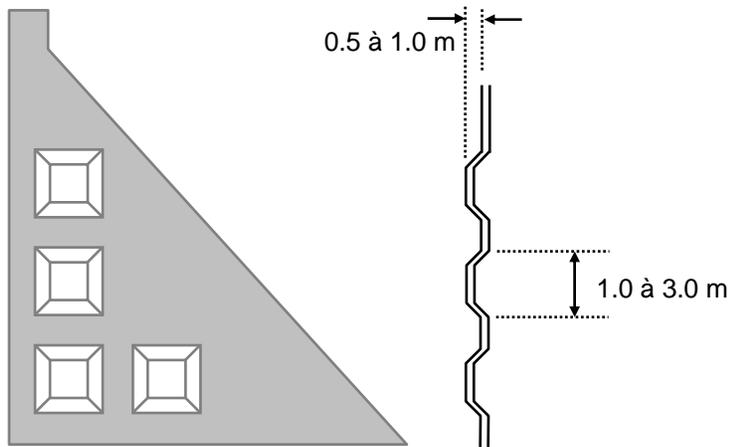
## Barrages-poids

### Mesure contre l'assèchement de la surface

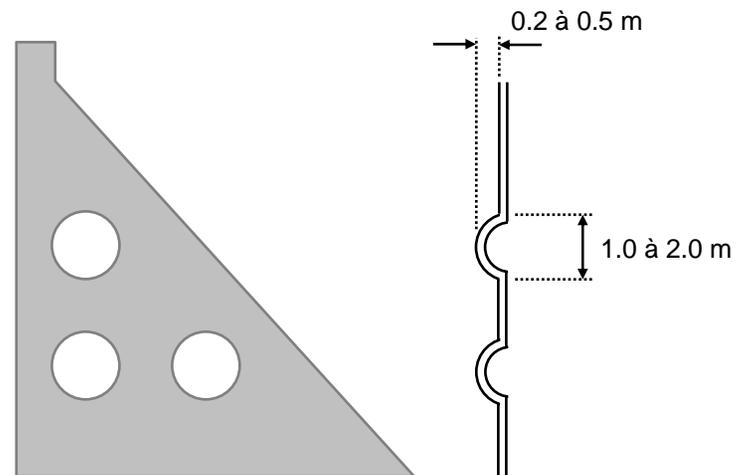


Précaution en cas de risque de séisme important:  
Enchevêtrement des blocs par des bosses

Forme conique



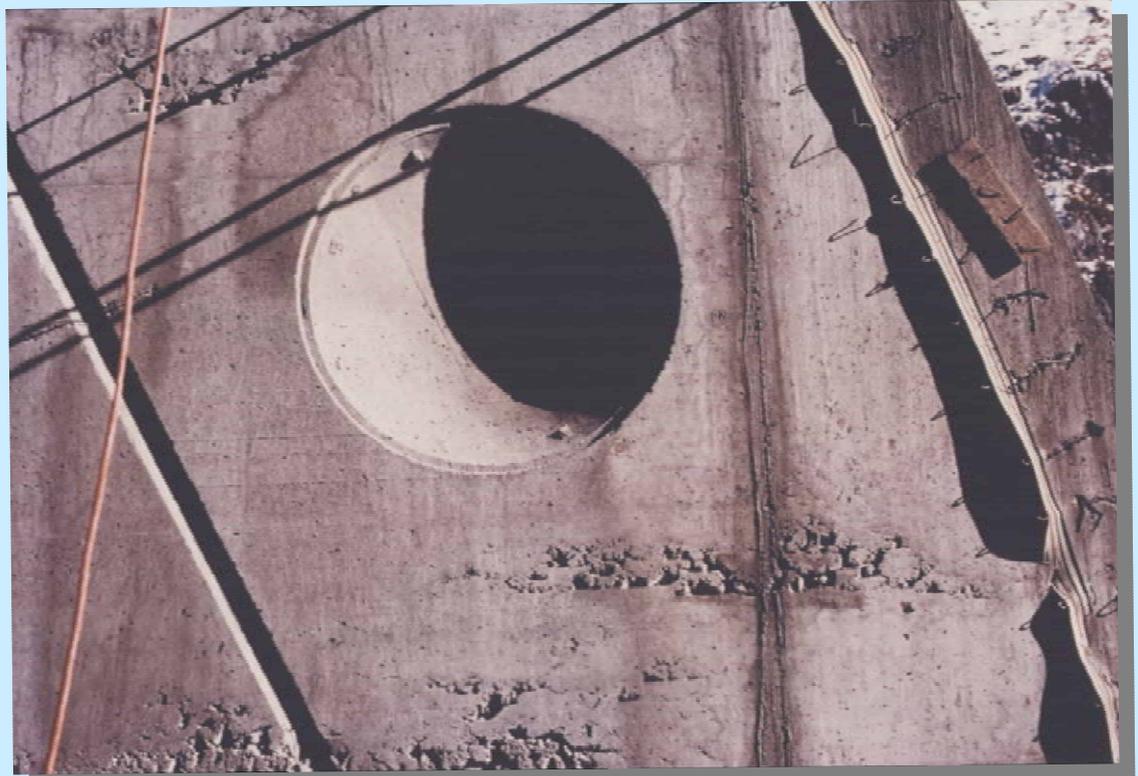
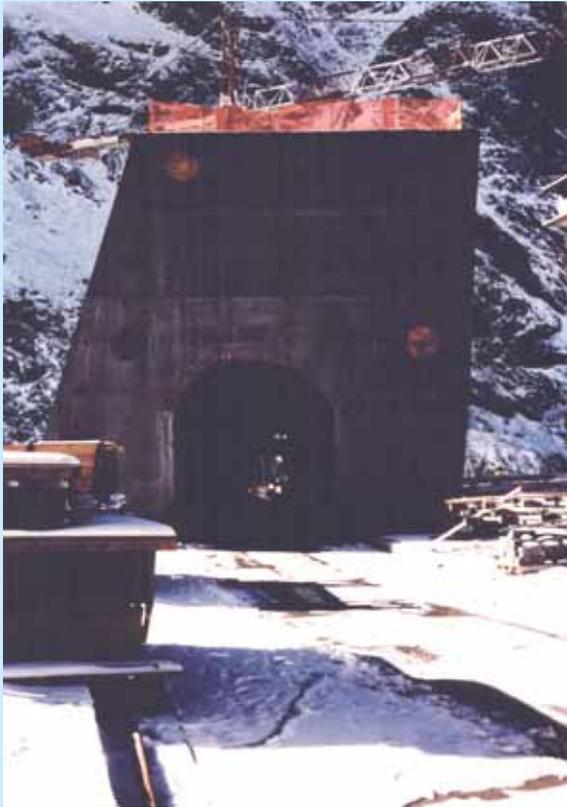
Forme sphérique



## Barrages en béton

### Barrages-poids

Précaution en cas de risque de séisme important:  
Enchevêtrement des blocs par des bosses





## Dosage en ciment, Exemple du barrage de la Grande Dixence

(Dosage en kg/m<sup>3</sup>  
max. 300, min. 140)

Lac vide

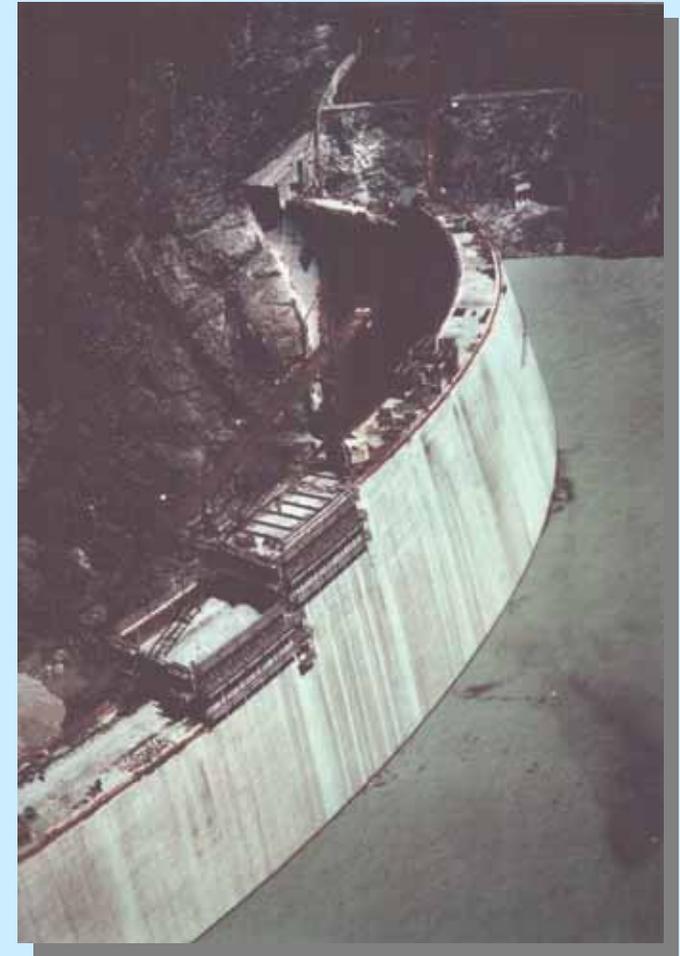
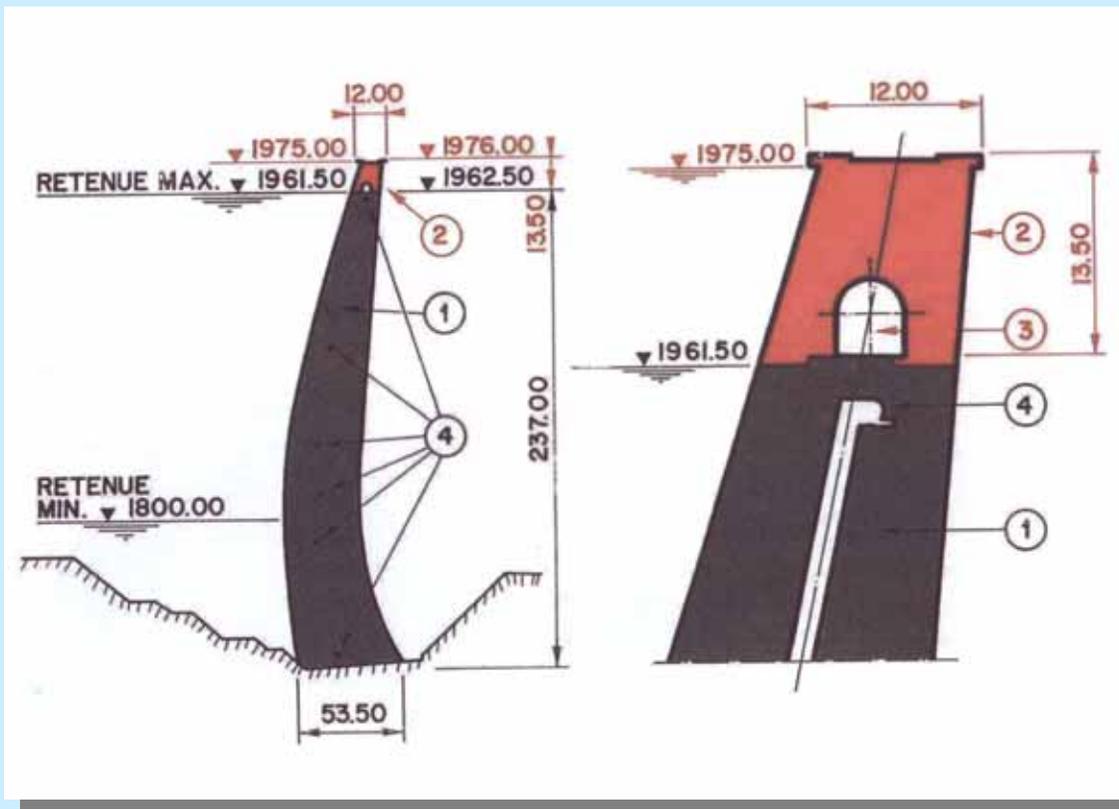
$$\sigma_{zam} = \rho_B g H = 2.5 \times 9.81 \times 285$$

$$\sigma_{zam} = 7 \text{ N/mm}^2 \text{ (compression)}$$

# Barrages en béton

## Barrages-poids

### Surélévation des barrages





## Surélévation des barrages-poids

### Raisons

- La retenue est sous-dimensionnée.
- Diminution de la retenue suite à un alluvionnement.
- Meilleure utilisation des apports.
- Compensation pluriannuelle.
- Pompage (apports artificiels).

### Conditions préalables

- Le comportement du barrage doit être irréprochable.
- La fondation est adéquate.
- Les sous-pressions sont bien connues.
- La qualité du béton du barrage est suffisante.

## Barrages en béton

### Barrages-poids

#### Surélévation des barrages-poids

Surélévation faible ( $< 10 \% H$ )

→ Renforcement du couronnement.

Surélévation importante ( $> 10 \% H$ )

🕒 → Renforcement du barrage sur toute sa hauteur avec béton supplémentaire:

1a

◆ Renforcement du parement amont.

1b

◆ Renforcement du parement aval.

🕒 → Renforcement du couronnement ou de la partie supérieure et

précontrainte du barrage sur toute sa hauteur.

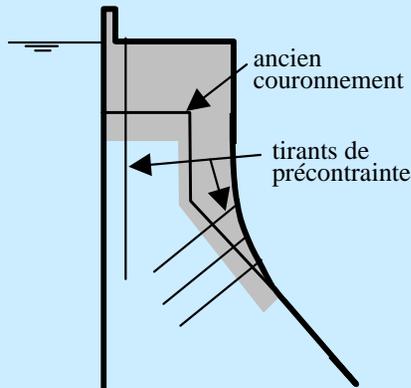
Laboratoire de Constructions Hydrauliques

# Barrages en béton

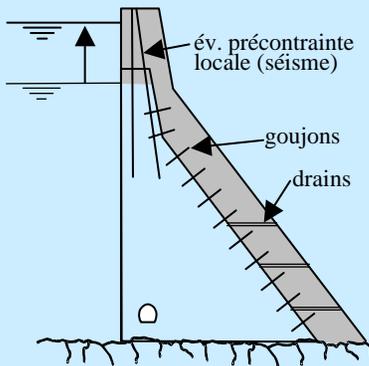
## Barrages-poids

### Modes de surélévation

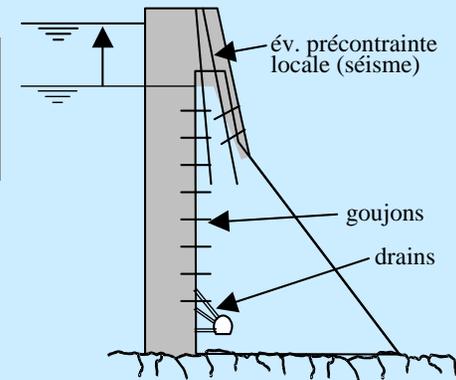
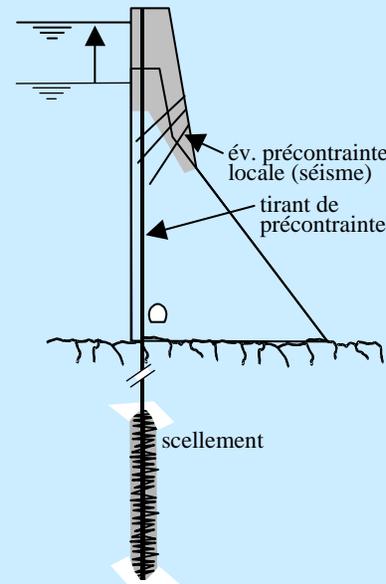
#### Surélévation faible



#### Renforcement du parement aval



#### Renforcement du parement amont



#### Renforcement du couronnement et précontrainte

## Surélévation des barrages-poids avec précontrainte

### Limitation technique de la précontrainte

- ⌘ Force d'utilisation maximale par tirant: 10'000 - 13'000 kN  
(50 à 60 % de la force de rupture  $\approx$  20'000 kN)
- ⌘ Espacement minimum entre les câbles ( $\rightarrow$  force de précontrainte maximum par unité de largeur du barrage, 2 à 3 m)
- ⌘ Manipulation de longs câbles (max. 120 à 150 m).

$\rightarrow$  Limitation actuelle: Hauteur du barrage 50 à 60 m au maximum;

surélévation maximale 30 à 40 % de la hauteur initiale.

## Barrages en béton Barrages-poids

### Surélévation des barrages-poids avec précontrainte

#### Lalla Takerkoust en Maroc

Surélévation en  
1980 par 9 m  
(hauteur initial  
57 m)

Augmentation du  
volume de la  
retenue de 34 à  
79 Mio. m<sup>3</sup>



## Barrages en béton Barrages-poids

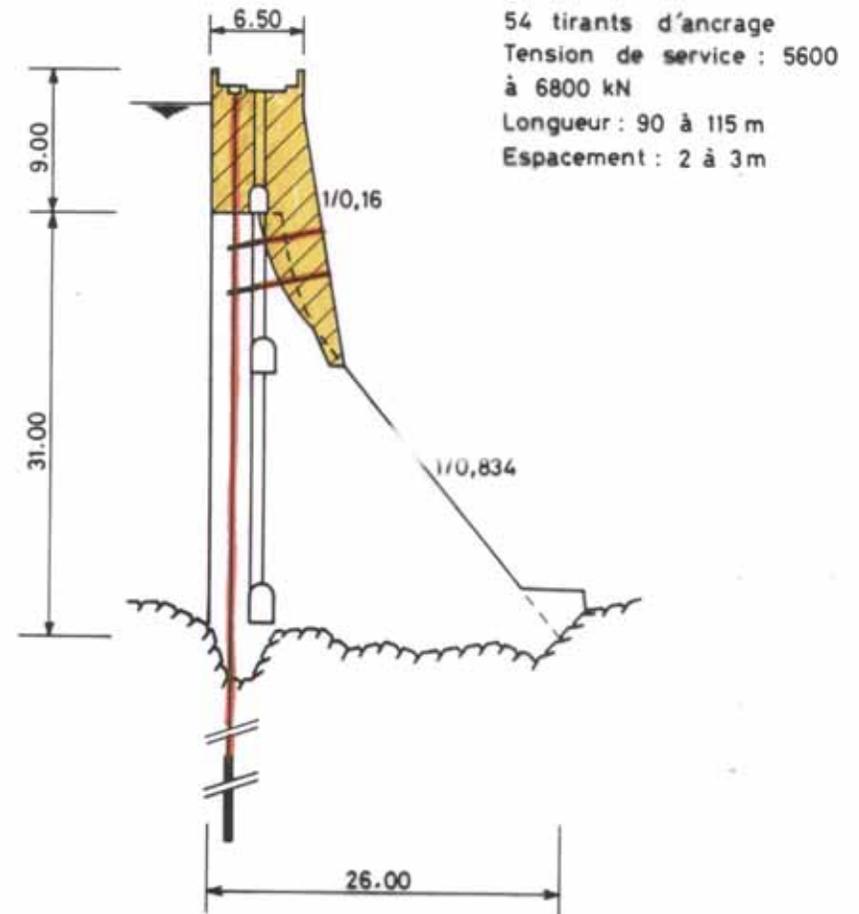
Surélévation des  
barrages-poids avec  
précontrainte

### Lalla Takerkoust en Maroc

Surélévation en  
1980 par 9 m  
(hauteur initial  
57 m)

Augmentation du  
volume de la  
retenue de 34 à  
79 Mio. m<sup>3</sup>

### Barrage de Lalla Takerkoust (Maroc)



## Barrages en béton Barrages-poids

Surélévation des  
barrages-poids avec  
précontrainte

### Lalla Takerkoust en Maroc

Surélévation en  
1980 par 9 m  
(hauteur initial  
57 m)

Augmentation du  
volume de la  
retenue de 34 à  
79 Mio. m<sup>3</sup>

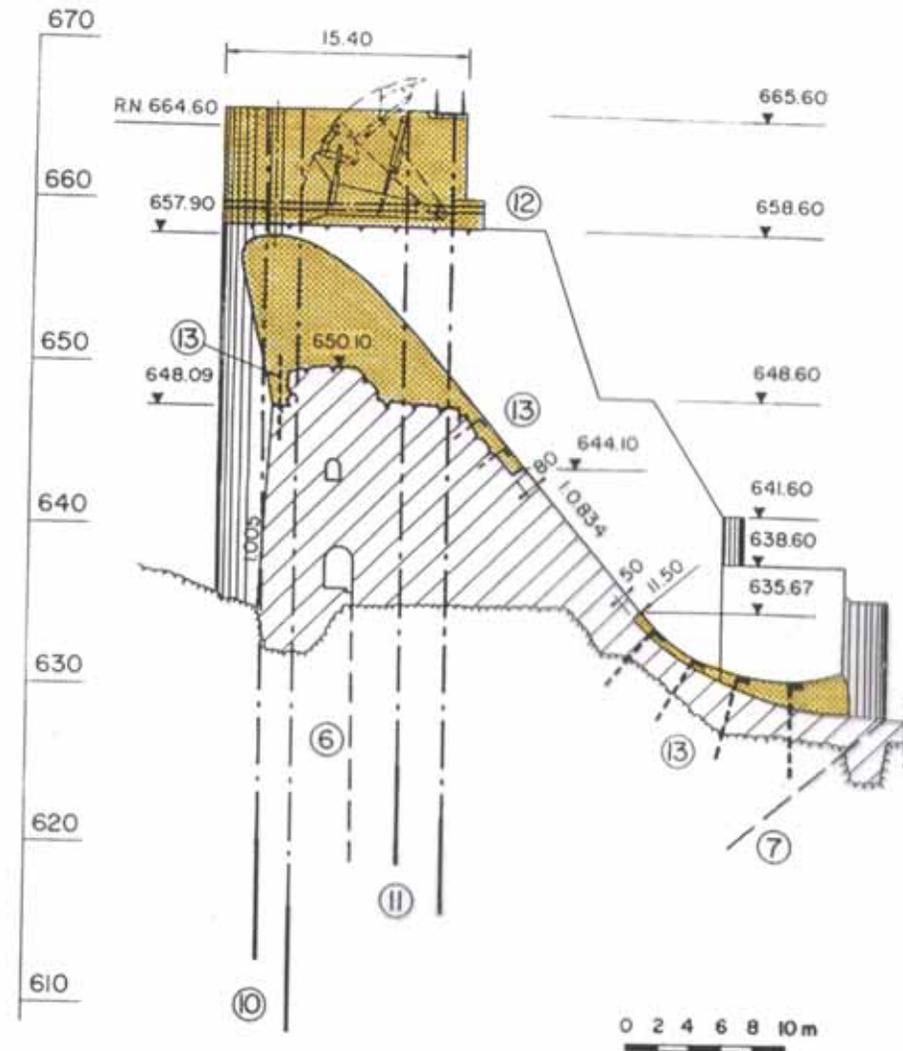


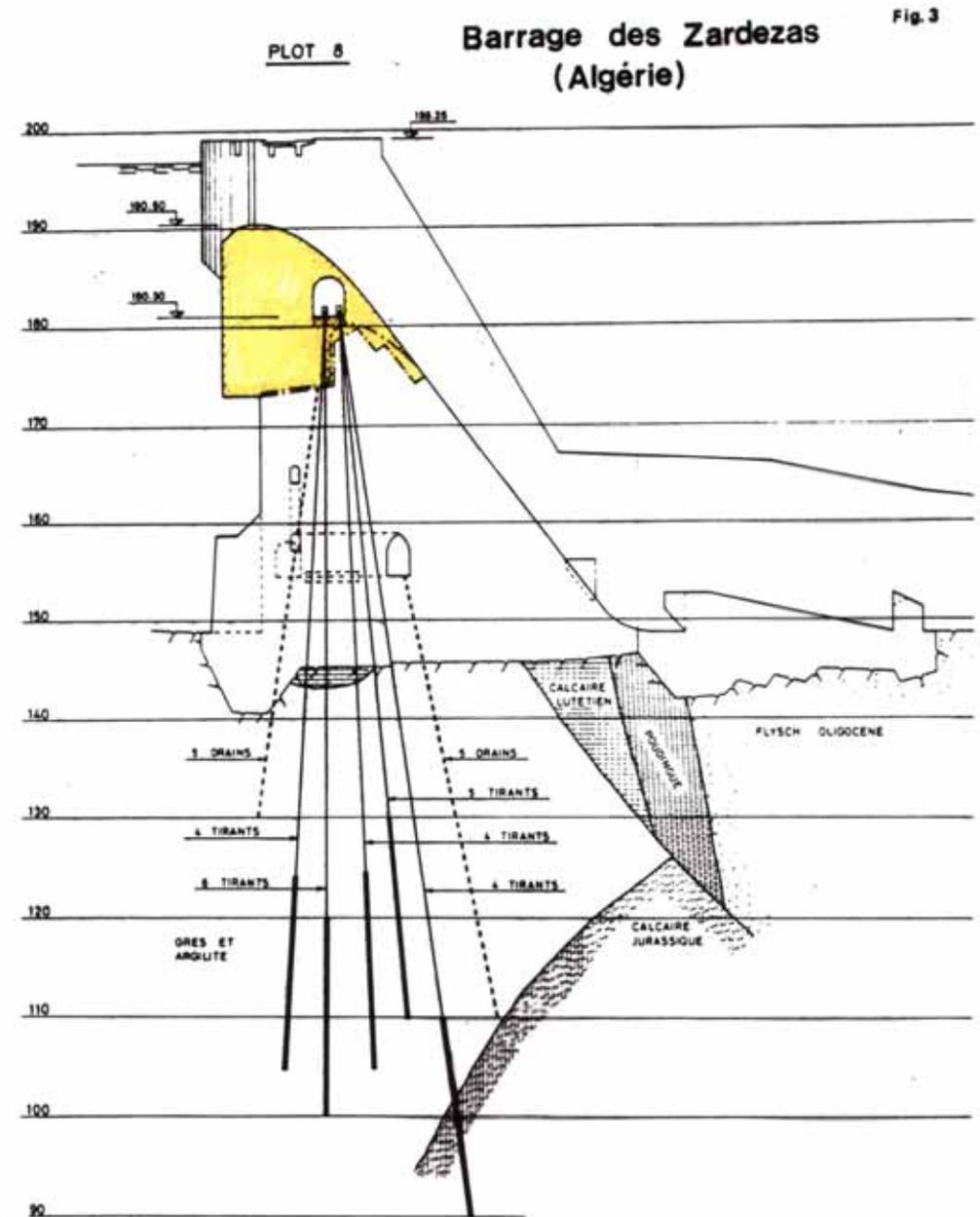
Figure 6. Surélévation de l'évacuateur de crues.

- 6. Réseau de drainage existant.
- 7. Drainages complémentaires.
- 10. Tirants en rocher de 3250 kN.
- 11. Tirants en rocher de 2120 kN.
- 12. Câbles horizontaux de 2425 kN.
- 13. Ancrages «Perfo».

# Barrages en béton

## Barrages-poids

Surélévation des barrages-poids avec précontrainte



# Barrages en béton

## Barrages-poids

### Surélévation des barrages-poids

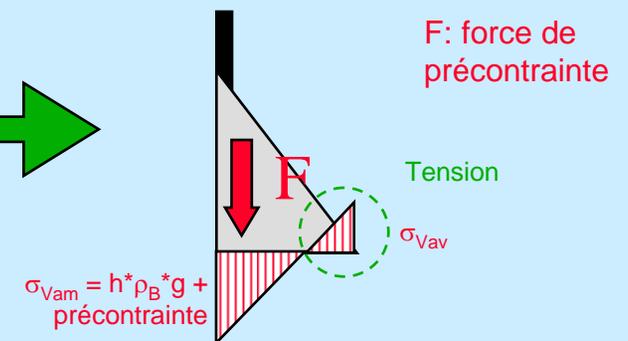
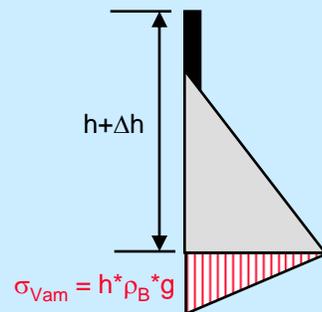
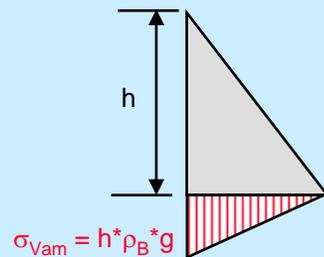
### Etat des contraintes près de la fondation - Effet de la précontrainte

Sans surélévation

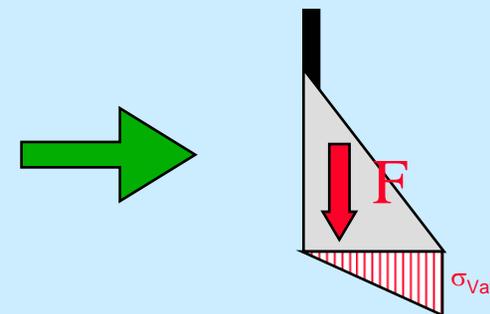
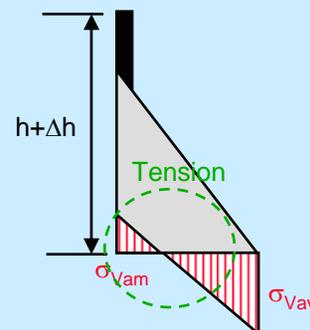
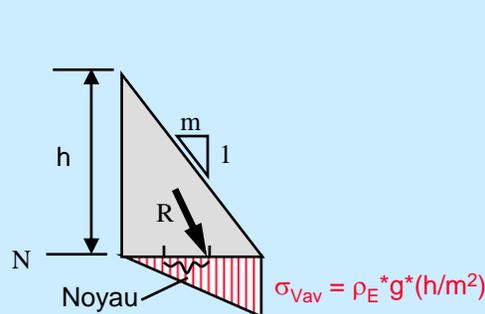
Surélévation sans précontrainte

Surélévation avec précontrainte

Lac vide



Lac plein



## Surélévation des barrages-poids

### Objectifs d'une force de précontrainte

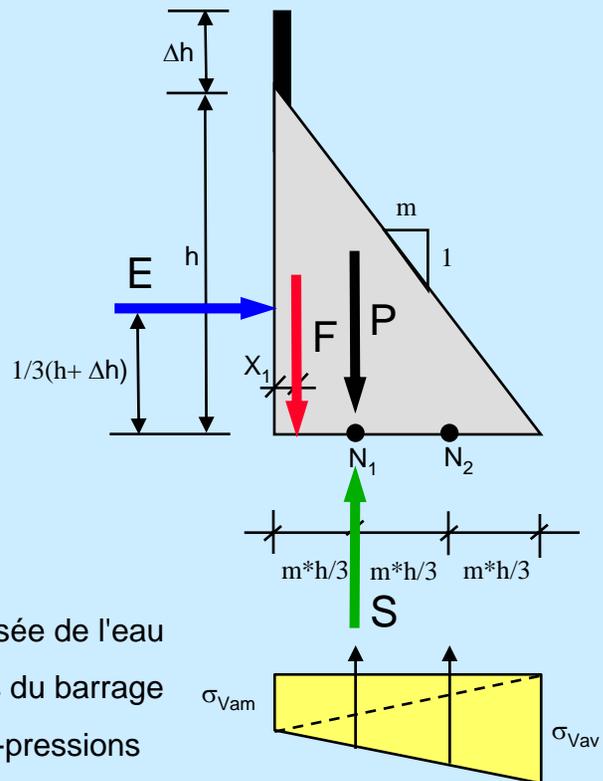
- (a) Pas de traction sur le parement amont (pour la situation lac plein).
  - (b) Contraintes de traction limitées sur le parement aval (pour la situation avec lac vide).
  - (c) Contraintes maximales de compression inférieures aux contraintes admissibles.
  - (d) Sécurité au glissement et au cisaillement suffisantes.
  - (e) Stabilité d'ensemble du barrage et de sa fondation.
- ➔ Le plus souvent ce sont les conditions (a) et (b) qui déterminent la force de précontrainte et la position des tirants dans le corps du barrage.

# Barrages en béton

## Barrages-poids

### Surélévation des barrages-poids

Etat des contraintes près de la fondation - Effet de la précontrainte



- E: Poussée de l'eau
- P: Poids du barrage
- S: Sous-pressions
- F: Force de précontrainte

$$\sum M (N_1) = 0$$

$$\sigma_{Vav} = \frac{(h + \Delta h)^3 \cdot \rho_E \cdot g - 6 \cdot F \cdot (\frac{1}{3} \cdot m \cdot h - x_1)}{(m \cdot h)^2}$$

Lac vide ( $E = 0$ ) et  $x_1 = 0 \Rightarrow \sigma_{Vav} = -2F/(m \cdot h)$  (traction!)

$$\sum M (N_2) = 0$$

$$\sigma_{Vam} = \frac{h(m \cdot h)^2 \rho_B \cdot g + 6 F (2/3 m h - x_1) - \rho_E \cdot g [K (h + \Delta h) (m \cdot h)^2 + (h + \Delta h)^3]}{(m \cdot h)^2}$$

$\sigma_{Vam} \geq 0$  (Règle de Levy condition a))

$$F \geq \frac{\rho_E \cdot g [K (h + \Delta h) (m \cdot h)^2 + (h + \Delta h)^3] - h (m \cdot h)^2 \cdot \rho_B \cdot g}{6(2/3 m h - x_1)}$$

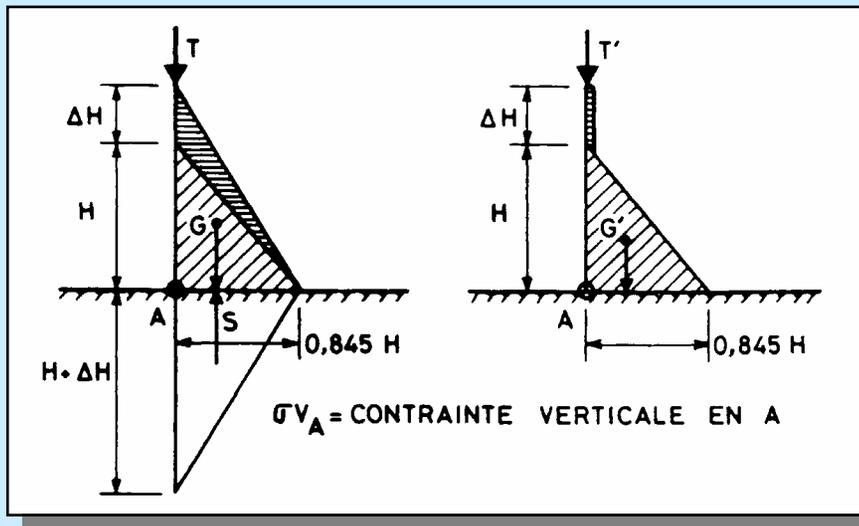
**F: Force de précontrainte**

# Barrages en béton

## Barrages-poids

### Surélévation des barrages-poids

Précontrainte nécessaire à la stabilité d'un barrage-poids surélevé  
(Rapportée au poids propre de l'ouvrage)

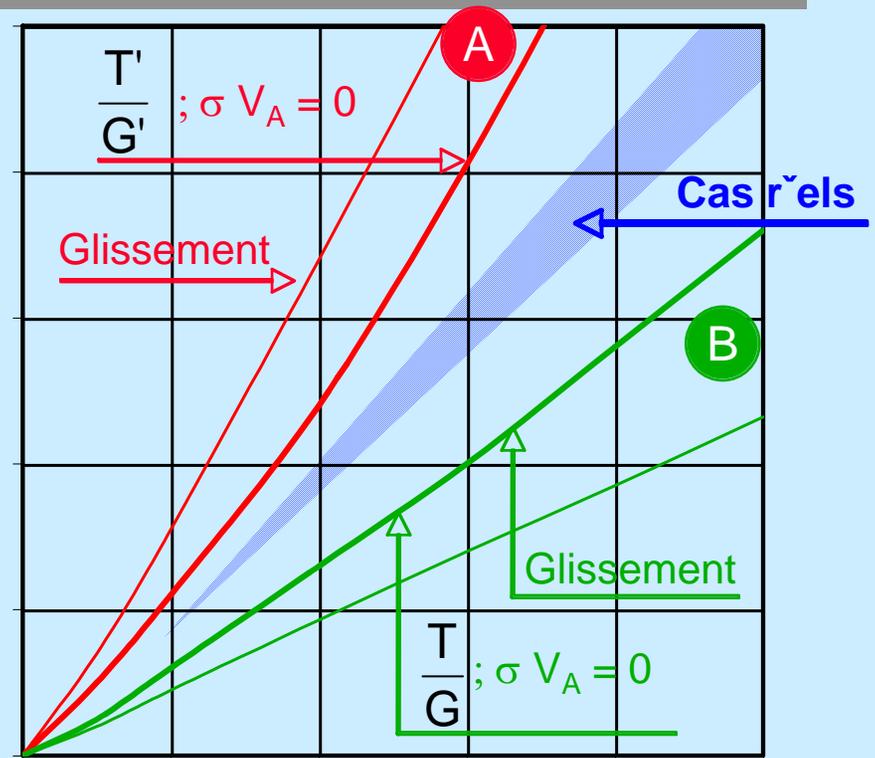


B

A

T: Force de la précontrainte  
G: Poids propre

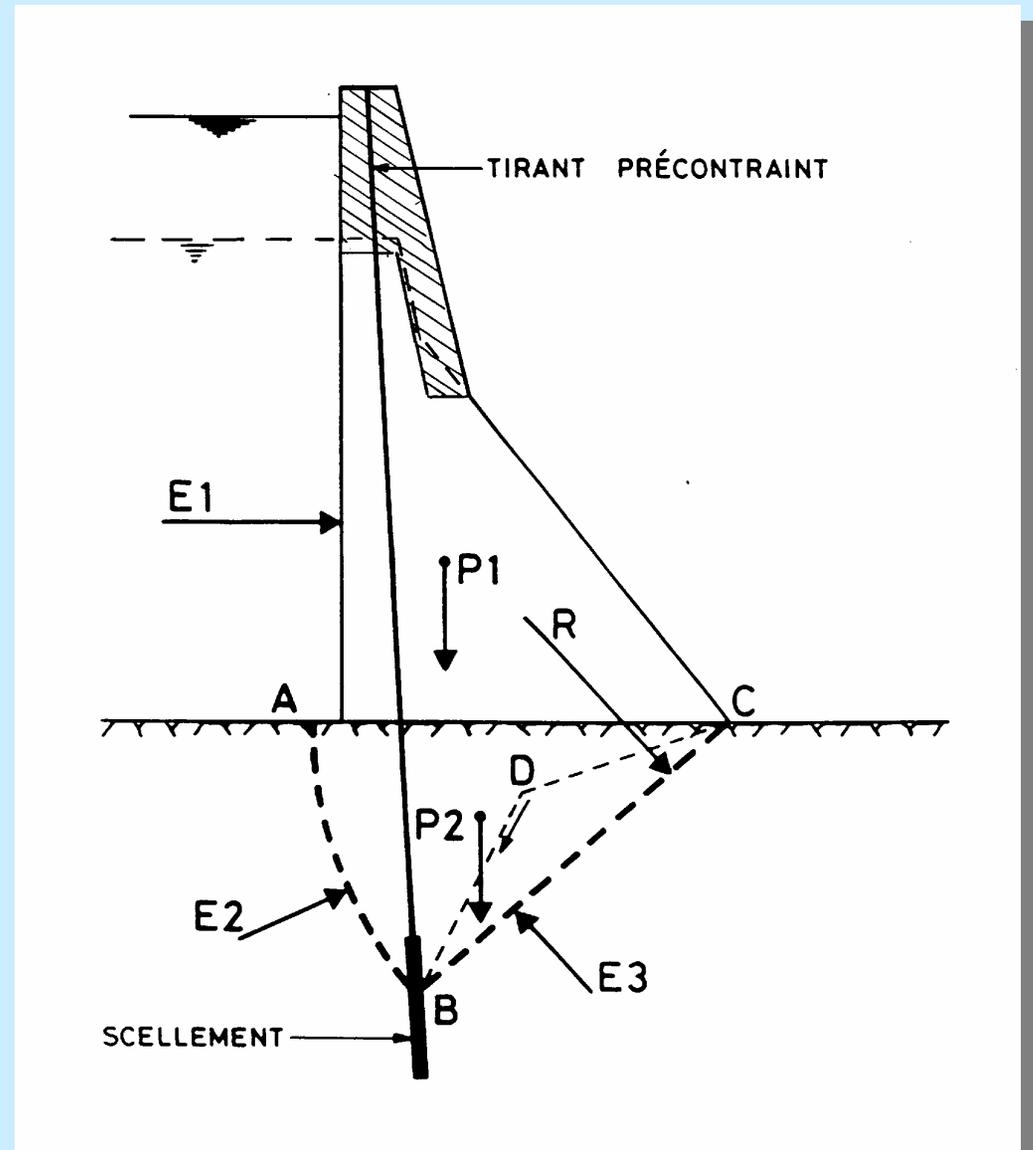
Précontrainte



# Barrages en béton

## Barrages-poids

Barrage surélevé à l'aide de la précontrainte, stabilité d'ensemble



## Surélévation des barrages poids

### Longueur et profondeur du scellement

#### ⇒ Longueur du scellement (problème local)

- estimation par calcul; essais in situ apportent la preuve finale de la tenue
- on choisit la sécurité à la rupture du scellement de telle manière à ce que les contraintes de cisaillement dans le rocher le long du scellement restent faibles pour éviter un fluage important ( $1-2 \text{ N/mm}^2$ )

#### ⇒ Profondeur du scellement (problème de la stabilité globale)

- pour une profondeur donnée, on recherche
  - le mode de rupture possible (schéma de ruine) de l'ouvrage et de sa fondation et
  - on s'assure - par le calcul - que la stabilité du système est satisfaisante (sécurité au glissement ou au renversement)

# Barrages en béton

## Barrages-poids

Exemple de tirant d'ancrage  
( double protection contre la corrosion )

Phases d'exécution

1. Forage
  2. Mise en place du tube et scellement primaire
  3. Injection de l'obturateur
  4. Injection sous pression de la zone d'ancrage
- 
- Labels in diagram:
- trou de forage
  - tube lisse en P.E.
  - obturateur fixe
  - manchette d'injection
  - double obturateur mobile
  - tube métallique crénelé
  - injection de scellement à forte pression

Exemple de tirant d'ancrage  
( double protection contre la corrosion )

Phases d'exécution

5. Mise en place du tirant
  6. Remplissage au coulis de ciment de la zone de scellement et de la longueur libre
  7. Pose de la tête d'ancrage et mise en tension
- 
- Labels in diagram:
- tête d'ancrage
  - trou de forage
  - tube lisse en P.E.
  - torons prégainés graissés
  - injection sans pression
  - tube métallique crénelé
  - torons dénudés



## Surélévation des barrages poids

### Technique du tirant d'ancrage

#### ⇒ Longueur libre du tirant

- garanti par des torons prégainés ou graissés
- remplissage du tube dans la longueur libre après la mise en tension (en utilisant au lieu du coulis de ciment un produit visqueux de protection anticorrosion, la tension des tirants est alors contrôlable)

#### ⇒ Protection contre la corrosion

- points critiques du tirant: tête d'encrage, liaison entre la longueur libre et le scellement, zone de scellement
- double protection contre la corrosion (tube, injections, torons prégainés / graissés)

#### ⇒ Contrôle des tirants

- Mise en tension: comportement de l'ouvrage
- Après l'achèvement: prévoir un nombre limité de tirants dont la tension soit contrôlable; inspections visuelles; auscultation habituelle du barrage