

# Les leçons de Malpasset

## Leur application aux projets de barrages d'aujourd'hui

### A. CARRÈRE

Expert, Coyne et Bellier  
Bureau  
d'ingénieurs conseils  
Président du Comité  
des méthodes de calcul  
de la CIGB  
Coyne et Bellier  
9, allée des Barbaniers  
92632 Gennevilliers  
Cedex

### Résumé

Comme toutes les catastrophes, l'accident de Malpasset a permis de progresser considérablement dans le domaine de la mécanique des roches, et plus particulièrement dans ses applications à l'ingénierie des barrages. Les projeteurs d'aujourd'hui ont acquis grâce à leurs aînés les connaissances fondamentales en hydraulique souterraine et en mécanique des géomatériaux qui n'étaient qu'imparfaitement perçues auparavant. L'article tente de mettre en lumière les aspects considérés aujourd'hui les plus importants, dans la compréhension des phénomènes, dans les méthodes utilisées pour les quantifier et dans la conception du traitement des fondations. Enfin, les procédures de surveillance des barrages désormais en vigueur, notamment lors de leur première mise en eau, permettent de remédier aux éventuelles déficiences et par conséquent d'assurer leur ultime sécurité.

**Mots-clés :** barrage, mécanique des roches, faille, sous-pression, traitement des fondations, drainage.

## Learnings from Malpasset

### Application to today's projects

### Abstract

Like all catastrophes, the Malpasset accident initiated considerable progress in the field of rock mechanics, and more specifically its application to dam engineering. Today's dam designers have acquired, thanks to their elders, fundamental knowledge in underground hydraulics and mechanics of geomaterials, which were only partially understood before. The paper tries to clarify aspects which are considered today as the most important in the understanding of mechanisms, in methods used now to quantify them, and in the design of foundation treatment. Finally, surveillance procedures for dams which are now applicable, especially during their first impounding, allow the mitigation to possible defects and consequently guarantee their ultimate safety.

**Key words:** dam, rock mechanics, fault, uplift, foundation treatment, drainage.

## Introduction – Historique

La catastrophe de Malpasset (2 décembre 1959) est à l'origine d'un tournant dans la gestion des projets de barrages, d'abord en Europe, puis dans le monde entier où les leçons ont été rapidement diffusées, grâce à l'action de la CIGB<sup>1</sup>, que ce soit au niveau de leur conception, de leur mise en eau ou de leur surveillance. A l'heure actuelle, les pratiques en matière de conception de barrages-voûtes, à des échelles qui dépassent de très loin celle de Malpasset puisque plusieurs ouvrages d'une hauteur de plus de 300 mètres sont en projet ou en construction, se sont progressivement unifiées, même si le cadre réglementaire reste encore très variable d'un pays à l'autre. Ce cadre est particulièrement développé et exemplaire en France.

Avant la catastrophe, la conception des voûtes repose encore principalement sur des critères purement mécaniques. On cherche des appuis sains, c'est-à-dire aptes à recevoir les forces qui résultent de l'action en arc, à la manière et en héritage de l'art des ponts et des cathédrales : c'est ainsi que dans son cours à l'École nationale des ponts et chaussées, A. Coyne exprime sa vision de l'équilibre des barrages voûtes, en opposition aux barrages poids, par cette phrase : « Pas de glissade, pas de culbute possible, à condition que les appuis tiennent bon » (Coyne, 1943). On prête assez peu d'attention aux déformations, mais on se préoccupe du niveau de sollicitations en contraintes des matériaux, et du béton au premier chef. Rappelons-nous que la justification des formes de voûtes reposait alors notamment sur des maquettes en plâtre, qui étaient équipées de « jauges de contraintes » (en fait, des jauges de déformation) ; la modélisation numérique était encore balbutiante avec la méthode des ajustements de clé ou la *trial load*<sup>2</sup>, alors que la méthode des éléments finis n'est entrée dans la pratique qu'à la fin des années 60. Ce que l'ingénieur barragiste attendait du géologue, c'était une appréciation de la capacité de la fondation à résister à un ensemble de forces bien déterminées le long de la surface d'appui (mais le géologue le renseignait d'ailleurs plutôt sur l'étanchéité des terrains...).

La notion de sous-pression avait très péniblement pénétré le monde des barrages-poids après l'accident du barrage de Bouzey à la fin du XIX<sup>e</sup> siècle, avec notamment l'analyse de Maurice Lévy (Lévy, 1895). Sa description dans le cours de Coyne (Coyne, 1943) est complète mais la discussion laborieuse qui suit montre que cette notion n'était pas réellement entrée dans la logique des « mécaniciens » qu'étaient encore les concepteurs de barrages en béton. Le terme de « sous-pression » était d'ailleurs entendu de la plupart d'une façon plutôt restrictive, comme une pression d'eau s'exerçant immédiatement sous le barrage. Si la masse de la fondation rocheuse était comprise comme poreuse donc susceptible d'être le siège de fortes pressions d'eau, on se préoccupait surtout des forces ascendantes qui pouvaient en résulter et déstabiliser le barrage (Fig. 1a). Pour les voûtes, cette force

<sup>(1)</sup> Commission Internationale des Grands Barrages, ou ICOLD : *International Commission on Large Dams*.

<sup>(2)</sup> Le calcul initial de la voûte de Malpasset a été réalisé à l'aide d'une machine à calculer mécanique et a nécessité plusieurs mois ; vérifié après l'accident, il s'est révélé sans aucune erreur ce qui a valu à l'ingénieur en charge, V. Mladynovitch, une reconnaissance particulière de la part d'A. Coyne.

de sous-pression sous le barrage était alors considérée, d'une façon qui sera d'ailleurs très discutée par la suite, comme négligeable en raison de la faible épaisseur du barrage donc de la surface d'application (Fig. 1b).

Il n'est fait mention nulle part, dans les documents techniques antérieurs à 1960, des forces internes qui engendrent une poussée d'amont en aval au sein de la fondation, et qu'on peut aujourd'hui exprimer de façon simplifiée mais très imagée par le terme de « barrage souterrain » (Fig. 2b). Par conséquent, on injectait la fondation des voûtes pour étancher, on ne jugeait pas utile de drainer.

La génération qui a suivi, à laquelle appartient l'auteur de ces lignes, a été baignée par les leçons de Malpasset au fur et à mesure qu'elles étaient découvertes et discutées par les experts, qui étaient aussi nos professeurs, comme Jean Biarez, Jean Goguel, Pierre Habib, Pierre Londe... Des efforts considérables ont été entrepris par la communauté des chercheurs et des ingénieurs praticiens lesquels, travaillant ensemble, ont étudié et expliqué les différents phénomènes qui entrèrent en jeu dans l'enchaînement des événements, tenté de hiérarchiser leur importance relative, et abouti à l'élaboration du scénario le plus vraisemblable (Bellier, 1967 ; Mary, 1968). Ces conclusions n'ont pas fait l'objet d'un accord unanime et plusieurs explications alternatives ou complémentaires ont été proposées ultérieurement (Wittke et Leonards, 1986 ; Ru Naihua, 1994). Quoi qu'il en soit, l'ensemble des études consécutives à la catastrophe a conduit à la constitution d'un corpus de critères de projet aujourd'hui appliqué dans le monde entier. Les sections qui suivent tentent de mettre en lumière les aspects considérés aujourd'hui les plus importants dans la compréhension des phénomènes, dans les méthodes utilisées pour les quantifier, et enfin dans la conception du traitement des fondations.

## 2

## Les rôles des discontinuités dans l'équilibre des appuis rocheux

## 2.1

### Les discontinuités et le régime hydraulique

Les discontinuités, quelles que soient leurs origines, leurs natures et leurs dimensions, sont généralement conductrices d'eau et constituent la voie principale de la pénétration et de la circulation de l'eau dans les massifs rocheux. Lorsqu'elles sont assez nombreuses, le concept de milieu polyphasique (solide/liquide/vide ou air), qui gouverne la mécanique des sols est dès lors applicable, dans une mesure inconnue, de même que celui de pression interstitielle. C'est ce qu'exprime de façon simplifiée la figure 2c, où l'on voit l'eau provenant du réservoir pénétrer les solides qu'elle baigne, c'est-à-dire la masse rocheuse de la fondation mais aussi le béton de l'ouvrage.

Selon le nombre de familles de discontinuités cette image est plus ou moins exagérée et il serait plus juste d'écrire l'équilibre sur une surface donnée comme :

$$\sigma = \sigma' + \alpha \times u \quad (1)$$

où  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

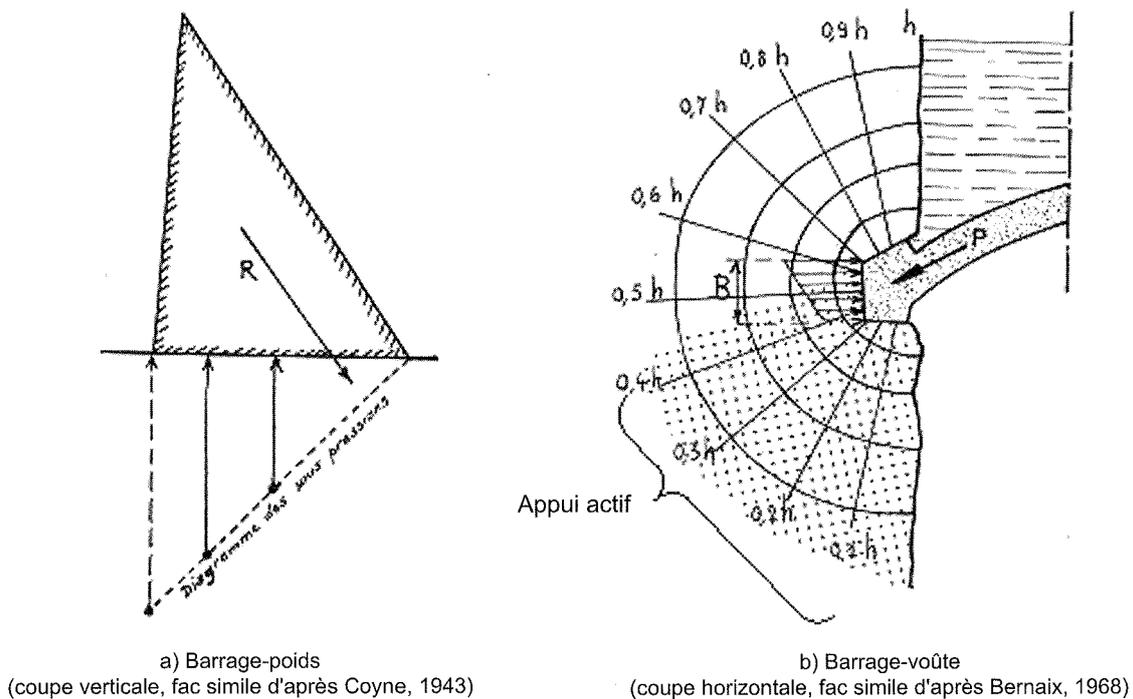


FIG. 1 Effet de la « sous-pression » sur un barrage-poids et sur une voûte.  
Effect of uplift below gravity and arch dams.

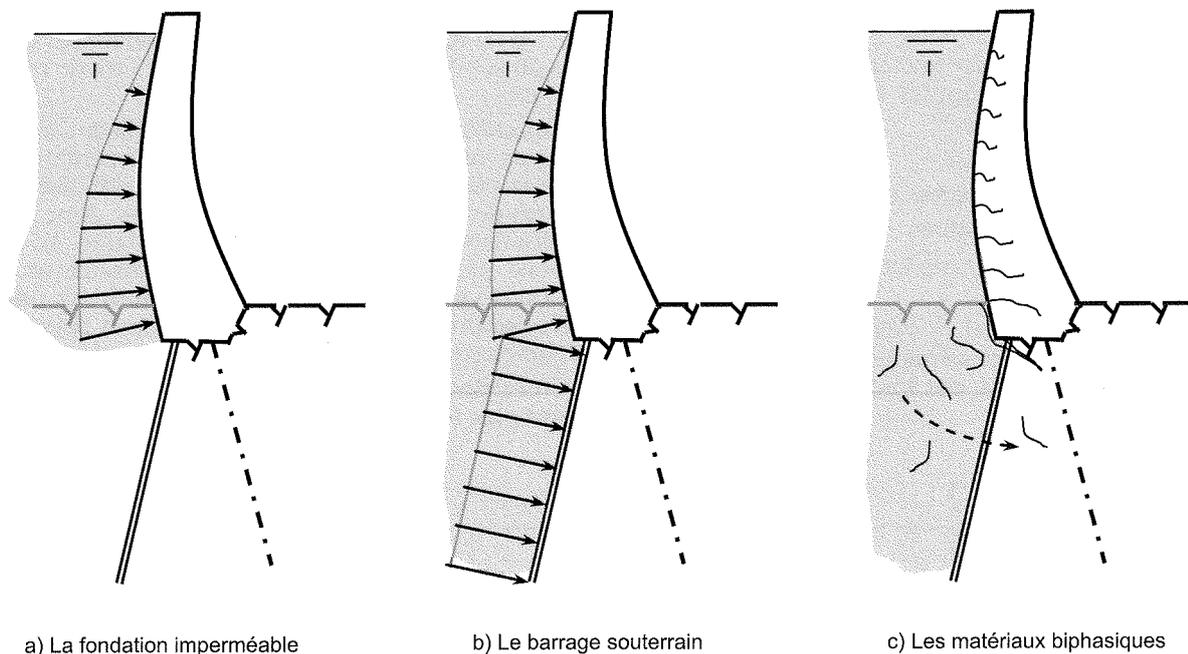


FIG. 2 Les conceptions successives de l'effet hydrostatique souterrain (d'après cours à l'École centrale, A. Carrère 2009). a) la poussée hydrostatique conventionnelle ; b) prise en considération des forces de percolation ; c) le caractère biphase (solide-liquide) des matériaux.

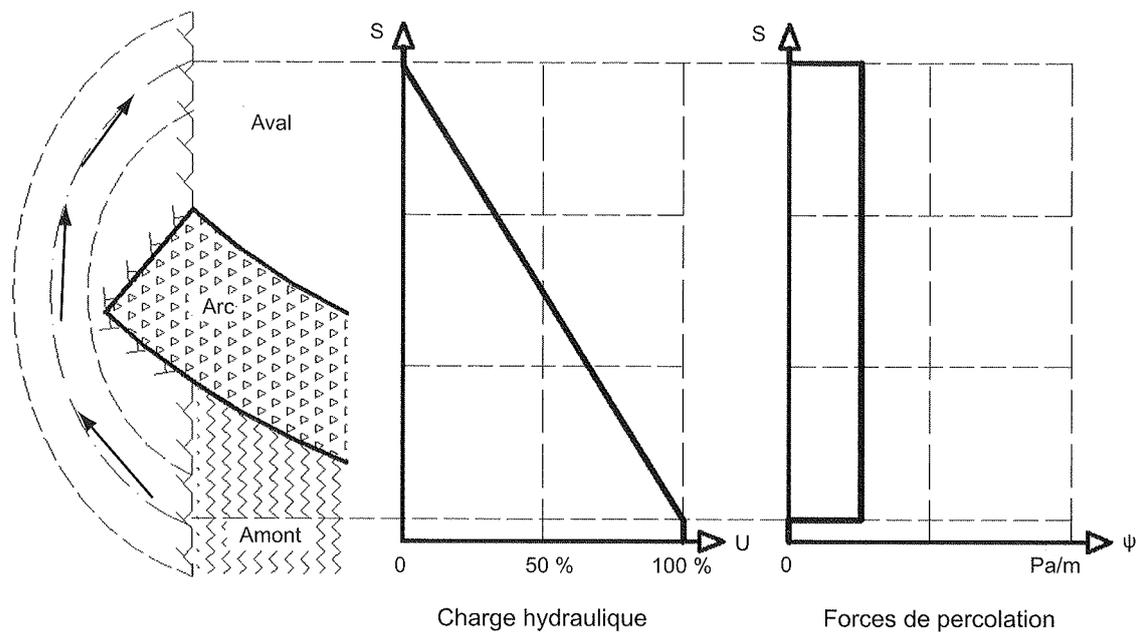
Different concepts of underground hydrostatic effects. a) conventional hydrostatic loading ; b) consideration of seepage forces ; c) 2-phase (solid-liquid) aspect of materials.

L'appréciation de la valeur de  $\alpha$  étant extrêmement hasardeuse, il est légitime d'adopter systématiquement l'hypothèse la plus pessimiste qui est celle de la mécanique des sols, c'est-à-dire  $\alpha = 1$ . Dès lors, l'écoulement interstitiel est réputé se produire à l'intérieur du massif selon un schéma qui dérive d'un potentiel qui est la charge hydraulique. La figure 3 illustre, en coupe horizontale pour simplifier, un tel régime dans l'hypothèse

simple d'un milieu de perméabilité uniforme. Dans une section amont-aval (horizontale pour simplifier), la pression d'eau diminue linéairement le long d'une ligne d'écoulement suivant la formule :

$$u = \gamma_w \cdot (h - z) \quad (2)$$

où  $h$  est la charge hydraulique,  $z$  la cote (comptée positivement vers le haut), et  $\gamma_w$  le poids spécifique de l'eau.



**FIG. 3** Répartition amont-aval de la charge hydraulique et des forces de percolation (en coupe horizontale). De gauche à droite : coupe horizontale dans l'appui ; variation de charge hydraulique ; force de percolation uniforme.  
 Upstream to downstream distribution of hydraulic pressure and filtration forces. From left to right : horizontal section through abutment ; hydraulic charge distribution ; filtration force distribution.

Du point de vue mécanique, cet écoulement provoque sur le massif une force d'écoulement  $F_e$  (ou de percolation), dirigée suivant les lignes d'écoulement, force volumique qui s'écrit :

$$F_e = i \cdot \gamma_w \quad (3)$$

où  $i$  est le gradient hydraulique, avec :

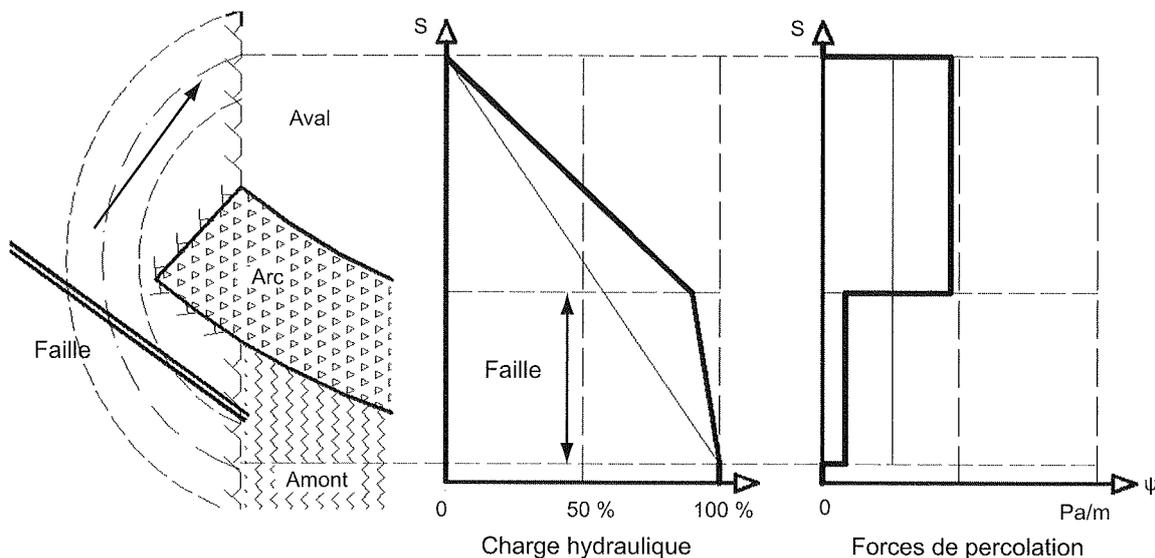
$$i = \delta h / \delta s \quad (4)$$

où  $s$  est l'abscisse curviligne le long de la ligne de courant.

La force d'écoulement  $F_e$  s'exprime en  $N.m^{-3}$  ou  $Pa.m^{-1}$ . Rappelons qu'elle se rajoute à la poussée d'Archimède, du point de vue des forces de volumes liées à l'eau.

Un tel schéma se trouve en fait modifié par des particularités de la fondation qui peuvent être de plusieurs natures :

- l'existence d'une zone plus perméable à l'amont, ou bien encore d'une grande discontinuité continue, favorise la pénétration de l'eau (Louis, 1968), fait que les pertes de charge en amont sont faibles, donc y réduit le gradient et l'accroît plus loin à l'aval (Fig. 4). Or il se trouve que le couplage mécanique/hydraulique (apparition de tractions qui tendent à ouvrir les fissures) favorise précisément la diminution de la perméabilité à l'amont de l'appui ;
- en complément du cas précédent, l'existence d'une zone plus imperméable à l'aval de l'appui (naturelle-



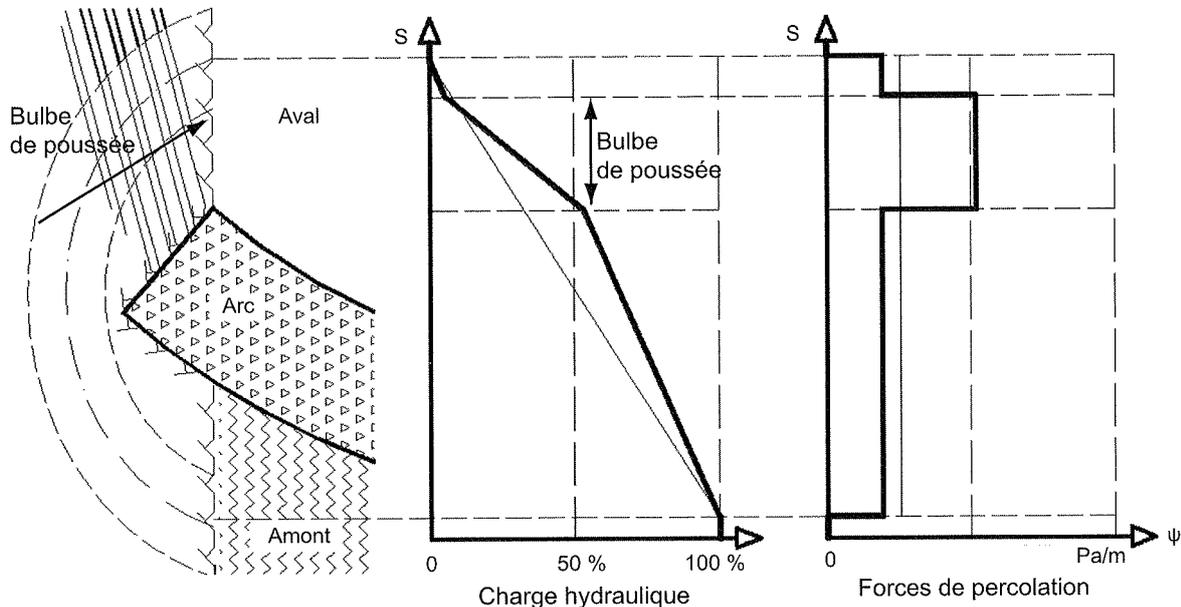
**FIG. 4** Charge hydraulique et forces de percolation modifiées par une faille amont aquifère (en coupe horizontale).  
 Hydraulic pressure and filtration forces distributions modified by an aquifer upstream fault.

ment due à l'apparition du bulbe de poussée) a tendance à augmenter le gradient à l'aval, et par conséquent à le réduire à l'amont (Fig. 5).

Dans les deux cas, le résultat est le même, conduisant à accroître la force de percolation due aux gradients hydrauliques plus loin vers l'aval, là précisément où elle est la plus néfaste à l'équilibre mécanique du massif. Ce sera précisément le rôle du traitement de la fondation que de modifier la répartition des gradients pour obtenir les répartitions de pression interstitielle les plus favorables possible (Fig. 6).

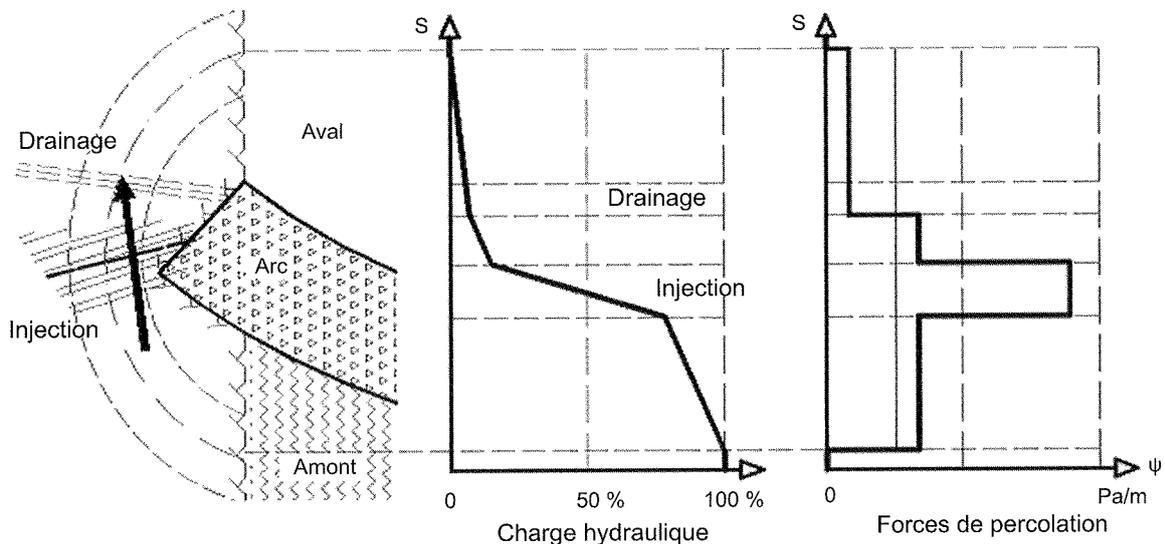
## Les discontinuités et le comportement mécanique des appuis

La vérification du fonctionnement d'un barrage-voûte, réalisée aujourd'hui au moyen de modèles numériques aux éléments finis, nécessite la connaissance du comportement mécanique des appuis rocheux, et en premier lieu leur déformabilité sous charge. Il est établi expérimentalement que, sauf cas particulier très



**FIG. 5** Charge hydraulique et forces de percolation modifiées par un cône de poussée (en coupe horizontale).

Hydraulic pressure and filtration forces distributions modified by a stressed impervious zone.



**FIG. 6** Charge hydraulique et forces de percolation avec injection et drainage (en coupe horizontale).

Uplift and filtration forces distributions adjusted by foundation grouting and drainage.

rare, la réaction à la charge de la surface d'appui d'un barrage sur sa fondation n'est ni linéaire ni réversible. Ceci est le résultat d'une multitude d'ajustements sous charge, notamment le long des discontinuités, ajustements qui sont plus importants lors du premier chargement. Il faut pourtant, pour des raisons pratiques,

adopter un module élastique moyen. La détermination expérimentale de cette valeur a fait l'objet de très nombreuses études (Bernaix, 1967 ; Schneider, 1967, 1970). La principale difficulté réside dans l'effet d'échelle, qui lui-même résulte de l'effet des discontinuités de toutes tailles. Il a été montré qu'il existe plusieurs ordres

de grandeur entre les modules mesurés à différentes échelles, depuis l'éprouvette de laboratoire jusqu'à la mesure *in situ* d'un massif chargé par un barrage sur une surface de plusieurs centaines de mètres carrés, en passant par les essais au dilatomètre et à la plaque de charge (Carrère, 1991). A l'heure actuelle, même les essais au vérin plat ou à la plaque dont la surface approche le mètre carré surestiment les modules de déformation réels à l'échelle d'un appui de barrage.

Pour s'affranchir de cette difficulté, on a tenté d'utiliser des méthodes indirectes notamment de nature géophysique. La méthode de la « Petite Sismique », mise au point par Schneider (Schneider, 1968), propose une corrélation entre la fréquence des ondes transmises et le module mesuré à la plaque de charge. La corrélation avec la vitesse de transmission du son à travers le massif rocheux semble moins fiable.

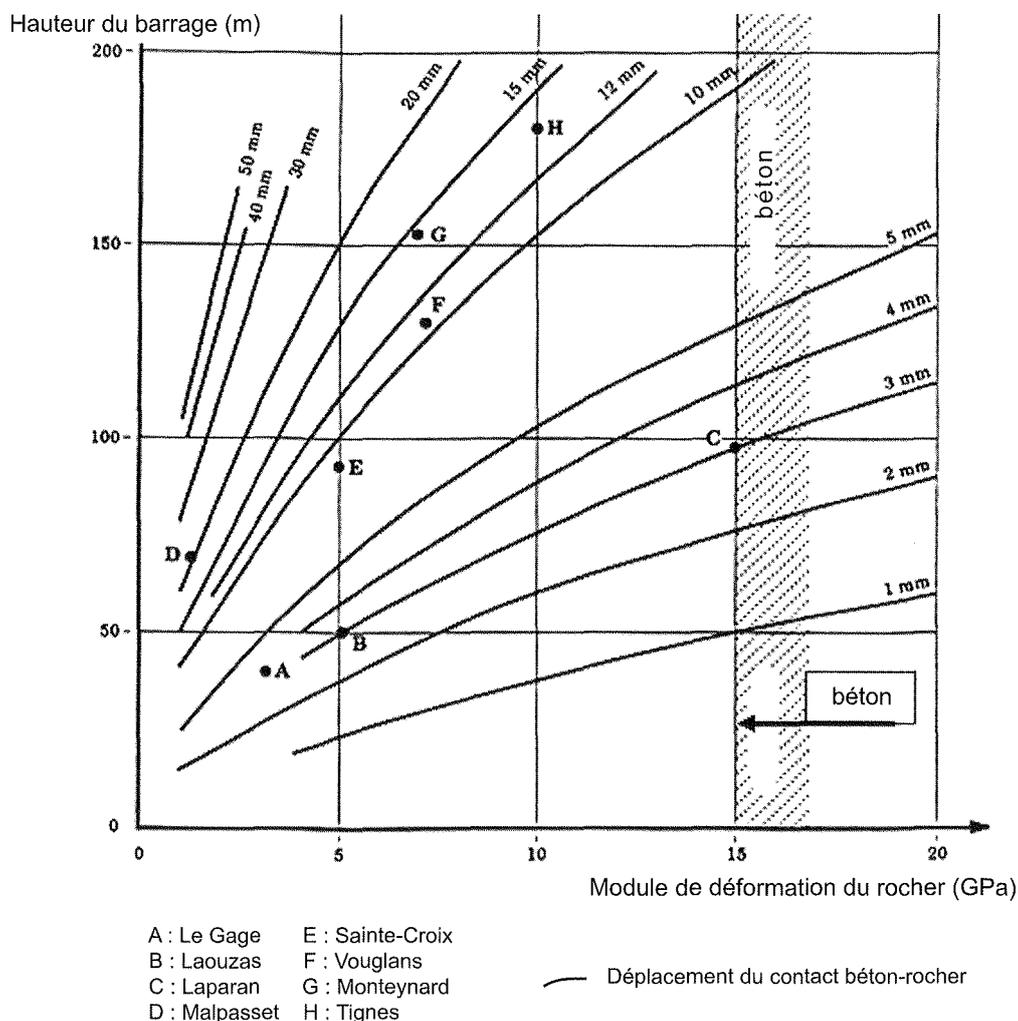
Post et Bonazzi ont compilé des valeurs des modules de déformation des massifs d'appui de plusieurs barrages-voûtes, obtenues en comparant les mesures *in situ* avec les résultats d'analyses aux éléments finis, y compris pour la voûte de Malpasset. Ils ont publié (Post et Bonazzi, 1986) un graphique suggérant des valeurs minimales en fonction de la hauteur du barrage,

introduisant ainsi un effet d'échelle pour la fondation (Fig. 7). Il n'existe toutefois pas encore aujourd'hui de critères communément admis fixant des valeurs minimales du module de déformation du massif (Leonards, 1986).

### 2.3

## Couplage hydraulique-mécanique

Il existe une interaction très importante, à l'échelle locale et parfois générale, entre le champ de contraintes auquel le massif rocheux est soumis et la perméabilité de celui-ci. On sait par expérience (Goguel, 1991 ; Montfort, 1991) qu'à partir d'une certaine hauteur la quasi-totalité des barrages-voûtes modernes voient apparaître une fissuration au voisinage de l'appui amont des consoles centrales et des arcs inférieurs. L'apparition du phénomène semble d'autant plus précoce que la fondation est peu déformable, car la voûte a besoin d'une certaine liberté de mouvement à ces endroits pour pouvoir développer son mode de travail en arcs. Si la fissuration ne se développe pas dans la fondation, le jeu apparaît au contact béton-



**FIG. 7** Modules de déformation de plusieurs fondations de barrages-voûtes (d'après Post et Bonazzi, 1986. Courbes indexées en déplacement à la base du barrage, le long de la surface d'appui).

Deformation modulus of several arch dam foundations. Curves give the displacement at the dam base along the footprint surface.

rocher, voire au-dessus, c'est-à-dire le long de certains joints du béton. D'une manière générale, l'apparition de contraintes de traction à un endroit quelconque à proximité de la surface d'appui tend à ouvrir les discontinuités préexistantes dans la direction perpendiculaire à ces tractions, et par conséquent à augmenter la perméabilité moyenne selon ces surfaces. Ceci a été mis en évidence, de façon très nette, par les mesures piézométriques effectuées à proximité de la surface d'appui de nombreux barrages (Fauchet *et al.*, 1991).

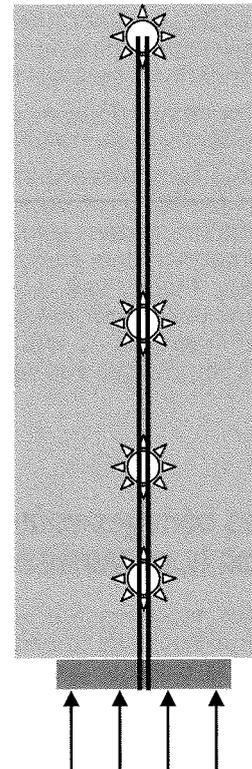
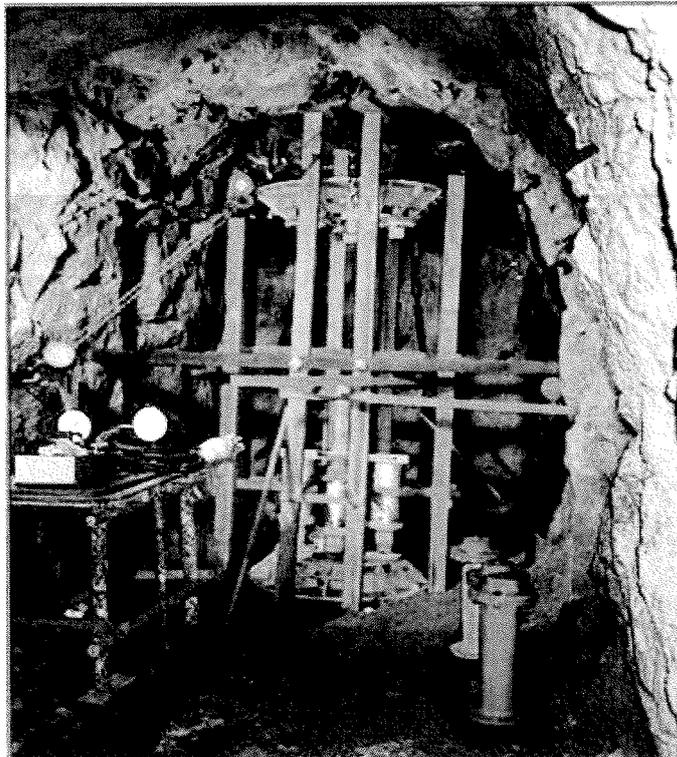
La présence d'une faille bien identifiée, telle que tracée sur la figure 4, n'est même pas nécessaire car la présence de petites discontinuités suffit à provoquer un contraste de perméabilité. La déformabilité à grande échelle du massif joue un rôle contrasté car, si un massif très déformable accentue l'ouverture de ses discontinuités préexistantes, au contraire un massif rigide sera plus susceptible de se voir affecté par de nouvelles. Dans tous les cas, il faut donc supposer que toutes les zones en extension voient leur perméabilité augmenter.

Enfin, même un traitement par injection de ces zones peut se trouver mis en échec lorsque y apparaissent les tractions (Londe et Sabarly, 1966). On conçoit que la conception du traitement de la fondation doive en tenir compte et c'est pourquoi, comme on verra plus loin, les analyses numériques doivent s'attacher à définir précisément toutes les zones de la fondation susceptibles, à un moment ou un autre, d'être mises en état d'extension.

L'étude de la roche de Malpasset a également permis de mettre en évidence un aspect légèrement différent, bien qu'identique dans le fond : c'est, au contraire, la diminution de la perméabilité dans le cas d'un chargement en compression. Les essais de perméabilité radiale réalisés sur le gneiss de la rive gauche ont montré une

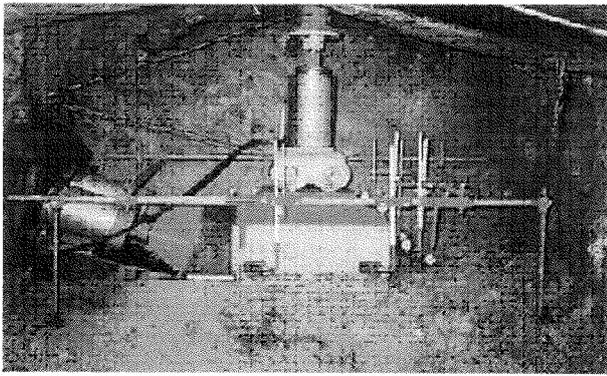
variation de plus de deux ordres de grandeur entre les mesures avec écoulement convergent ou divergent (Bernaix, 1967 ; Habib, 2009). Cet effet, particulier au gneiss de Malpasset et rarement vu ailleurs de façon aussi marquée, crée une zone plus étanche à l'aval, susceptible d'augmenter les sous-pressions dans les fondations, du moins tant que celles-ci ne sont pas drainées (Fig. 5).

Il résulte de toutes ces considérations que le champ de forces de percolation, qui s'établit dans un appui de barrage et commande son équilibre, dépend de façon importante de la configuration de cet appui, aussi bien des propriétés de la roche que de l'existence, la nature, la position et l'orientation des discontinuités à toutes les échelles. On comprend l'importance que revêt, pour la sécurité du projet, un programme de reconnaissances bien conçu, susceptible de fournir tous les éléments d'information nécessaires au fur et à mesure que s'affine le projet. L'approche est de préférence progressive, commençant par une évaluation géologique globale, poursuivie par une première campagne de reconnaissances (sondages et géophysique), complétée ensuite par des galeries de reconnaissance des appuis, des sondages complémentaires et, autant que de besoin, des essais géotechniques à l'échelle la plus large possible. Pour les grands projets les plus récents (Katse au Lesotho, Xiaowan en Chine, Karun IV en Iran), la déformabilité du massif a été mesurée au moyen de chargements en galerie avec des plaques de diamètres jusqu'à 900 mm, chargées jusqu'à 8 MN (800 tonnes) ; elle est généralement complétée par des campagnes de petite sismique et des profils de tomographie acoustique entre galeries ; les discontinuités ont fait l'objet d'essais de cisaillement *in situ*, également en galeries (Photos 1 et 2).



**PHOTO 1** Essai à la plaque de charge de 900 mm dans l'appui du barrage de Karun IV (Iran). A droite : principe de mesure des déformations du massif par extensomètre axial.

Plate loading test with 900 mm dia plate in Karun IV arch dam abutment (Iran). Right : principle of deformation measurement with axial extensometer.



**PHOTO 2** Essai de cisaillement d'un joint dans l'appui du barrage de Karun IV (Iran).  
In situ shear test in Karun IV arch dam abutment (Iran).

3

## Les méthodes d'analyse des voûtes et de leurs fondations

La connaissance d'une fondation de barrage suit un processus progressif, au fur et à mesure qu'avancent les reconnaissances géologiques, géotechniques et géophysiques. Les méthodes d'analyse évoluent de la même manière, grossières au début, plus raffinées ensuite lorsque les conditions du projet, notamment de la fondation, sont mieux précisées.

La pratique la plus courante aujourd'hui consiste à recourir à deux familles de modèles en parallèle :

- un ou des modèles numériques aux éléments finis, avec une représentation plus ou moins raffinée du barrage, et une fondation très simplifiée ;
- un modèle des appuis dédié à l'étude de leur stabilité et au dimensionnement du traitement de la fondation.

Ce n'est que tout récemment et dans certaines configurations particulières qu'on a parfois recours à des modèles intégraux dans lesquels sont représentés à la fois les comportements mécaniques, hydrauliques, et leur couplage. Mais il faut reconnaître que la prise en considération des spécificités géologiques de la fondation conduit la plupart du temps à une lourdeur de calcul qui nuit en pratique à la saine interprétation de ces analyses.

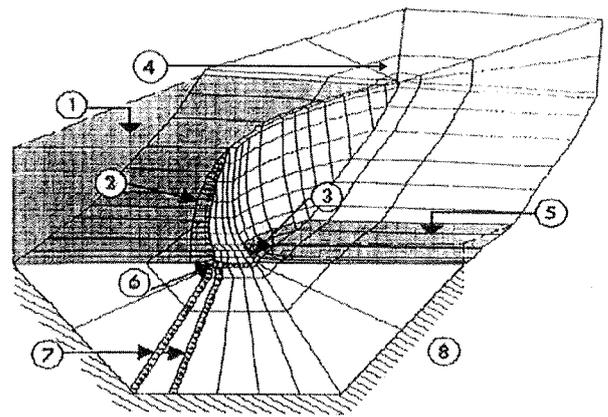
3.1

### L'analyse des barrages-voûtes sur fondation homogénéisée

L'usage des modèles aux éléments finis s'est généralisé. Leur but dans le présent contexte est de dimensionner le barrage par rapport à l'ensemble des sollicitations qu'il aura à subir pendant son histoire : hydrauliques, thermiques, mais aussi sismiques. Le corps du barrage est représenté par un matériau continu élastique, parfois élastoplastique (non-résistance à la traction). Dans ces modèles, la fondation n'est là que pour constituer une condition limite approximative mais réaliste en termes de déformabilité. Elle est représentée de façon simplifiée, soit par de simples ressorts, soit par un volume de matériaux auxquels on

attribue des propriétés élastiques équivalentes, censées résumer le moins mal possible le comportement réel des massifs sous charge.

Le chargement des modèles omet encore trop souvent les forces d'écoulement à travers la fondation, alors que celles-ci influent très sensiblement sur le champ de déplacements dans la fondation. Il est pourtant facile de les introduire, au moins de façon un peu simplifiée, en les concentrant le long d'une ou deux surfaces placées dans la zone des voiles d'injection et de drainage, c'est-à-dire là où on essaie de concentrer les gradients hydrauliques. Sur la figure 8, qui montre un des modèles numériques utilisés pour l'étude du barrage de Katse, on voit que l'application de la pression a été répartie entre deux surfaces. Dans ce cas, la sous-pression le long de la surface de contact béton-rocher a été également appliquée, ce qui a permis d'étudier l'équilibre local de la voûte sur son appui.



**FIG. 8** Modèle numérique de voûte avec fondation simplifiée (d'après rapport de calcul de projet de Katse, Coyne et Bellier, 1992). 1) niveau du lac ; 2), 3) pression d'eau sur les parements ; 4) fondation simplifiée ; 5) niveau aval ; 6) sous-pression au contact béton-rocher ; 7) pression de percolation répartie sur 2 lignes proches du voile d'injection ; 8) limites fixes du modèle.

Numerical model of an arch dam with simplified foundation. 1) lake level ; 2), 3) water pressure on dam faces ; 4) simplified foundation ; 5) downstream water level ; 6) uplift along rock-concrete contact ; 7) filtration pressure distributed along 2 lines close to the grout curtain ; 8) fixed model limits.

3.2

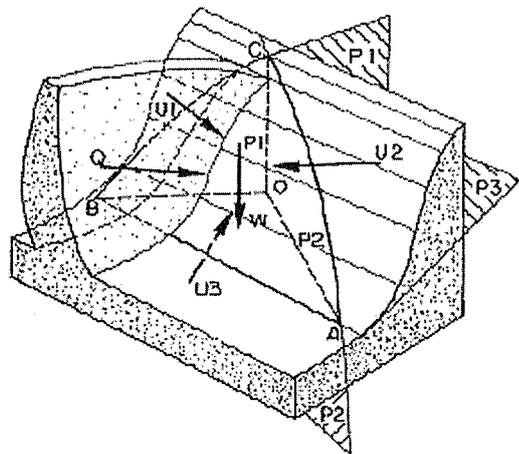
### La stabilité des fondations : la méthode de Londe

Les modèles numériques aux éléments finis n'appréhendant que très grossièrement ce qui se passe réellement au sein de la fondation, il est nécessaire de compléter l'étude au moyen de modèles dédiés à cette fin. C'est encore, la plupart du temps, la méthode de Londe ou l'une de ses dérivées qui est employée de façon courante. La description la plus complète de cette méthode est fournie par Londe (Londe, 1968).

Mise au point initialement par un groupe d'ingénieurs de Coyne et Bellier pour expliquer la déstabilisation de l'appui rive gauche du barrage de Malpasset (Bellier, 1967), la méthode a ceci de particulier qu'elle ne prend en considération que les aspects fondamen-

taux du mécanisme d'instabilité, et écarte résolument tout ce qui peut être considéré secondaire (Fig. 9) :

- on étudie successivement tous les blocs (« coins ») découpés par des failles ou discontinuités ;
- chaque bloc est supposé séparé de la masse de l'appui par trois plans seulement ;
- le bloc est supposé rigide ; sa déformabilité est négligée ;
- le bloc est soumis à l'action de forces internes (poids propre, action sismique le cas échéant), et externes (poussée du barrage, fournie par les calculs de la voûte, et résultantes de la pression interstitielle sur les trois plans qui le définissent) ;



**FIG. 9** Le modèle de la méthode du coin de Londe (d'après Londe, 1967). P1, P2, P3 : plans de discontinuité. O : pointe du coin. A, B, C : affleurement des plans. W : poids du bloc. Q : poussée du barrage. U1, U2, U3 : résultantes de sous-pression.

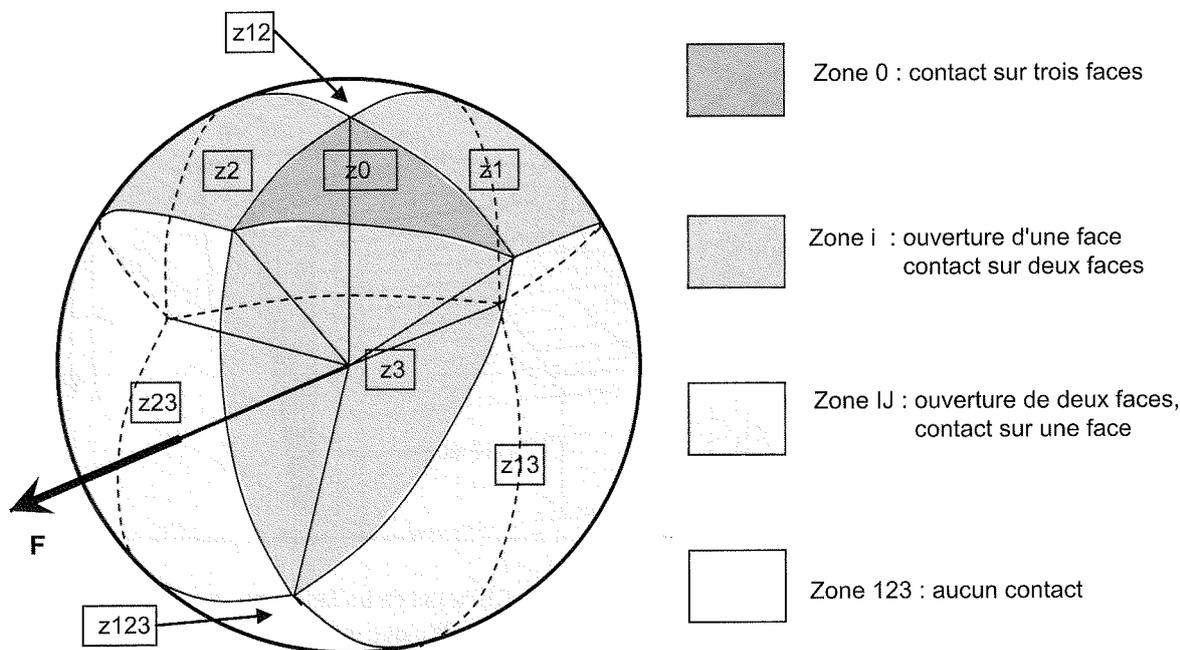
The model of Londe's wedge method. P1, P2, P3 : discontinuity planes. O : tip of wedge. A, B, C : outcrop of planes. W : weight of wedge. Q : thrust from dam. U1, U2, U3 : uplift resultants on P1, P2, P3.

- les forces résistantes sont les frottements le long des plans, seuls les angles de frottement sont considérés, et la cohésion est négligée.

L'omission de la cohésion (la déformation du bloc, non rigide en réalité, peut conduire à une rupture progressive qui détruit la cohésion), aboutit à ce résultat très commode que la direction de la résultante globale des forces définit le mode de rupture, indépendamment de sa valeur et des angles de frottement. Il existe en effet huit situations possibles selon la direction de cette résultante, qu'il est possible de cartographier sur une sphère dont le centre est situé au point d'intersection des 3 plans (Fig. 10) :

- Z0 : force dirigée vers la pointe du bloc ; stabilité totale ;
- Z1, Z2, Z3 : décollement d'un plan, frottement sur les deux autres ; stabilité conditionnelle ;
- Z23, Z31, Z12 : décollement de deux plans, frottement sur le troisième ; stabilité conditionnelle ;
- Z123 : décollement des trois plans, instabilité totale.

Le recours à un abaque permet, après identification des huit zones correspondant à chacun des huit types possibles de mouvement, de déterminer le « poids » de la pression interstitielle s'exerçant sur chacune des trois faces du bloc, dans la mise en mouvement de ce dernier. Cet abaque utilise les valeurs des pressions interstitielles, variables de 0 à 100 % du maximum physiquement possible pour les plans susceptibles de guider le mouvement, ainsi que les angles de frottement apparents ( $\phi'_1, \phi'_2, \phi'_3$ ) sur chacun de ces plans. Dans le cas d'un mouvement avec glissement sur deux plans (donc décollement du troisième), il faut recourir à la valeur d'un angle de frottement résultant fictif obtenu par combinaison des angles propres à chacun des deux plans en friction (combinaison elle-même définie par deux paramètres  $\lambda$  et  $\mu$ ). Le projecteur se trouve ainsi outillé pour concevoir et localiser les organes de drainage destinés à prévenir le mouvement du bloc.



**FIG. 10** Les modes de rupture possibles dans la méthode de Londe (d'après Londe, 1967). Failure modes in Londe's wedge method.

On se reportera aux références en bibliographie (Bellier, 1967 ; Londe, 1968 ; Londe *et al.*, 1970) pour la mise en œuvre concrète de cette méthode.

### 3.3

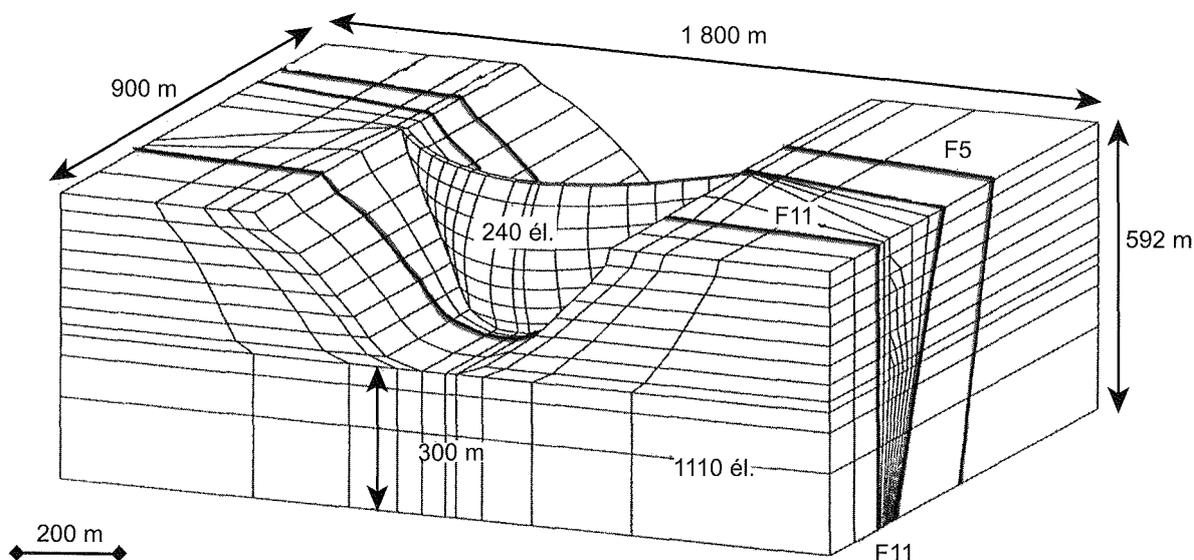
## Les dériv(é)es de la méthode de Londe

Si l'on se réfère à la méthode de Londe dans le monde entier, certains de ses principes se trouvent quelque peu malmenés dans l'application qui en est faite. Il serait en fait plus exact de parler de « méthode de Londe modifiée ». Les dérivées les plus fréquentes portent principalement sur :

- la réintroduction de la cohésion dans l'expression de la résistance au cisaillement des discontinuités ; les méthodes d'évaluation de la résistance des discontinuités (Barton et Choubey, 1978) utilisent en effet ce terme pour tenir compte de la convexité des courbes intrinsèques, et la plupart des projeteurs rechignent à utiliser à la place de la cohésion un angle de frottement sécant équivalent, comme le recommandait Londe ; la conséquence est qu'ils se privent ainsi d'un des attraits de la méthode originale, qui est l'indépendance du mode de rupture par rapport aux propriétés frottantes des joints ;
- l'expression des résultats d'une analyse sous la forme principale d'un coefficient de sécurité et non pas de l'abaque original sur lequel apparaissent les poids des différents paramètres, au premier rang desquels les pressions interstitielles.

Ces modifications de la méthode originale résultent la plupart du temps de la nécessité, pour les projeteurs, de respecter des normes ou règlements locaux, encore friands de concepts déterministes et notamment de coefficients de sécurité. Ceux-ci sont alors calculés selon la formule du *shear friction factor* (USBR, 1987) :

$$F_s = \frac{(R_n - U) \times \tan(\varphi) + C \times S}{R_t} \quad (5)$$



Modèle du barrage voûte de XIAOWAN (Chine) et de sa fondation avec 6 748 nœuds et 1 350 éléments isoparamétriques quadratiques

FIG. 11 Modèle de barrage avec fondation et représentation des grandes failles (d'après cours à l'École d'hydraulique de Grenoble, A. Carrère, 1995).  
Dam and foundation model with incorporation of main faults.

où  $R_n$  et  $R_t$  sont respectivement les résultantes normale et tangentielle au plan,  $C$  et  $\phi$  les caractéristiques de résistance, et  $S$  la surface en contact.

Les valeurs requises par les règlements locaux sont très variables, entre 3 et 1 selon les conditions de charge mais aussi selon les pays. Il est raisonnable d'adopter la valeur de 1,50 pour les conditions courantes, 1,25 pour les charges exceptionnelles (crue...) et 1,0 pour les conditions extrêmes (séisme maximum possible).

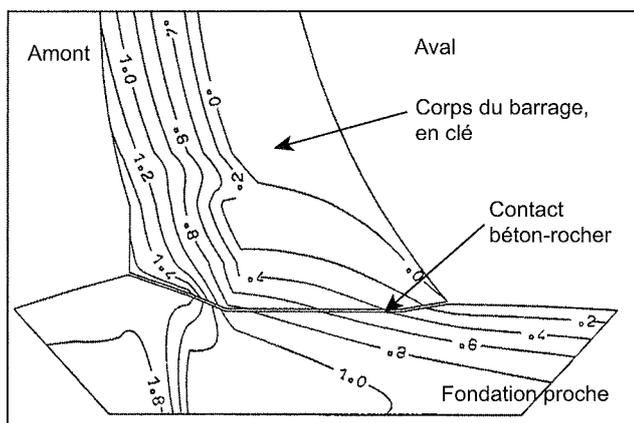
### 3.4

## Les méthodes intégrales

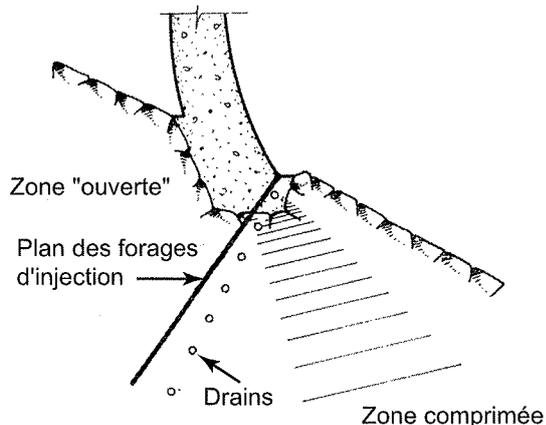
Au fur et à mesure que se développaient les capacités des méthodes d'analyse numérique aux éléments finis, les modèles utilisés pour l'étude des projets de barrages voûtes se sont attachés à prendre en considération des aspects plus complets de la réalité physique. Indépendamment des aspects dynamiques, nécessaires à l'analyse du comportement des ouvrages pendant un séisme mais qui ne font pas l'objet du présent article, deux grandes voies ont été explorées :

- la modélisation des grandes discontinuités mécaniques de la fondation ; le site du barrage voûte de Xiaowan en Chine ( $H = 298$  m) comporte plusieurs failles susceptibles de modifier la rigidité apparente des appuis et déjouer en cisaillement sous les poussées de la voûte. Le modèle construit pour cette étude (Fig. 11) a incorporé des éléments joints pour représenter trois de ces failles ; il a permis d'évaluer de l'état de contraintes sur ces discontinuités, de vérifier qu'elles ne sont pas sollicitées excessivement et ne nécessitent donc pas de renforcement mécanique particulier ;
- l'amélioration de la prise en considération des effets mécaniques des forces de percolation de l'eau interstitielle à travers les appuis. Au-delà de l'application de pressions équivalentes localisées (Katse, figure 8), les modèles ont ainsi pu combiner les analyses hydrauliques

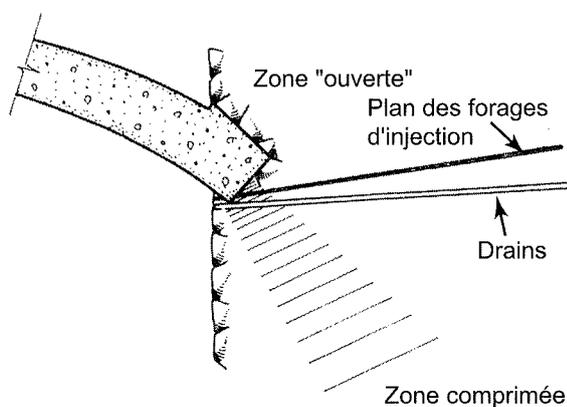
ques et mécaniques (Wittke, 1986 et 1987), permettant d'appliquer de façon plus réaliste l'ensemble des chargements hydrauliques, tant de surface que souterrains. Cependant le véritable aboutissement de ces progrès est dû aux modèles inspirés de la mécanique des sols, qui considèrent et analysent le champ de pression interstitielle et réalisent la partie mécanique de l'analyse en contraintes effectives. La théorie de la *poroplasticité* (Fauchet *et al.*, 1991), introduit en outre les propriétés mécaniques des matériaux lorsque les caractéristiques de résistance de ceux-ci sont atteintes. Les résultats en sont enrichis puisqu'ils fournissent pour chaque état étudié non seulement les champs de déformations et de contraintes, mais en plus, l'état d'endommagement des matériaux, les variations de perméabilité après endommagement, et le champ de pression interstitielle qui résulte de l'ensemble. La figure 12 donne un exemple du champ de pression interstitielle sur la coupe en clé de la voûte de Katse, tant à l'intérieur du barrage que dans la fondation (seule la fondation proche est représentée sur cette image).



**FIG. 12** Pression d'eau d'après un modèle poroplastique (d'après rapport de calcul de projet Katse, Coyne et Bellier, 1992). Les graduations donnent la pression interstitielle en MPa.  
Dam and foundation model with incorporation of faults. Figures express the pore pressure in MPa.



**Coupe verticale radiale**



**Coupe horizontale**

**FIG. 13** Position des voiles de drainage et d'injection (d'après Londe et Sabarly, 1966).  
Location of the drainage and grout curtains.

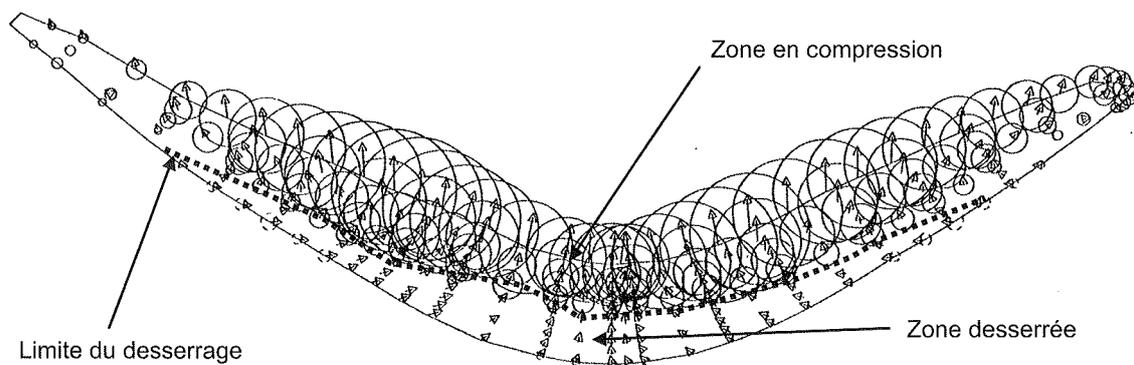
## Les dispositions de traitement des fondations dans les projets actuels

On peut affirmer que dans le projet de traitement de fondation d'un barrage voûte, la maîtrise des pressions d'eau internes est l'objectif premier ; et cette composante existe dans tous les projets. D'autres éléments, tels que des injections de consolidation, ou des procédés divers de renforcement des discontinuités, peuvent s'y ajouter au cas par cas.

### Maîtrise des pressions d'eau internes - drainage et injection

Après la catastrophe de Malpasset, les exploitants de barrages-voûtes et les services d'étude qui les appuyaient ont vite réagi, en équipant la quasi-totalité des ouvrages existants d'un dispositif de drainage de leurs fondations. Les principes étaient vite apparus, tels qu'exprimés par exemple dès 1966 lors du 1<sup>er</sup> Congrès international de mécanique des roches, à Lisbonne (Londe et Sabarly, 1966). La figure 13, empruntée à cette référence, illustre bien la position optimale des voiles de drainage et d'injection, qui doit éviter à la fois la zone en extension à l'amont et la zone comprimée par le bulbe des poussées à l'aval. Mais de telles dispositions n'ont pas pu être appliquées partout, car il a fallu composer avec l'existant, qui n'était pas toujours favorable à l'installation de systèmes de drainage efficaces.

Dans le cadre de la conception d'un nouvel ouvrage, le projeteur dispose de beaucoup plus de liberté et aussi de plus de moyens : d'abord les budgets et le temps, nécessaires pour réaliser des reconnaissances suffisantes, sont en général disponibles. Ensuite, l'état mécanique et hydraulique des massifs d'appui sous charge peut être beaucoup mieux appréhendé grâce aux modèles avancés décrits ci-avant. La figure 14 montre, par exemple, l'état de contraintes le long de la surface d'appui d'une voûte, montrant la limite entre la zone comprimée à l'aval, et celle qui se trouve en



**FIG. 14** Contraintes effectives sur la surface d'appui, d'après un modèle poroplastique (d'après rapport de calcul de projet Katse, Coyne et Bellier, 1992).  
Effective stresses at rock-concrete contact, given by a poroplastic model.

état de desserrement à l'amont. En association avec des coupes verticales, il est ainsi possible de placer les dispositifs d'injection et de drainage à leurs emplacements optimaux.

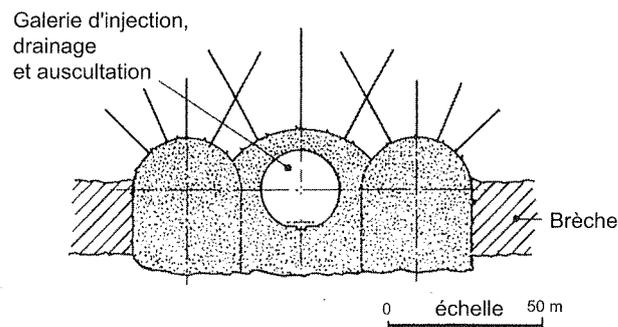
Dans la conception actuelle du traitement de la fondation visant à réduire les pressions internes d'eau, c'est le drainage qui est devenu l'élément primordial : ce sont les galeries et les forages de drainage qui cassent les pressions et concentrent sur leur amont les forts gradients de pression interstitielle et les forces associées. Hormis les cas extrêmes (par exemple dans le cas de fondations en terrain karstique), le voile d'injection devient un accessoire, mais un accessoire important car non seulement il réduit les pertes d'eau du réservoir, mais en limitant les débits recueillis par le drainage il améliore la pérennité de celui-ci. Il a en effet été souligné (Duffaut, 2010) que les organes de drainage sont susceptibles de perdre progressivement leur efficacité par colmatage, du fait de transports de particules fines ou dépôts de carbonates, sulfates, oxydes et hydroxydes divers. Leur surveillance (voir plus loin) et leur entretien sont toujours nécessaires mais requièrent d'autant plus d'attention que les débits collectés sont importants.

#### 4.2

### Méthodes de renforcement

Lorsque la réduction des sous-pressions ne suffit pas à assurer des marges de sécurité suffisantes, il est possible dans certains cas d'améliorer la résistance des appuis. Ce n'est en réalité possible, dans des limites économiques raisonnables, que lorsqu'on se trouve en présence de zones de faiblesse bien localisées et bien contrastées par rapport à leur environnement. Voici deux exemples de renforcements de discontinuités :

- une couche horizontale de brèche présente à la base de chaque rive de la fondation du barrage de Katse (Fig. 15) a été traitée par de grosses galeries triples en béton. La difficulté résidait dans l'épaisseur (jusqu'à 4 mètres) de la zone de faiblesse, tandis que les couches adjacentes étaient constituées d'un excellent basalte ; on a choisi de faire travailler ces renforcements en cisaillement en direction de leur axe, et la galerie centrale a été laissée accessible d'abord pour réaliser les injections de collage, ensuite pour permettre leur auscultation ; en service depuis 10 ans, ce dispositif n'a pas marqué la moindre trace de faiblesse (Develay et Lignier, 1996) ;



**FIG. 15** Triple galerie renforçant une couche bréchique dans la fondation du barrage de Katse (d'après Develay et Lignier, 1996).  
Triple reinforcement gallery through a brecciated layer in Katse dam foundation.

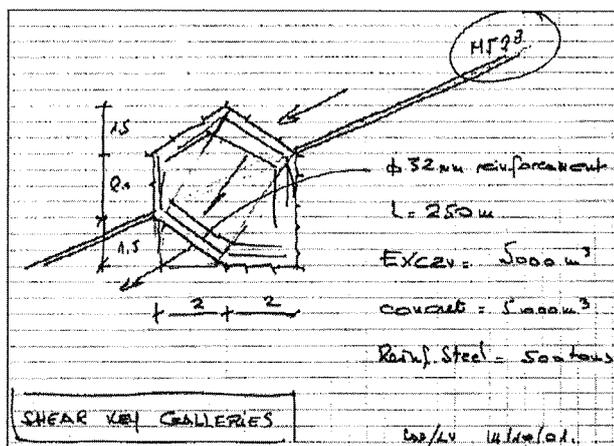
- un joint majeur qui traverse l'appui rive gauche du barrage de Karun IV en Iran, en plongeant vers la vallée avec un pendage de 30° environ, a été identifié comme d'origine tectonique (jeu secondaire lié à la formation d'un anticlinal dans les calcaires du Zagross, avec soupçon de glissement banc sur banc). A la limite de stabilité dans les conditions historiques, il a été décidé d'apporter la marge de sécurité nécessaire par l'ajout de trois galeries clavettes placées à cheval sur ce joint, et travaillant perpendiculairement à leur axe. La figure 16 reproduit le schéma de principe de ce renforcement.

#### 4.3

### Auscultation, surveillance et entretien

La fondation des barrages voûtes constitue, encore plus que pour les autres types de barrages, le point le plus critique de leur sécurité. Et contrairement à la structure du barrage, qui peut signaler ses faiblesses par toute une série d'indices (fissures, déplacements, fuites...) la fondation n'est pas naturellement très expressive. C'est une double raison pour la surveiller avec attention.

Un bon projet de barrage doit comporter, on l'a dit, un projet soigné de traitement de la fondation. Il doit aussi mettre à la disposition de l'exploitant les moyens de s'assurer que le comportement de l'ensemble est conforme aux hypothèses du projet et aux attentes, et qu'il en reste bien ainsi au fil du temps.



**FIG. 16** Schéma de principe de galerie clavette pour la fondation du barrage de Karun IV (Iran) (fac-similé d'un schéma d'ingénieur extrait d'un rapport d'expertise, Coyne et Bellier, 2001).

Conceptual sketch of a shear key gallery for the foundation of Karun IV arch dam in Iran.

Le premier échelon de la surveillance est l'observation visuelle. On ne dira jamais assez de bien des galeries creusées dans les appuis : elles sont certes précieuses pour participer au drainage et faciliter la réalisation des injections, la mise en place et l'exploitation des appareils d'auscultation, et pour intervenir lorsque des travaux d'entretien, tels que régénération des drains, compléments d'injection, etc. Mais surtout, elles ont l'immense vertu de permettre d'observer les évolutions au fil du temps de l'humidité, des apports dans le réseau de drainage, qui constituent la principale expression de la fondation. Il ne faut donc pas hésiter, dès que la position du projet est assez bien définie, à réaliser ces galeries dès que possible, elles compléteront alors la reconnaissance des appuis.

Au-delà de l'observation, l'auscultation renseigne utilement sur les réactions de la fondation. Le meilleur instrument d'auscultation des mouvements de la fondation est le barrage lui-même, à condition qu'il soit correctement équipé d'instruments de mesure des déplacements : par exemple, c'est en s'appuyant sur les mesures de déplacement de divers ouvrages que Post et Bonazzi ont pu retrouver, par analyse inverse, le module de déformation moyen de plusieurs appuis de barrages, parmi lesquels Malpasset pour lequel on disposait de quelques mesures topographiques (Post et Bonazzi, 1986). En effet, la direction et l'amplitude des déplacements des repères situés à proximité des appuis donnent une bonne indication des déplacements en fondation, en s'aidant le cas échéant de modèles numériques. Ceux mesurés en bas de l'aile gauche de Malpasset par exemple, dans l'avant-dernière phase de chargement, étaient à la limite de l'acceptabilité pour les projeteurs de l'époque (qui n'en ont eu connaissance qu'après la catastrophe...). Ils correspondent à un module du rocher apparaissant aujourd'hui nettement insuffisant.

Au-delà des mesures de déplacements dans le barrage, il est devenu courant de placer des appareils donnant directement les déplacements au sein de la fondation. Nettement plus précis et commodes que la topographie de précision, et permettant des mesures plus fréquentes, les pendules inversés cherchent

maintenant de façon classique leur point de référence à une quarantaine de mètres de profondeur, et plus profondément dans des cas particuliers. Ils n'existaient pas à l'époque de la construction de Malpasset, et ne sont apparus en France que vers le milieu des années soixante. Des extensomètres longs sont parfois placés en fondation pour compléter l'information (Carrère, 1991 ; Montfort, 1991). Enfin les organes de renforcement des discontinuités, tels que les clavettes en béton, possèdent la plupart du temps leur propre dispositif de contrôle (pendules, extensomètres, fissuromètres).

Mais la catégorie d'appareils d'auscultation qui est la plus importante en matière d'auscultation des fondations est celle qui a trait aux écoulements souterrains : débits de fuites et piézométrie. Les piézomètres ou les cellules piézométriques, répartis dans le massif depuis l'amont des voiles d'injection jusqu'à l'aval des organes de drainage, contrôlent la conformité des percolations avec le projet et leur évolution dans le temps. Ils doivent cependant être interprétés avec les variations des débits de fuite qui complètent l'information, permettent de mieux comprendre les raisons de tout changement de régime et donc d'intervenir à bon escient.

Les moyens d'auscultation qui sont à privilégier sont ceux qui, ne nécessitant pas d'interprétation complexe, fournissent leurs mesures rapidement. On préfère ainsi les pendules et les extensomètres aux mesures topographiques.

Surveillance et auscultation de la fondation et de ses traitements doivent conduire à détecter l'éventuel vieillissement de ces derniers et à programmer à temps leur régénération, qu'il s'agisse de compléter les injections d'origine (les coulis sont soumis à dissolution notamment en présence d'eaux agressives) ou de nettoyer ou même renouveler les drains d'origine.

## 5

## Conclusion

L'accident de Malpasset a permis, comme toutes les catastrophes, de progresser considérablement dans le domaine de la mécanique des roches, et plus particulièrement dans ses applications à l'ingénierie des barrages. Les projeteurs d'aujourd'hui ont acquis grâce à leurs aînés les connaissances fondamentales en hydraulique souterraine et en mécanique des géomatériaux qui n'étaient qu'imparfaitement perçues auparavant. Ils ont à leur disposition des moyens et des pratiques de reconnaissances qui leur fournissent assez d'informations, en qualité et quantité, pour juger et pour dimensionner. Ils ont enfin les outils de modélisation qui leur permettent de prévoir, bien mieux qu'avant, les conditions de stabilité des ouvrages qu'ils conçoivent.

Pour mettre à l'épreuve ce qui vient d'être dit, on est tenté de se poser la question : « Referait-on Malpasset aujourd'hui et comment ? » La réponse n'est pas simple, car il faut se remettre en situation et oublier temporairement l'énorme masse d'informations provenant des investigations réalisées après la catastrophe. Si nous nous plaçons aujourd'hui d'emblée dans la situation d'un site vierge de toute reconnaissance, en tous points identique à Malpasset (mais nous ne le savons pas), voici quelques indications sur la démarche qui serait probablement suivie :

– les solutions envisagées *a priori* : le barrage-poids en BCR<sup>3</sup>, certainement ; la voûte en béton, peut-être, ainsi sans doute qu'une solution en remblai d'enrochement ;

– compte tenu de la topographie du site, l'emplacement *a priori*<sup>4</sup> du barrage serait voisin de celui adopté autrefois, quoique sans doute un peu plus amont d'une cinquantaine de mètres sur les deux rives ; la largeur un peu plus grande de la vallée explique pourquoi il ne fut pas retenu à l'époque, mais ceci ne change pas fondamentalement le problème ;

– les campagnes de reconnaissances, adaptées aux différentes solutions et définies conjointement par le projeteur et le géologue du projet avec l'objectif de préciser la structure des appuis (failles, schistosité) et la qualité de la roche en profondeur, n'auraient certainement pas l'ampleur de toutes les investigations qui ont été faites sur le site après la catastrophe ; elles comprendraient cependant assez de sondages, d'essais géotechniques et géophysiques (sismique réfraction et petite sismique) pour donner une image réaliste des particularités du massif ; elles devraient comprendre au moins une galerie de reconnaissance dans la rive gauche, comme cela a été fait dans des conditions beaucoup moins problématiques sur l'un des derniers barrages construits en France (Pichavant, 1994) ;

– pour les solutions poids et voûte, la stabilité de tous les coins rocheux qu'il est possible de concevoir avec les familles de discontinuités du site serait étudiée comme il est désormais de pratique courante. Les exigences en matière de résistance des appuis ne sont

<sup>(3)</sup> Les technologies ont évolué, et pour une hauteur de site somme toute modérée, la technique du BCR (béton compacté au rouleau), très mécanisée, a rendu leur intérêt économique aux barrages-poids, plus massifs mais beaucoup plus économiques par unité de volume, et construits très rapidement ; aujourd'hui les solutions voûtes ne gardent un intérêt certain que pour les très grandes hauteurs (plus de 150 m), et pour les sites très resserrés.

<sup>(4)</sup> On appelle ainsi le site choisi en début d'étude, avant toute reconnaissance, sur la seule base de la topographie et de l'observation géologique de surface.

pas très différentes pour les deux types de barrages, et on peut même arguer d'une direction des poussées plus favorable pour les voûtes car mieux orientée vers l'intérieur du massif.

La conclusion en serait selon toute vraisemblance qu'il est nécessaire de drainer très abondamment le massif. Le doute quant à l'efficacité et à la pérennité d'un tel dispositif devrait conduire à écarter les solutions de barrages en béton (poids et voûte), au profit d'un remblai d'enrochement, à étanchéité amont de préférence.

Mais la conclusion serait surtout le fruit d'une démarche d'évaluation et d'expertise contradictoire du projet et des conditions de sa mise en œuvre, après soumission obligatoire du dossier au Comité technique permanent des barrages et ouvrages hydrauliques (qui fut institué dans sa première forme, ou CTPB, par un décret du 13 juin 1966, et reste au cœur de l'édifice réglementaire construit autour du décret du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques).

Admettons enfin qu'en dépit de ce qui vient d'être dit, une solution de barrage-poids ou voûte ait été construite sur le site de notre étude fictive : les instruments d'auscultation de l'ouvrage et de sa fondation auraient fourni, dès le début de sa mise en eau et sans délai d'interprétation, une image de leur comportement qui aurait prévenu d'une éventuelle dérive, en montrant notamment des pressions interstitielles supérieures aux limites acceptables ; il aurait alors été possible de réagir, d'abord en retardant la poursuite de la mise en eau, puis en orientant les mesures correctives nécessaires (drainage ou injections complémentaires). C'est bien en effet la surveillance des barrages, surtout lors de leur première mise en eau, qui permet de remédier à leurs déficiences et par conséquent d'assurer leur ultime sécurité. La plupart des réglementations en vigueur dans le monde encadrent d'ailleurs très précisément les procédures de mise en service des barrages. Ceci est une autre conséquence de la catastrophe de Malpasset, qui dépasse le cadre du présent article.

## Bibliographie

- Bellier J. – Le barrage de Malpasset, *Travaux*, Paris, juillet 1967.
- Bellier J., Londe P. – The Malpasset dam. *Proc. Conf. on Evaluation of Dam Safety*, Pacific Grove, Calif., USA, déc. 1976.
- Bernaix J. – *Étude géotechnique de la roche de Malpasset*. Dunod, Paris, 1967.
- Barton N., Choubey V. – The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics 1/2*, Vienna, Springer, 1978, p. 1-54.
- Carrère A. – Évaluation de la déformabilité à grande échelle des appuis. *C.R. XVII<sup>e</sup> Congrès International des Grands Barrages*, Vienne, vol. 5, Q66 C. 4, 1991.
- Carrère A. et al. – Fondations rocheuses de barrages en béton – Exemples de traitement systématique d'amélioration des propriétés mécaniques naturelles. *C.R. XVII<sup>e</sup> Congrès International des Grands Barrages*, Vienne, vol. 2, Q66 R. 19, 1991.
- Carrère A. – *Barrages*. Les Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction, C 5 555, Paris, 1994.
- Coyne A. – *Leçons sur les grands barrages*. École nationale des Ponts et Chaussées, manuscrit polycopié, édition 1943.
- Develay D., Lignier P. – The use of shear keys in the foundation treatment of Katse dam. *Hydropower & Dams*, Issue 3, 1996.
- Duffaut P. – Malpasset, la seule rupture totale d'un barrage-voûte. *Revue française de géotechnique*, 2010.
- Fauchet et al. – Poroplastic analysis of concrete dams and their foundation. *Dam Engineering*, vol. II, Issue 3, Londres, 1991.
- Gell K., Wittke W. – A new design concept for Arch Dam taking into account seepage forces, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 19-4, Springer-Verlag, 1986.
- Goguel B. – Décollement du pied amont des grandes voûtes – Le cas de Vouglans. *C.R. XVII<sup>e</sup> Congrès international des Grands Barrages*, Vienne, vol. 5, Q65 C. 11, 1991.
- Habib P. – La fissuration du gneiss de Malpasset, *Revue Française de Géotechnique*, n° 131-132, 2010.
- Leonards G.A. – Malpasset dam – An overview and personal commentary. *Procs., International Workshop on dam failures*, Purdue University, W. Lafayette, Indiana USA, Nov. 1986. Published *Engineering Geology* 24, Elsevier, Amsterdam Netherlands, 1987.
- Lévy M. – *Observations sur la catastrophe de Bouzey*. Gauthier-Villard, 1895, 45 p.
- Londe P. – Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse. *Annales des Ponts et Chaussées*, Paris, janvier 1965.
- Londe P., Sabarly F. – La distribution des perméabilités dans la fondation des barrages-voûtes en fonction du champ de contraintes, *C.R. 1<sup>er</sup> Congrès int. de mécanique des roches*, Lisbonne, 8-6, 1966, p. 517-521.
- Londe P. – Stabilité des massifs rocheux – Application aux barrages. *Annales de l'ITBTP*, n° 251, novembre 1968.
- Londe P. et al. – Stability of rock slopes – Graphical methods. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 95, n° SM1. Proc. Paper 6363, juillet 1970.
- Louis C. – Étude des écoulements d'eau dans les roches fissurées et de leur influence sur la stabilité des massifs rocheux, *Bull. DER (EDF) série A*, 3, 1968, p. 5-132.
- Mary M. – *Barrages-voûtes – Historique, accidents et incidents*, Dunod, Paris, 1968.
- Monfort L. – Fissuration de la fondation au pied amont – Le cas de Laparan. *C.R. XVI<sup>e</sup> Congrès international des Grands Barrages*, Vienne, vol. 5, Q65 C. 12, 1991.
- Pichavant P. – Le barrage de la Touche Poupert sur le Chambon. *Travaux*, octobre 1994.
- Post G., Bonazzi D. – Latest thinking on the Malpasset accident – New 3D F.E. calculations with joint slide tests. *Procs., International Workshop on dam failures*, Purdue University, W. Lafayette, Indiana USA, Nov. 1986. Published *Engineering Geology*, 24, Elsevier, Amsterdam Netherlands, 1987.
- Ru Naihua – Reconsideration of failure initial mechanisms for Malpasset Dam. *Barrages et Réservoirs*, n° 1, Edit. Comité français des Grands Barrages, Paris, 1994.
- Schneider B. – *Contribution à l'étude des massifs de fondation de barrages*. Faculté des Sciences de Grenoble, Mémoire n° 7, 1967.
- Schneider B. – Reconnaissance des massifs rocheux par la méthode appelée petite sismique, *Bulletin de l'Association internationale de géologie de l'ingénieur*, n° 20, 1970.
- USBR – *Design of small dams*, U.S. Bureau of Reclamation, Denver USA, 1987.
- Wittke W., Leonards G.A. – Modified hypothesis for failure of Malpasset dam, *Procs., International Workshop on dam failures*, Purdue University, W. Lafayette, Indiana USA, Nov. 1986. Published *Engineering Geology* 24, Elsevier, Amsterdam Netherlands, 1987.
- Wittke W. – Appropriate foundations for arch dams. *Procs., Int. Workshop on arch dams*, Coïmbra, publ. *Arch Dams*, Balkema Rotterdam, 1990.