# NOTES SUR L'ACCIDENTOLOGIE DES BARRAGES-POIDS

# Notes on Gravity dams accidentology

Luc, Deroo 29 rue Maurice Flandin, 69003 Lyon deroo@isl.fr

Boris, Jimenez 75 bd MacDonald, 75019 Paris boris.jimenez@isl.fr

# **MOTS CLÉS**

Barrage-poids, rupture, fissuration, calcul, béton, maçonnerie

# ABSTRACT

This paper proposes a compilation gravity dams accidents, looking only to accidents that led to complete failure of the dams. Documentary sources are disparate and actually rather rare : in the gathered literature review, only a couple of failures are sufficiently documented to provide guidance on the relevant mechanisms. This is probably the biggest obstacle to a thorough feedback on this issue. Dam failures covered by this document are: Fergoug (2), Cheurfa, Bouzey (2), Tigra, Austin, St. Francis, Camara, Mohn, Eder, Puentes, Elwha, Camara, Khadakwasla, Xuriguera, Chikkahole, Zerbino. Of these, only three failures correspond to the model for calculating gravity dams as it is practiced regularly. All others correspond to particular situations that the calculation reproduces poorly. This first compilation can highlight features common to past failures, and identify some risk situations: (1) unsuitable geological situations misidentified at the design stage, (2) foundations on subhorizontal alternating sandstone and shales or clay, (3) old masonry or concrete dams if not properly drained, especially if they are cracked and if their security relies heavily on the integrity of a thin upstream facing, (4) banks dam blocks, where the monolithism of the dam is uncertain. For other cases, calculation methods and parameters usually taken into account appear to be sufficiently conservative.

# RÉSUMÉ

Cet article propose une compilation de l'accidentologie des barrages-poids, en s'intéressant uniquement aux accidents ayant conduit à la rupture. Les sources documentaires sont disparates et finalement assez rares : dans la littérature examinée, une quinzaine de ruptures sont suffisamment documentées pour donner des indications sur les mécanismes. C'est probablement l'obstacle le plus important à une véritable étude de retour d'expérience sur les ruptures des barrages-poids. Les barrages concernés par ce document sont les suivants : Fergoug (2), Cheurfas, Bouzey (2), Tigra, Austin, Saint-Francis, Camara, Mohne, Eder, Puentes, ElWha, Camara, Khadakwasla, Xuriguera, Chikkahole, Zerbino. Parmi celles-ci trois seulement correspondent au modèle de calcul des barrages-poids tel qu'il est régulièrement pratiqué. Toutes les autres correspondent à des situations particulières que le calcul reproduit mal. Cette première compilation permet de mettre en évidence des traits communs aux ruptures passées, et identifient quelques situations à risque : (1) les situations géologiques inadaptées mal identifiées à la conception, (2) les fondations subhorizontales en alternance grès-marne ou grès-argile, (3) les barrages anciens en maçonnerie ou béton s'ils sont mal drainés, en particulier s'ils sont fissurés et si leur sécurité repose beaucoup sur l'intégrité d'un parement amont mince, (4) les plots de rive, lorsque le monolithisme du barrage est mal assuré. Pour les autres cas, les méthodes de calcul et paramètres habituellement pris en compte apparaissent suffisamment conservatifs.

# 1. INTRODUCTION

Plusieurs études de dangers en cours concernent des barrages-poids, en béton ou en maçonnerie.

Ces études amènent régulièrement à réexaminer les conditions de stabilité de ces ouvrages, en particulier sous sollicitations exceptionnelles, et en tenant compte de modes de rupture plus variés que le simple glissement sur la fondation.

Dans ce contexte, les procédures classiques de calcul trouvent leurs limites, et méritent d'être complétées par la prise en compte de l'accidentologie observée sur ce type d'ouvrages.

Ce constat nous a amené à engager une action de recensement, compilation et analyse des accidents (ou incidents) d'instabilités de barrage-poids. Ce travail est par ailleurs une contribution au groupe de travail « Barrage-poids » du CFBR, en charge d'actualiser les recomandations pour leur justification. L'objet de la communication est d'en présenter les premiers résultats.

# 2. ACCIDENTOLOGIE

### 2.1 Inventaire des ruptures

La documentation relative aux ruptures de barrages-poids a été recherchée dans les différentes sources mentionnées en bibliographie.

Une cinquantaine de ruptures ont été identifiées. Parmi celles-ci, 17 concernent des barrages en béton,

24 concernent des barrages en maçonnerie, 7 ne définissent pas la nature du barrage, 2 sont des ouvrages mixtes (béton, maçonnerie). Les ruptures pour lesquelles des éléments substantiels sont disponibles sont décrites ci-dessous.

## 2.2 Barrage de l'Habra (Algérie, 1881, 1927), [5], [9], [11]

Le barrage de l'Habra, sur l'oued Fergoug, est un ouvrage en maçonnerie, de hauteur 35 m au-dessus du terrain naturel. Achevé en 1871 et dimensionné pour une lame déversante de 1,60 m (500 m<sup>3</sup>/s), il subit successivement deux crues importantes : la première (1872, 700 m<sup>3</sup>/s) avec une lame de 2 m cause de « sérieux dégâts que l'on se contente de réparer», y compris une rupture partielle de l'évacuateur ; la seconde (1881, 850 m3/s) avec une lame de 2,25 m emporte la rive droite de l'ouvrage.



Graphique 1 : Fergoug - Première rupture.

Une nouvelle crue en 1927 cause une rupture complète du barrage. Cette rupture s'est également produite en crue, avec cette fois-ci réservoir initialement presque vide; et une lame d'eau maximale de 3,85 m au-dessus du déversoir, niveau maximal jamais atteint au barrage. Selon les calculs, la crue de 1881 a mis en tension la maçonnerie de l'ouvrage en parement amont (point « A »), à hauteur de 1kg/cm<sup>2</sup>.

Le barrage est reconstruit avec un profil-type pratiquement identique. Il subit une crue en 1900 avec un niveau d'eau supérieur (par obstruction du déversoir), sans désordres.



Graphique 2 : Fergoug - Deuxième rupture

La brèche s'est amorcée au voisinage de l'évacuateur (rive gauche), dans les maçonneries, puis s'est propagée vers la rive droite. Deux facteurs aggravants sont mentionnés par la Commission technique : les maçonneries étaient sèches (donc plus légères) et l'eau très chargée.

### 2.3 Barrage de Cheurfas (1885), [5], [9]

Le barrage de Cheurfas est un barrage en maçonnerie de hauteur 35 m environ.

En 1885, une crue emporte l'appui rive droite. Le barrage est reconstruit en allant chercher, en rive droite amont, une fondation calcaire de meilleure qualité.



Graphique 3 : Le barrage de Cheurfas, après travaux : nouvel appui RD vers l'amont [17]

Après la rupture du barrage de l'oued Fergoug (vallée voisine) en 1927, le barrage des Cheurfas est révisé (et surélevé). Les travaux ont impliqué : des tirants actifs, des injections en fondation et la régénération des maçonneries.

### 2.4 Barrage de Bouzey (France, 1884 et 1895), [8], [10]

Le barrage de Bouzey fait 15 m au-dessus du terrain naturel, et 27 m au-dessus de sa fondation. Le barrage est fondé sur des grès décrits comme étant « fissurés et poreux » avec des passages d'argile. Le pendage est horizontal.

Il a subi deux accidents.

L'accident de 1884 se produit au premier remplissage, et est décrit de la manière suivante.

- A la cote 362, venues d'eau pour un débit de plus de 50 l/s, puis 75 l/s à la cote 365.
- A la cote 368,80, déplacement brutal de 135m de barrage vers l'aval, qui se sépare du mur de garde ; fracture horizontale à la base, sol de fondation broyé sur 2 à 3 m d'épaisseur sous le barrage. Le déplacement maximal atteint 34 cm en crête. Les fuites atteignent 230 l/s.
- Poursuite du remplissage jusqu'à la cote 369 (!)
- Vidange du réservoir fin 1885

Le barrage est alors renforcé par un massif de maçonnerie complémentaire, une butée aval et une consolidation des fondations. Il est remis en eau en septembre 1889.



Graphique 4 : Bouzey - Le barrage après confortement (B, S) et figuré de la zone de traction amont ([10])

Après 5 ans d'exploitation à la cote maximale (371,5), le barrage se rompt brutalement, le 27 avril 1895. 170 m de barrage sont emportés sur la partie centrale. Le plan d'eau est alors à la cote 371,4. On a noté de nombreuses traces d'écrasement et de cisaillement près du parement aval. Les fondations n'ont pas bougé du tout. Les profils de rupture sont illustrés sur le schéma ci-dessous.



Graphique 5 : Bouzey - Surfaces de rupture ([10])

La maçonnerie a utilisé un sable de qualité médiocre (forte teneur en fines). Les pistes d'explication de la rupture, après 5 ans d'exploitation à retenue haute, ne figurent pas dans la littérature examinée. Notons cependant un hiver (décembre-mars) 1895 le plus froid depuis la mise en service du barrage, avec un mois de février exceptionnel : température moyenne -3,6° à Paris.

### 2.5 Barrage d'Austin (Bayless), 1911, [4]

Le barrage d'Austin est un barrage de 13,1 m de hauteur au-dessus du terrain naturel, en béton cyclopéen. Il est fondé sur des grès lités horizontalement, avec intercalations de marnes et de grès peu cimentés. Le barrage est muni d'une bêche de profondeur 1,20 m prolongée par des ancrages de longueur 7,60 m. Le béton est de qualité très hétérogène

Des fissures verticales (retrait) apparaissent dès la construction, avant mise en eau. Au premier remplissage, des écoulements (« in large quantities ») apparaissent à l'aval du barrage. Le 23 janvier 1910, la partie centrale du barrage glisse de 50 cm environ vers l'aval. La retenue amont est abaissée par création à l'explosif d'une échancrure. Le barrage n'est pas conforté ; une crue l'emporte en 1911. Selon les témoignages, c'est d'abord un « bouchon » qui saute près de l'appui rive droite.



Figure AP-3. Photo showing downstream area after dam failure (after Potter County Leader 9-24-1986)

Graphique 6 : Austin - Le barrage après rupture ([4])

Le calcul du barrage par la méthode « standard », y compris propagation de la pleine sous pression dans la fissure amont, a montré qu'une rupture sur les marnes intercalées pouvait se produire pour un angle de frottement de moins de 41°. Ces calculs ont été conduits en négligeant la contribution de la bêche et des ancrages à la résistance du barrage.

## 2.6 Barrage de Tigra (Inde, 1917), [3]

Le barrage de Tigra est un barrage en mortier à la chaux, de hauteur 24 m, sur fondation gréseuse horizontale avec intercalation de joints (« *seams* »).

Deux blocs du barrage ont été emportés lors d'une crue, au cours de laquelle une lame d'eau de 15 cm est passée par-dessus la crête.

La littérature ([3]) fait l'hypothèse que la submersion n'a pas joué un rôle essentiel, et que la rupture provient probablement de fortes sous-pressions.



Graphique 7 : Tigra - Le barrage après rupture

## 2.7 Barrage de Saint-Francis (Etats-Unis, 1928), [3], [6]

Le barrage de Saint-Francis est un ouvrage-poids en béton, de hauteur 62,50 m ; il est légèrement arqué. Le parement amont est subvertical. Le fruit moyen des parements est de 0,75 H/1V.

Le barrage est fondé en rive gauche, vallée et moitié de la rive droite sur des schistes, souvent fortement cisaillés parallèlement à la pente gauche. En haut de rive droite, il est fondé sur des conglomérats rougeâtres.

La rupture s'est produite au premier remplissage. La hauteur d'eau maximale (seuil du déversoir) a été atteinte une semaine avant la rupture. De faibles fuites sont constatées dans le corps du barrage, mais les écoulements en fondation sont plus importants. Ces écoulements s'intensifient rapidement quelques heures avant la rupture.

Une douzaine de commissions ont étudié la rupture du barrage. Les conclusions diffèrent dans le détail, mais mettent toutes en avant l'effet prépondérant de la géologie du site, avec deux coupables possibles :

- la rive gauche, qui est un paléo-glissement, qui a été réactivé lors de la rupture et, semble-t-il, avant la rupture proprement dite ;
- les conglomérats gypsifères de la rive droite, possiblement sensibles à des phénomènes de contraction sous submersion.

On note en tous cas l'absence de drainage des deux rives et la construction sans coupure des écoulements (pas de bêche, pas de rideau d'injection).



Graphique 8 : Saint-Francis - Contexte géologique du glissement rive gauche ([6])

### 2.8 Barrage de Zerbino (Italie, 1935), [7]

Le barrage de Zerbino était composé de deux structures : l'ouvrage principal (hauteur 47 m) et le barrage de col (hauteur 14 m). C'est le barrage de col qui a cédé.

La rupture s'est produite à l'occasion d'une crue exceptionnelle (plus de 4 fois la crue de dimensionnement), qui a submergé les deux barrages. La retenue a commencé à surverser par la crête à 12h30 (cote 324,50), a atteint la cote 326,67 à 13h15 ; la rupture du barrage secondaire est intervenue à 13h30, avec près de 3 m de lame déversante. Le barrage principal a tenu.

Les crues suivantes ont continué à approfondir le sillon du col secondaire, jusqu'à la configuration actuelle, où le lit y est descendu de 40-45 m.



Graphique 9 : Zerbino - Contexte géologique des deux barrages ; topographie actuelle ([7])

Il semblerait que la cause mécanique de la rupture soit l'affouillement au pied aval du barrage secondaire. La présence de niveaux de mylonites dans le rocher de type « métabasite » (ferromagnésien recristallisé) a rendu le rocher érodable.

#### 2.9 Barrage de Khadakwasla (Inde, 1961) [21]

Le barrage de Khadakwasla (hauteur 33 m, construit en 1879, Inde]) a été détruit en 1961 par l'onde de la rupture du barrage de Panshet, situé à l'amont.

C'est un barrage en maçonnerie de basalte au mortier de chaux ; la maçonnerie est rangée à la main.

La surverse par-dessus le barrage a atteint 2,70 m, pendant de nombreuses heures. Les témoins évoquent un « basculement ».

La rupture s'est produite dans une zone d'approfondissement rapide de la cote de fondation ; une fissure verticale s'est ouverte au changment de pente.

On note que le profil du barrage est mince : largeur à la base 17,2 m. La densité des maçonneries est évaluée à 2,4. Des mesures de résistance à la compression et à la traction ont été effectuées, sur carottes de maçonneries (resp. 12 MPa et 600 kPa) et sur le mortier de chaux (resp. 500 kPa et 40 kPa). Le barrage n'est pas drainé.





Graphique 10 : Khadakwasla - le barrage rompu et une élévation montrant le plot emporté

Un recalcul 2D standard ne permet pas de retrouver la cote de rupture constatée. Plusieurs explications possibles : la difficulté à estimer la résistance des maçonneries, les effets de l'inclinaison rive-à-rive de la fondation, ou un plan de rupture en fondation plutôt que dans les maçonneries.

### 2.9 Barrage de Camara (Brésil, 17/06/2004), [1], [2]

Le barrage de Camara est un barrage poids de hauteur 50 m, en BCR peu dosé (spécifié à 80 kg/m<sup>3</sup>). Le BCR est complété par un masque amont en BCV, d'épaisseur très variable, et quasi-nulle par endroits.

Le rocher de fondation est schisteux en rive gauche et granitique en vallée ; il a été traité par un voile d'étanchéité monolinéaire et un plan de forages de drainage.

Le barrage s'est rompu au premier remplissage, pour une cote de retenue 11 m ( !) sous la crête. Des rapports d'interprétation de la rupture du barrage ont été publiés, sous l'égide du Ministère Public de Paraiba Les causes de la rupture sont décrites comme suit :

- essentiellement, un plan de glissement géologique en rive gauche, insuffisamment exploré et traité. Ce plan de glissement a conduit à une situation défavorable, à la fois topographique et géologique.
- accessoirement, une qualité de réalisation insuffisante et la présence d'une galerie de visite de dimensions conséquentes par rapport à la section du barrage.

Les photographies ci-dessous illustrent la surface de glissement, située 10 m sous le terrain naturel et 4 m sous la cote d'excavation en rive. Cette surface est pratiquement plane, parallèle à la rive ; le plan de glissement présente très peu d'aspérités.



**Graphique 11** : Camara - La surface de glissement rive droite ([1])

Lors de la mise en eau, des artésianismes significatifs se sont développés sur cette rive. La galerie a été inondée ; plusieurs drains ont été qualifié de « ne fonctionnant pas ».

Le schéma ci-dessous est un profil en long de la rive gauche, où figurent notamment la surface de rupture (en rouge) et le profil des excavations (« escavaçao realizada »). Notons deux traits topographiques défavorables : l'escarpement en pied de rive, et la fondation sur une surface très inclinée.



Graphique 12 : Camara - Profil des excavations rive gauche ([2])

Sur une bonne partie de la rive gauche, la surface de rupture dans le corps du barrage coïncide avec la galerie de visite. En particulier à l'amorce du volume emporté côté vallée. La galerie a pu provoquer des faiblesses mécaniques (plans de fissures verticaux amont-aval à ses extrémités, traction en face amont du barrage); il

est également possible que, pour des raisons constructives, le BCR soit moins bon à l'accostage sur la galerie).



Graphique 13 : Camara - Situation de la galerie rive gauche ([2])

### 2.10 Autres ruptures

### Faits de guerre : Mohne et Eder (1943), [14]

Le barrage Mohne est un barrage poids en maçonnerie, de hauteur 40 m, construit en 1908-1913. La largeur en crête est 6 m (34 m à la base). Le profil type est de type Intze (pas de prise en compte des sous-pressions ; critère de stabilité : la résultante passe dans le tiers central ; parement amont soigneusement étanché et drainé).



Au moment de l'attaque, la retenue était pleine. Deux bombes ont explosé à proximité du parement, à quelques mètres sous le niveau de l'eau. Cela a créé une brèche de largeur 76 m et de profondeur 22 m.

Le barrage Eder est un barrage poids en maçonnerie de hauteur 41 m, construit en 1908-1913. La largeur en crête est 6 m (35 m à la base). Une bombe a atteint l'objectif, créant une brèche de « 25 m de diamètre ».

On peut penser que l'effet du bombardement a été de déstructurer l'étanchéité amont, amorçant une fissure qui a ensuite modifié le profil des pressions interstitielles dans le barrage, ou saturé le réseau de drainage.

Fondation meuble : Puentes (1802), El Wha (1912), [3]

Ces barrages se sont rompus après érosion interne de la fondation alluviale.



Graphique 15 : ElWha - coupe-type du barrage ([18])

### Xuriguera

Le barrage de Xuriguera (hauteur 42 m, Espagne, [12]) a été détruit par les très fortes pluies sur le bassin du Llobregat, le 24/02/1944. Les causes détaillées de la rupture ne sont pas détaillées par la littérature examinée. En tous cas, la rupture s'est produit pour la plus forte cote rencontrée par l'ouvrage, et il se peut qu'il y ait eu submersion. La rupture a été amorcée en rive droite.



Graphique 16 : Xuriguera - le barrage rompu

## Chikkahole (Inde, 1972) [21]

Le barrage de Chikkahole (hauteur maximale 30 m, Inde) est un barrage en maçonnerie à la chaux, mise en place à la main. La largeur à la base est de 21 m. Les résistances à la compression et à la traction du mortier ont été mesurées dans les gammes respectives suivantes : [1 - 5] MPa et [0,15 - 0,4] MPa. Le barrage est fondé sur des gneiss altérés, qu'il a été jugé nécessaire de renforcer par injections de consolidation.



Le barrage a été détruit en 1972 par submersion, provoquée par une très forte crue et un dysfonctionnement de l'évacuateur. La rupture est intervenue 6 ans après la mise en eau. Ce n'est pas la section de plus grande hauteur, mais la rive droite qui a été emportée.

**Graphique 17** : Barrage de Chikkahole rompu

Les auteurs invoquent le rôle potentiellement néfastes des injections de la fondation et de la maçonnerie. Les injections de fondation auraient fissuré le barrage en rive droite ; ces fissures, détectées lors de la construction, ont motivé des injections du corps du barrage. Ces injections auraient elles-même fragilisé le barrage en créant des plans de faiblesse horizontaux.

Les conditions hydrauliques lors de la rupture ne sont pas clairement documentées : très forte crue, mais y at-il eu submersion ?

Le plan de glissement n'est pas non plus précisé : corps de la maçonnerie, ou fondation.

# 3. ELEMENTS D'INTERPRETATION

### 3.1 Sur la fragilité des barrages en maçonnerie

Les ruptures documentées, et rapportées ci-dessus, ont concerné des barrages en béton et maçonnerie dans des proportions comparables. En réalité, si l'on ajoute les nombreuses ruptures mal documentées, on constate que la plupart ont concerné des barrages maçonnés, et que la plupart sont intervenues avant 1930.

Cette plus grande proportion d'accident concernant les barrages en maçonnerie ne provient pas nécessairement d'une moins grande résistance des ouvrages maçonnés. En réalité, si les barrages en maçonnerie ont davantage cédé, c'est parce qu'ils sont généralement plus minces et moins bien drainés que les barrages en béton : les ruptures des barrages de Bouzey, Austin, Saint-Francis (et la rupture de Malpasset) ont progressivement (1900-1960) conduit à épaissir le profil des barrages et à drainer les fondations plus efficacement et plus en profondeur.

Les ruptures sont presque toutes intervenues au premier remplissage ou à l'occasion d'une crue ayant amené le plan d'eau à des cotes non atteintes précédemment ; deux exceptions :

- le barrage de Saint-Francis : la retenue est restée au niveau de retenue normale une semaine avant la rupture,
- et surtout le barrage de Bouzey, exploité pendant 5 ans à retenue haute avant de rompre.

Seule cette dernière rupture pourrait éventuellement être attribuée à un vieillissement de l'ouvrage. Une autre explication pourrait provenir de l'hiver 1895 très froid, qui a pu fragiliser les maçonneries (fissuration thermique, effet de la glace sur l'étanchéité amont, fissuration des maçonneries sous le surcroît de poussée exercé par l'expansion thermique de la glace). Aucune autre rupture ne peut être attribuée à une perte progressive de résistance ou de densité des maçonneries.

### 3.2 Sur le mode de rupture

Quinze ruptures documentées sont relatées.

### Rupture dans le corps de la maçonnerie

Deux ruptures (Fergoug, Bouzey II) se sont produites lors du premier remplissage (ou à niveau maximal atteint). Dans les deux cas, l'explication première de la rupture a été considérée comme provenant des tractions qui ont pu se développer en parement amont, favorisant les infiltrations. Dans les deux cas également, la géométrie de la rupture n'est pas strictement horizontale, mais plonge à l'approche du parement aval. Une qualité médiocre des maçonneries est rapportée dans ces deux cas.

On peut rapprocher de ces deux cas les ruptures par faits de guerre des barrages de Mohne et Eder, pour lesquels c'est également la maçonnerie qui a cédé. Et il est possible que le mécanisme de rupture ait commencé par un affaiblissement du parement amont (perte de la résistance du parement, destruction de l'étanchéité, saturation du drainage). La surface de rupture n'est pas horizontale mais, comme à Bouzey, plongeante à l'approche du parement aval.

Notons également la fissure du barrage en maçonneries de Bhandardara [21], explorée en détail. Cette fissure plonge vers l'aval et vers les rives.

## Rupture par glissement sur la fondation

Trois ruptures (Bouzey I, Austin Ia, Tigra) se sont faites par glissement sur la fondation, ou dans la fondation à faible profondeur sous le barrage, le long d'une surface horizontale. On notera que dans les trois cas, la fondation est gréseuse, à pendage horizontal, et intercalée (ou accompagnée) de matériaux argileux ou marneux.

Les autres ruptures par glissement sur la fondation se sont amorcées sur les plots de rive (Cheurfas I, Saint-Francis, Camara, Xuriguera) ou sur un plot implanté sur fondation inclinée (Khadakwasla).

Dans le cas de Cheurfas I et Saint-Francis, des faiblesses particulières de la fondation, non identifiées à la conception, sont en cause.

Dans les autres cas, la schistosité du rocher a pu être déterminante.

### Rupture de la fondation

Deux ruptures se sont produites par érosion interne de la fondation alluviale (Puentes, ElWha).

Une rupture a semble-t-il été provoquée par affouillement aval (Zerbino).

# 4. NOTE SUR LES CRITERES DE PROJET ET METHODES DE CALCUL

### 4.1 L'approche classique

L'approche classique fait des hypothèses sur :

- la géométrie de la rupture (horizontale, modélisable en 2D) ;

BARRAGE

- la répartition des contraintes (répartition et action des sous-pressions, linéarité des contraintes effectives);

MODELE

- les résistances et raideurs des matériaux, homogènes le long de la surface de glissement.



Graphique 18 : Modélisation « standard », [19]

En dehors des trois cas de glissement sur un plan en fondation (Bouzey I, Austin Ia, Tigra), ce schéma de rupture n'est pas tout à fait représentatif.

Pour les ruptures dans le corps maçonné du barrage (Fergoug, Bouzey II, Mohne, Eder), les écarts entre modèle et mécanismes sont divers : géométrie non plane des surfaces de rupture dans le corps de la maçonnerie, variations des résistances mécaniques le long de cette surface (parements du barrage, remplissage), sous-pressions qui ne suivent pas forcément l'hypothèse de Terzaghi. Le modèle trouve davantage de justification pour les barrages en béton, avec l'effet des couches ; notons cependant que la seule rupture intéressant le corps d'un barrage en BCR (Camara) n'a pas suivi ce modèle.

Pour les ruptures en fondation ou sur la fondation :

- barrages de Saint-Francis, Camara, Xuriguera, Khadakwasla : le modèle 2D n'est pas représentatif du comportement des plots de rive, où les effets 3D sont potentiellement défavorables ;
- barrages de Cheurfas I, Saint-Francis, Puentes, ElWha, Zerbino : les modes de rupture ne ressortent pas de l'approche classique.

## 4.2 La « mesure » des paramètres de résistance

Un rapport du Club Européen relatif aux barrages-poids fait l'inventaire de mesures de résistances (à la traction, au cisaillement) pratiquées sur des chantiers de barrage ou par investigations sur des barrages existants ([15]). Les mesures concernent le béton conventionnel uniquement (pas le BCR, ni les maçonneries).

Une synthèse est proposée, complétée par les données récemment exposées par Hydro-Québec ([16]).

Cette synthèse utilise la nomenclature suivante. Par béton-béton et béton-rocher, on entend respectivement les interfaces de reprises de bétonnage et les interfaces entre béton et rocher. Rt représente la résistance à la traction ; c' et  $\phi$ ' les cohésion et angle de frottement.

Réf.	Ouvrages	Echelle de	Résultats des essais
		l'essai	
EPRI	17 barrages,	Carottage	Rt, Résistance à la traction (béton – béton)
(USA)	en service		En moyenne : 80-90% de Rt béton
	contextes		Cohésion et angle de frottement, C, $\phi$ ' ( <b>béton – béton</b> )
	variés		Valeurs basses à 90%
			Résistance de pic : 1 MPa, 57°
			Résistances résiduelles : 0 MPa, 48°
			Rt (béton – rocher)
			0,3 – 1,3 MPa
			C', $\phi$ ' (béton – rocher)
			Valeurs basses à 90%
			Résistance de pic : $0,3 - 1,1$ MPa ; $53-68^{\circ}$
			0 MPa pour marnes
			Résistances résiduelles : 0 MPa ; 13-32°
Pacelli	6 barrages	Carottes ou	Rt (béton – béton)
et al.	pendant leurs	pavés	Sans traitement : 40-80% de Rt béton
(Brésil)	constructions	section 40 *	Avec traitement : 50 à 100% de Rt béton
		40 cm <sup>2</sup>	C, $\phi$ ' (béton – béton)
			Sans traitement : 40% de la résistance au cisaillement du
			béton
			Avec traitement : 50-100%
Forrest,	Synthèse		Rt (béton – béton)
Bishoff	essais		Sans traitement : 30 à 80% de Rt béton
(USA)	différentes		Avec traitement : 50 – 100% de Rt béton
	sources		
Lo et al.	30 barrages	Carottage	Rt (béton – rocher)
(Canada	en service		0,2 – 2,6 MPa
1994)			C, $\phi$ ' (béton – rocher)
			Résistance de pic : 2,2 MPa, 62°
			Résistance résiduelle : 0, 32-39°

Réf.	Ouvrages	Echelle de	Résultats des essais
		l'essai	
Hydro-	6 barrages en	Carottage ;	φ' (béton – béton)
Québec	service	essais de	moyennes des mesures sur un barrage
(2011)		cisaillement	pic : $55 - 65^{\circ}$ ; résiduel : $42 - 55^{\circ}$
		sur interface	φ' (béton – rocher)
		non liée	pic : $43 - 55^{\circ}$ ; résiduel : $39 - 52^{\circ}$
		(alors que en	$\phi$ ' (rocher – rocher) gneiss, granite, schiste calcaire
		général elle	pic : $44 - 50^{\circ}$ ; résiduel : $40 - 49^{\circ}$
		l'est)	

**Tableau 1** : Barrage-poids, Mesures de résistances aux interfaces

La plupart des valeurs concernent l'interface béton – béton, pour les barrages classiques. Aucune des ruptures documentées dans cet article ne relève de ce cas de figure. Les mesures aux interfaces béton-rocher ne sont pas non plus directement utilisables pour les calculs : les ruptures qui se sont produites sur la fondation sont davantage dans le rocher (à faible profondeur) que véritablement à l'interface.

Mais, même si ces résultats ne sont pas directement utilisables, ils montrent que les niveaux de résistance sont élevés : cohésions et résistances à la traction de plusieurs centaines de kPa. Dans un rocher fissuré mais de bonne qualité, les modèles de type Hoek&Brown font également état de cohésions et résistances à la traction significatives.

Cette résistance doit pouvoir être mobilisée :

- dans le corps du barrage, y compris pour les barrages en maçonnerie (avec, pour la maçonnerie, une qualité de mortier probablement inférieure, mais un effet favorable de l'agencement des moellons et blocs : les surfaces de rupture potentielles présentent des aspérités décimétriques);
- à l'interface avec la fondation et dans la fondation, sauf circonstances géologiques particulières.

En situation habituelle, et pour un barrage bien construit avec des matériaux de qualité sur une fondation de qualité, les résistances disponibles sont probablement significativement plus fortes que les résistances utilisées dans les calculs.

Deux autres arguments plaident dans ce sens :

- certains barrages, avec un profil standard, subissent des situations nettement plus sévères que ce qui est pris en compte par le calcul : retenues chargées en sédiment, retenues avec forte prise en glace. Les sollicitations associées peuvent être considérables, notamment pour les petits barrages. Aucun cas de rupture dans ces circonstances n'est pourtant rapporté ;
- si on s'en tient aux calculs, plusieurs barrages, et plusieurs ouvrages du même type (barrages vannés en rivière, barrages RTM) ont des profils instables.

L'accidentologie des barrages-poids et les expérimentations mécaniques tendent à faire penser que les méthodes de calcul habituelles sont largement conservatives dans les cas standards. Les accidents proviennent plutôt de circonstances particulières, mal couvertes par les calculs.

# **5. SITUATIONS PARTICULIERES A RISQUES**

### 5.1 Fondation inadéquate ou particulièrement défavorable

La première situation à risque est celle d'une fondation inadéquate. Parmi les cas rapportés ici :

- la fondation meuble : érodable de Puentes ou ElWha, argileuse aux Cheurfas I ;
  - les appuis géologiquement instables de Saint-Francis.

L'accidentologie met également en exergue deux situations particulièrement défavorables :

- des fondations en alternance subhorizontale de grès et marnes (ou grès et argiles) ;

- des plans de schistosité peu rugueux, lorsque ceux-ci sont parallèles aux appuis (Camara). Ces circonstances géologiques génèrent une surface de rupture peu résistante, et favorisent le développement des sous-pressions le long de cette surface.

#### 5.2 Barrages en maçonnerie et anciens barrages en béton

Les barrages anciens (maçonnerie surtout, mais également béton) font partie des ouvrages à risques, pour deux raisons spécifiques.

La première raison est l'ancienneté de la conception de ces ouvrages. Le drainage en profondeur de la fondation et le drainage des maçonneries était moins recherché qu'il ne l'est désormais. Par ailleurs, aux XIXème siècle et au début du XXème siècle, pour les barrages d'une certaine hauteur, la technologie privilégiait systématiquement les ouvrages en maçonnerie aux ouvrages en remblai. Il existe donc un parc de barrages en maçonneries sur fondations de roches tendres et/ou argileuses.

La seconde raison tient à la qualité de construction, et éventuellement à son vieillissement. La résistance des maçonneries (ou du béton) et la pérennité des joints de mortier est incertaine, et probablement hétérogène. Des défauts de qualité sont avérés ou suspectés pour tous les ouvrages ayant cédé dans la masse : Fergoug, Bouzey II, Camara.

Les ruptures constatées présentent également des traits communs relatifs à la fissuration des maçonneries ou du béton.

Dans les barrages en maçonnerie, le parement amont procure à la fois un rabattement des sous-pressions et une résistance à la traction plus forte que dans la masse du barrage. S'il vient à rompre (ou vieillir : effet du gel par exemple), le schéma de comportement du barrage est bouleversé. Il y a une fragilité associée à ce rôle particulier que joue le parement, fragilité spécifique aux barrages en maçonnerie. Cette explication a été avancée pour expliquer les ruptures de BouzeyII, Fergoug, Eder et Möhne, et Chikkahole.

On peut également mentionner l'effet significatif de la fissuration verticale traversante, amont-aval. Ces fissures sont fréquentes ; elles se développent par exemple par retrait thermique post-construction. Ces fissures ne modifient pas le schéma résistant classique, 2D, des barrages poids, et sont donc régulièrement ignorées. L'examen de l'accidentologie laisse cependant penser qu'elles jouent un rôle : un barrage fissuré perd en monolithisme. Le plot le moins bien fondé ne peut reporter une partie des efforts sur ses voisins. L'effet est sensible lorsque la fondation présente une faiblesse localisée. Il est très marqué pour les plots de rive.

### 5.3 Plots de rive avec schistosité défavorable

Le retour d'expérience des accidents montre une certaine prévalence de ruptures qui intéressent les plots de rive. Des éléments de calcul et d'analyse sont donnés ci-dessous, qui montrent que :

- un plot de rive, sur fondation inclinée, est moins stable qu'un plot sur fondation horizontale ;
- ce résultat est sans incidence si le barrage est monolithique ;
- un examen particulier est donc nécessaire dans le cas de plots de rive sans monolithisme : plots disjoints ou barrage fissuré.

### Quelques éléments de calculs

Par « plot de rive », on entend un plot de barrage fondé sur une rive de la vallée, avec un plan de fondation qui plonge de la rive vers la vallée. Un plot de rive peut se voir restituer une fondation en gradins horizontaux (schéma de gauche, bloc droit – également valable pour une succession de gradins, en escalier), ou suivant la topographie (schéma de droite, bloc incliné). Mais ce qui importe est surtout l'orientation du plan de rupture potentiel : une fondation en gradin peut correspondre au schéma de droite, si la géologie présente des plans de schistosité parallèles à la rive.



Graphique 19 : Blocs de rives ; sur fondation en gradins ou sur fondation inclinée

Le calcul en barrage-poids conduit à des différences de comportement entre ces deux schémas. Le schéma de gauche ressort du calcul 2D standard. Le schéma de droite, de glissement le long d'un plan incliné, en diffère :

- le poids du barrage, projeté sur la surface inclinée, présente deux composantes : une composante parallèle (dirigée vers la vallée) et une composante perpendiculaire (qui pilote la résistance au glissement). La composante résistante est plus faible que dans le schéma standard ;
- Les sous-pressions sont exercées sur une surface plus importante.

Ces deux différences vont dans le même sens, d'une augmentation des sollicitations et d'une diminution de la résistance. Les résultats sont donnés ici, en termes de facteur de sécurité (FoS), pour un angle de frottement de 40°, un rabattement des sous pressions ( $\beta$ ) de  $^{2}/_{3}$ , un plot théorique de largeur 1 m, et un profil simple pour la formulation analytique : triangulaire, pente de 1H/1V, hauteur 15 m.

L'évolution du facteur de sécurité est donnée en fonction de l'inclinaison, vers la vallée, du plan de glissement.



Graphique 20 : Blocs de rives ; stabilité au glissement selon inclinaison de la surface de rupture

### Effet du monolithisme

Dans l'évaluation de la stabilité, il faut tenir compte de l'interaction entre plots adjacents. Le « plot de rive » peut trouver également à s'appuyer sur le plot adjacent immédiatement en dessous. La composante « vers la vallée » du poids propre crée une compression à l'interface ; cette compression entre les deux plots confère une résistance au cisaillement.

Dans le cas où cette transmission d'effort est possible, la stabilité d'ensemble du barrage est identique, que l'on considère des plots de rive sur fondation inclinée ou en gradins. Le calcul habituel 2D est applicable, et l'effet de l'inclinaison des rives ne joue pas.

La transmission d'effort ne se fait pas si la composante « vers la vallée » du poids propre est équilibrée par cisaillement sur la fondation plutôt que par appui sur le plot voisin. En pratique, la transmission des efforts ne peut pas se faire si le monolithisme du barrage n'est pas assuré. C'est le cas de plots disjoints, ou d'un barrage avec fissures verticales amont-aval.

# 6. CONCLUSIONS

Le retour d'expérience sur l'accidentologie des barrages-poids est difficile : les ruptures ne sont pas très nombreuses, et surtout, elles sont peu documentées. Il y aurait un grand intérêt à collecter davantage d'informations pour enrichir l'interprétation qui peut en être faite. En effet, les enseignements que l'on tire de cet exercice ne sont pas tous évidents.

En premier lieu, on constate que les ruptures selon le mode habituel de calcul ne sont pas la majorité. On peut d'ailleurs penser que ce modèle et les paramètres pris en compte sont conservatifs, lorsque la qualité de la construction du barrage et de la géologie de fondation sont bonnes. Ce qui ne signifie en aucun cas qu'il y a lieu d'être plus audacieux : les ruptures de barrages rigides sont particulièrement dangereuses pour l'aval, et il faut conserver des coefficients de sécurité importants.

La plupart des ruptures se sont produites par des mécanismes que le modèle habituel de calcul ne couvre pas. Plusieurs situations caractéristiques sont identifiées :

- la géologie est la première cause. Plusieurs ruptures proviennent d'un contexte géologique inadéquat, parfois mal interprété à la conception. Le retour d'expérience met, en outre, l'accent sur une situation géologique particulière : les alternances de bancs subhorizontaux de grès et marnes (ou grès et argile);
- les barrages anciens (maçonnerie, béton) sont à risque si le matériau du barrage est de qualité médiocre et si le barrage est mal drainé. Une circonstance aggravante est intervenue dans pratiquement toutes les ruptures recensées : la fissuration verticale dans le sens amont-aval, qui fait perdre le monolithisme du barrage. Il semble qu'il faille accorder une attention particulière aux barrages maçonnés si leur résistance repose beaucoup sur les performances d'un parement amont mince : le viellissement ou la fissuration de ce parement peut amener soudainement à la rupture ;
- les plots de rive des barrages-poids sont, sous certaines conditions, nettement moins sûrs que les plots de vallée. Ces conditions sont les suivantes : (1) la construction ou la géologie conduisent à former des surfaces de glissement inclinées vers la vallée et (2) le barrage, par fissuration ou fractionnement entre plots, n'est pas une structure monolithique.

## REMERCIEMENTS

Plusieurs idées développées dans ce document proviennent, plus ou moins directement, de discussions avec des confrères – discussions parfois fort anciennes. En particulier, et de manière non exhaustive, M. Lino, sur les tenants et aboutissants du calcul des barrages-poids, E. Bourdarot, sur la singularité de calcul des plots de rives, F. Lempérière, sur l'interprétation des ruptures des barrages de Chikkahole, Eder et Möhne et sur la gravité particulière des ruptures de barrages-poids, B. Goguel, sur l'intérêt porté à l'accidentologie des barrages-poids notamment algériens.

Bien entendu, ce qui est écrit dans ce document n'engage que les auteurs.

# **RÉFÉRENCES ET CITATIONS**

- [1] Berbosa et al Universidade Federal da Paraiba Barragem de Camara 26/11/04
- [2] Dr. Milton Assis Kanji Paracer técnico sobre as causas da ruptura da barragem cámara 16/11/04
- [3] CIGB, Lessons from dam incidents, 1974
- [4] CEATI International Dam Safety Interest Group Workshop, March 24-25, 2009 in Los Angeles Austin
- [5] F B de Mas, Cours de navigation intérieure, Ecole des Ponts et Chaussées, 1905
- [6] J. David Rogers, Karl F. Hasselmann, University of Missouri-Rolla ; Reassessment of Saint-Francis dam failure,

- [7] Vittorio Bonaria et al, Il disastro di Molare del 1935 in Valle Orba (AL): un Vajont dimenticato, Periodico trimestrale della SIGEA, Società Italiana di Geologia Ambientale, 1/2011
- [8] M. Lévy, Quelques considérations sur la construction des grands barrages, CR Académie des Sciences, 5 août 1895
- [9] M. GIGNOUX et R. BARBIER, Géologie des Barrages et des aménagements hydrauliques, Masson 1955, Cheurfas
- [10] Etude sur les barrages en maçonneries et murs de réservoirs, La Houille Blanche, H. Bellet, 1905
- [11] Rupture du barrage de l'oued Fergoug, Rapport de la Commission technique, La Houille Blanche,
- [12] Pr Dr G Gomez Laa, Surveillance des barrages, Colloque technique Maintenance des vieux barrages, 1993
- [13] G. P. Sims, Le vieillissement des barrages en maçonnerie, Colloque technique Maintenance des vieux barrages, 1993
- [14] P. Rissler, Les barrages en maçonnerie du type Intze en Allemagne, Colloque technique Maintenance des vieux barrages, 1993
- [15] Sliding Safety of Existing Gravity Dams Final Report, Giovanni Ruggeri, Chairman of the European Working Group
- [16] Hydro-Québec presentation au CFBR groupe Barrages Poids, 8 avril 2011.
- [17] http://sigoise.free.fr
- [18] Gregg A. Scott, P.E. Potential Failure Mode Analysis Concrete Dam Failures, USBR, Novembre 2007
- [19] CFBR, Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids, 2006
- [20] Lino, M., Modélisation des barrages-poids, Colloque CFBR, 2001
- [21] Murthy Y.K., Mane P.M., Pant B., Tensile failures in some stone masonry gravity dams in India, 13ème Congrès des Grands Barrages, New Dehli, 1979, Q49R31.