

Des techniques modernes de justification pour un barrage ancien

Modern justification techniques for an old dam

Simon DEMARS*¹, Valentin PY¹, Housseyni TRAORÉ¹, Pierre-Yves SUBTIL², Benjamin BREUIL²,
Frédéric ANDRIAN¹

1 ARTELIA, Grenoble, France

2 Saint-Étienne Métropole, Saint-Étienne, France

**simon.demars@arteliagroup.com*

RESUME :

L'article porte sur l'étude de stabilité d'un barrage pluricentenaire dont la conception astucieuse défie les méthodes traditionnelles de justification. L'ouvrage mixte, en remblai et poids-maçonnerie, est constitué d'un mur central de grande hauteur assurant l'étanchéité et de deux murs amont et aval. Entre les trois murs sont disposés deux remblais amont et aval composés essentiellement d'enrochements tout-venant de schiste. Une galerie centrale traverse le barrage de l'amont vers l'aval, coupée au droit du mur central. Il pourrait donc s'agir d'un barrage en remblais avec un noyau en maçonnerie dont les talus amont et aval sont tronqués en pied et soutenus chacun par un mur en maçonnerie.

Cette configuration singulière ne permet pas la justification totale du barrage par la méthode des équilibres-limites car la stabilité des murs est également en jeu. Ils pourraient être considérés comme des barrages-poids mais leur élancement ne permet pas de respecter les critères édités par le CFBR et en particulier lorsque la méthode des blocs rigides est utilisée. En réalité, des interactions sol-structure complexes entre les remblais et les murs s'établissent pour permettre un équilibre global des forces. Ce comportement n'a probablement pas pu être appréhendé dans les détails par les concepteurs du barrage mais en assure encore l'intégrité à ce jour.

L'article discutera de l'approche graduée utilisée pour capturer progressivement les mécanismes en jeu et l'évolution des résultats en conséquence. Il souligne la nécessité d'intégrer finement les interactions sol-structure dans les études de stabilité de ces ouvrages anciens, en particulier lorsque ceux-ci présentent des interfaces multiples entre des matériaux hétérogènes, combinés à une géométrie complexe. Par ailleurs, les déviations par rapport aux recommandations du CFBR pour justifier le comportement du barrage seront explicitées avec les mesures compensatoires proposées en termes de mise à niveau du dispositif d'auscultation.

ABSTRACT:

This article focuses on the stability assessment of a centuries-old dam whose ingenious design challenges traditional verification methods. The hybrid structure, combining embankment and gravity-masonry components, consists of a taller central wall ensuring watertightness, complemented by upstream and downstream shorter walls. Between these three walls lie two upstream and downstream embankments, mainly composed of heterogeneous schist rockfill. A central gallery crosses the dam from upstream to downstream but is interrupted at the central wall. The structure can therefore be considered as an embankment dam with a masonry core, whose upstream and downstream slopes are truncated at the base and each supported by a masonry wall.

This unique configuration prevents a full justification of the dam using limit-equilibrium methods alone, as the stability of the walls themselves is also involved. They could be treated as gravity dams, but their slenderness does not meet CFBR criteria, particularly when using the rigid-block method. In reality, complex soil-structure interactions develop between the embankments and the walls, ensuring a global equilibrium of forces. These behaviours were likely not fully envisioned by the original designers, yet they continue to contribute to the structure's integrity today.

The article discusses the gradual approach adopted to progressively capture the governing mechanisms and the corresponding evolution of results. It highlights the need to carefully integrate soil-structure interactions in the stability assessment of such historic structures, especially when multiple interfaces exist between heterogeneous materials combined with a complex geometry. Furthermore, the deviations from CFBR guidelines required to justify the dam's behaviour are detailed, along with the proposed mitigation measures involving upgrades to the monitoring system

Mots-clés : Barrage ancien ; Stabilité ; Interaction sol-structure.

1 CONTEXTE DE L'ÉTUDE

L'étude porte sur le barrage de Couzon, ouvrage pluricentenaire qui joue un rôle essentiel dans l'alimentation en eau potable de la vallée du Gier. Construit entre la fin du XVIII^e siècle et le début du XIX^e, c'est le quatrième plus ancien barrage encore en exploitation en France.

En raison de son âge, de sa configuration particulière et des évolutions des exigences réglementaires en matière de sûreté (loi ATB 2018), une réévaluation complète de sa stabilité a été engagée par Saint-Étienne Métropole.

Cette étude, confiée à ARTELIA, vise à mieux comprendre le comportement global d'un ouvrage dont la conception, héritée d'une autre époque, ne correspond plus aux standards actuels et nécessite une analyse approfondie pour évaluer sa sécurité dans les différentes conditions d'exploitation.

2 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage étudié est un barrage mixte associant trois murs en maçonnerie : un mur amont d'environ 11 m de hauteur, un mur central s'élevant à près de 35 m de hauteur pour une épaisseur en pied d'environ 6,8 m, et un mur aval haut de 21 m avec une largeur à la base d'environ 7,5 m (Figure 1).

L'emprise du barrage de l'amont vers l'aval est de l'ordre de 110 m. L'espace entre les trois murs est rempli d'enrochements de schiste tout-venant.

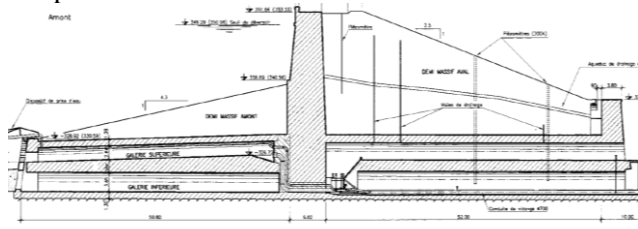


Figure 1. Coupe amont-aval du barrage

Deux galeries superposées traversent l'ouvrage d'amont en aval, de diamètres respectifs d'environ 2.65 et 3.65 m.

L'étanchéité de l'ouvrage est assurée par le mur central en maçonnerie, et le remblai aval est équipé d'un réseau de 15 drains répartis sur plusieurs auréoles de rayon 25 à 35m, et dont les exutoires sont répartis dans les galeries supérieure et inférieure (Figure 2).

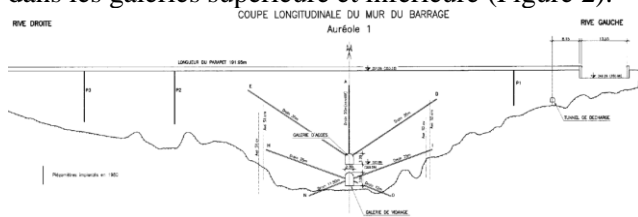


Figure 2. Coupe en travers vue depuis l'aval, montrant une auréole de drainage-type

L'ouvrage repose sur un substratum de chloritoschistes, une roche schisteuse fortement feuilletée, dont le pendage et la fracturation conditionnent les interactions entre les murs et leurs fondations. L'ensemble forme une configuration structurelle et géotechnique singulière, caractéristique de quelques barrages anciens, et nécessitant une approche d'étude spécifique pour appréhender les mécanismes d'équilibre qui s'y développent.

3 APPROCHES DE CALCUL

L'évaluation de la stabilité de l'ouvrage se base sur une approche graduée, utilisant une succession de méthodes de calcul de plus en plus complexes. Une première approche analytique a été menée à l'aide de la méthode des équilibres limites pour les remblais et de l'approche des solides indéformables pour les murs.

Cette analyse initiale a été complétée par une modélisation en contraintes-déformations 2D, intégrant des lois de comportement plus réalistes pour les matériaux et une représentation plus fine des interfaces, ce qui permet d'appréhender en plus les phénomènes de redistribution des contraintes et les interactions sol-structure.

Enfin, une modélisation 3D a été développée dans le but de reproduire plus fidèlement la géométrie complexe de l'ouvrage incluant notamment la présence de la galerie centrale et la topographie de la vallée. Cette approche 3D permet d'évaluer plus précisément les effets transversaux pour les murs et l'influence des galeries centrales.

La stabilité du barrage est examinée au regard des situations de projets, états-limites et des critères de stabilité définis par le CFBR. Dans ce cadre, les deux remblais, amont et aval, font chacun l'objet d'une évaluation indépendante, de manière à caractériser leur comportement propre vis-à-vis du glissement et de la stabilité globale. De façon analogue, les trois murs en maçonnerie sont analysés séparément.

Les situations de projet étudiées sont

- Situation normale d'exploitation ;
- Situation rare de gel de la retenue, intégrant une force de poussée de la glace sur le mur central ;
- Situation transitoire de vidange rapide ;
- Situation exceptionnelle de crue ;
- Situation accidentelle de défaillance de drainage, considérant une montée des pressions interstitielles dans le remblai aval.

Les niveaux d'eau associés aux différentes situations de projets sont montrés sur la Figure 3. Pour la situation de projet d'exploitation normale (RN), les pressions interstitielles dans le remblai aval proviennent des mesures de plusieurs piézomètres qui y sont installés.

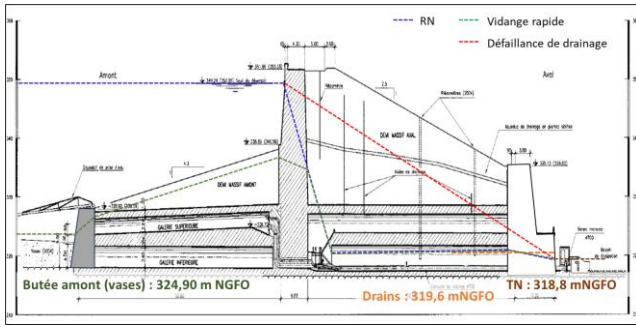


Figure 3. Niveaux d'eau caractéristiques pour les situations de projet

4 DÉFINITION DES PARAMÈTRES DE CALCUL

La définition des paramètres de calcul a été réalisée sur la base des données à disposition ainsi que des reconnaissances géotechniques réalisées en 2023 également sous la supervision d'ARTELIA.

Les essais de cisaillement à la boîte réalisés sur des échantillons prélevés dans le remblai ont conduit à des valeurs de cohésion apparente comprises entre 9 et 29 kPa et à des angles de frottement de 25 à 35°. Cependant, ces essais ont été conduits sur des matériaux écrêtés à 5 mm, éliminant la fraction grossière constitutive du remblai.

En conséquence, et conformément aux recommandations usuelles pour les remblais grossiers, l'étude adopte une cohésion nulle. L'angle de frottement interne est quant à lui fixé à $\phi = 35^\circ$, valeur haute de la fourchette observée pour compenser l'écrêtement de la fraction grossière au laboratoire.

Par prudence et en l'absence de preuve justifiant l'existence de fortes aspérités, l'angle de frottement à l'interface a été défini à 30° , soit une valeur inférieure à celle des remblais du barrage.

La résistance au cisaillement de l'interface barrage/fondation est estimée à l'aide d'essais réalisés sur le dispositif BCR-3D du laboratoire 3SR de Grenoble sur des échantillons de contact maçonnerie/rocher. Les résultats sont interprétés par la suite à partir du critère de Barton-Choubey (Barton & Choubey, 1977) avant d'être linéarisé avec des paramètres Mohr-Coulomb équivalent sur la plage de contraintes normales appliquées à la base de la fondation. Les paramètres suivants sont retenus $\phi = 45^\circ$, $c=250$ kPa.

En réalité, la cohésion doit être entendue comme une cohésion apparente et ne traduit pas un collage, elle résulte des effets combinés de rugosité et d'emboîtement des aspérités.

5 CALCULS ANALYTIQUES

Parmi les modes de ruptures envisagés pour l'ouvrage, le glissement dans les remblais, ainsi que le glissement/extension de fissure dans les murs du barrage semblent les plus probables. Dans le cadre des calculs analytiques, des calculs 2D des profils de grande hauteur sont réalisés.

Les calculs de stabilité des remblais, réalisés selon la méthode des équilibres limites, montrent que ceux-ci disposent de marges de sécurité suffisantes pour toutes les situations de projet vis-à-vis des recommandations du CFBR (CFBR, 2015).

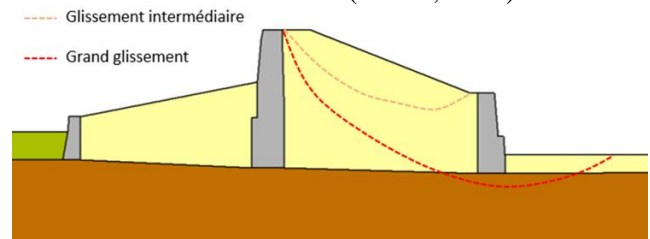


Figure 4. Cercles de glissement étudiés pour la stabilité d'ensemble

La stabilité des murs est évaluée en utilisant la méthode des solides indéformables. Les actions suivantes sont prises en compte (Figure 5) :

- Poids propre (PP) ;
- Poussée hydrostatique (PH) ;
- Les sous-pressions (SP) ;
- La poussée des glaces (PG) ;
- Poussée et butée des remblais (PR_{xxh}) ;
- Le frottement négatif associé à la construction des remblais (PR_{xxv}) ;
- La butée aval du mur aval (B_h) et le frottement négatif associé (B_v).

Les efforts de poussée et butée du remblai ont été considérés avec un coefficient des terres au repos K_0 , suggérant l'absence de déplacements significatifs. La valeur du frottement vaut $PR_{xxv} = PR_{xxh} \cdot \tan(\phi_{interface})$, PR_{xxh} étant la poussée horizontale du remblai.

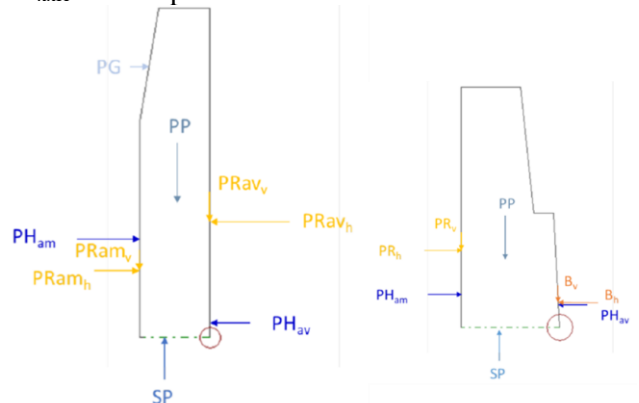


Figure 5. Bilan des forces considérées pour l'approche analytique pour le mur central (gauche) et aval (droite).

Les résultats montrent que l'état-limite de glissement à l'interface barrage-fondation est vérifié

pour toutes les situations de projet. En revanche, l'état-limite d'extension des fissures excède les critères du CFBR (CFBR, 2012) avec respectivement 67% et 38% de base fissurée en situation normale pour les murs aval et central. Le mur aval n'est pas en contact direct avec le réservoir. Par conséquent, il est proposé pour celui-ci d'adopter les critères de l'Eurocode 7 pour un mur de soutènement, soit 25% de base fissurée, critère encore dépassé. L'état-limite de compression de la maçonnerie n'est également que très partiellement vérifié.

A l'issue de l'application de cette approche et sur la base des hypothèses de calculs adoptées, le comportement du barrage ne serait donc pas conforme. A titre indicatif, une résistance à la traction au contact maçonnerie/rocher supérieure à 700 kPa serait nécessaire pour respecter le critère du CFBR pour le mur central. Cette valeur dépasse probablement la résistance interne de la maçonnerie.

Néanmoins, compte tenu du caractère peu habituel du barrage, il a été jugé nécessaire d'engager un calcul en contraintes-déplacements pour mieux appréhender son comportement. En effet, l'adoption d'un coefficient de poussée active et de butée passive dans les remblais amont et aval permettrait également de justifier le critère du CFBR pour le mur central.

Une approche comparable, réalisée pour le cas d'un caisson maritime soumis à une houle cyclonique, a permis de justifier le comportement de la structure avec des approches plus élaborées contrairement à une approche analytique simplifiée (Conte, 2025).

6 CALCULS EN CONTRAINTES-DÉFORMATIONS 2D

6.1 Hypothèses de calcul

La modélisation en contraintes-déformations menée avec Plaxis 2D (Bentley Systems), permet d'intégrer explicitement la déformabilité des matériaux, le phasage de construction, ainsi que les interactions entre les murs, les remblais et la fondation.

Le modèle de calcul étant non linéaire, un phasage réaliste de l'histoire de chargement est requis. Les murs sont construits avant la mise en place des remblais. La butée aval est réalisée avec le remblai aval, et les sédiments en pied amont sont activés après la mise en eau.

La maçonnerie ainsi que la fondation rocheuse sont modélisées en suivant une loi de comportement élastique linéaire. Les différents horizons de remblais ainsi que la butée aval et les sédiments de fond de retenue suivent une loi élasto-plastique avec un critère de Mohr-Coulomb.

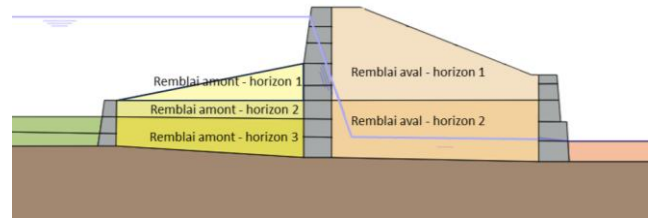


Figure 6. Modèle de calcul 2D

Les modules de déformation sont définis à partir des reconnaissances géotechniques (sondages pressiométriques), qui mettent en évidence une augmentation de la rigidité avec la profondeur, et confirment que le remblai aval (48 à 96 MPa) est globalement plus raide que le remblai amont (8 à 26 MPa). Par simplification, les différents horizons du remblai ont pour vocation de simuler cette augmentation progressive de la raideur. Le module de déformation de la fondation est estimé avec l'approche de Hoek & Diederichs (2006) et vaut 5.4 GPa.

6.2 Quelques techniques spécifiques

Les critères de stabilité des recommandations du CFBR pour les barrages-poids sont a priori plus appropriés aux approches considérant des solides indéformable, leur application dans le cadre d'un modèle en contraintes/déformations et la discrétisation mathématique associée a nécessité quelques techniques spécifiques décrites par la suite.

Deux indicateurs de modèle sont utilisés pour estimer la valeur du pourcentage de base fissurée : le déplacement relatif vertical positif au niveau de l'interface, et une contrainte normale effective nulle. La frontière séparant une interface ouverte d'une interface fermée est définie par la première valeur de σ_N non nulle, et la première valeur de déplacement relatif négatif (Figure 7). En cas de discordance, l'indicateur de contrainte effective est jugé prioritaire car généralement plus pessimiste.

Les sous-pressions au contact maçonnerie/fondation sont appliquées directement par le logiciel de calcul en fonction du niveau piézométrique initialement défini par l'utilisateur. Cependant, lorsqu'une ouverture a lieu au niveau d'un contact, le logiciel ne propage pas de manière automatique les pleines sous-pressions sur la longueur décollée. Le calcul est donc réalisé en première approche avec les sous-pressions initiales puis une seconde itération manuelle est réalisée avec application des pleines sous-pressions sur la longueur ouverte du contact entre la maçonnerie et la fondation.

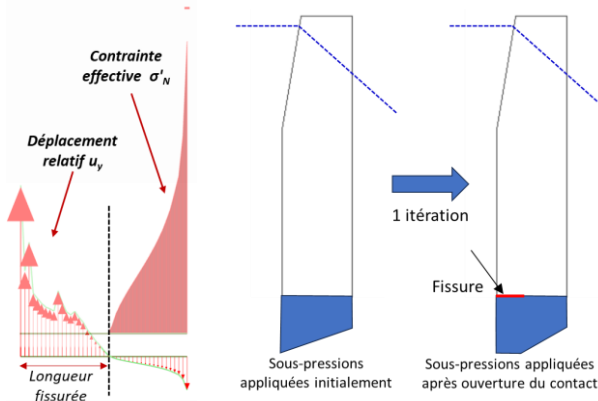


Figure 7. Principe de la longueur fissurée (gauche) et des sous-pressions au contact barrage-fondation (droite)

Pour chacune des situations de projet étudiées, le critère de résistance à la compression de la maçonnerie doit être évalué. Dans le cas d'un calcul en contraintes-déformations, la distribution des contraintes normales au contact maçonnerie/fondation n'est pas linéaire. De plus, la discrétisation mathématique génère des pics aux extrémités géométriques, dépendant de la taille des éléments et ne reflétant pas l'état de contraintes réelle. Pour obtenir une valeur exploitable de la compression maximale, comparable avec l'approche en solides indéformables et cohérente avec les critères du CFBR, les contraintes sont linéarisées le long de la zone effectivement en contact, en conservant la résultante calculée numériquement (Figure 8)

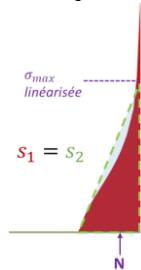


Figure 8. Contraintes linéarisées à l'interface (compression à gauche, cisaillement à droite)

6.3 Comportement du modèle et résultats des calculs

Le mur central montre des déplacements centimétriques. En situation normale d'exploitation, le mur reste penché de l'ordre de 2 cm vers l'amont par rapport à la verticale, résultat du chargement du remblai plus important à l'aval par rapport à l'amont. L'amplitude des déplacements du mur pour toutes les situations de projet est de 7 cm avec un déplacement maximum vers l'amont pour la vidange rapide et vers l'aval pour la prise en compte de la poussée des glaces. Le mur aval est penché de 2 cm vers l'aval en situation normale d'exploitation. L'amplitude du déplacement est du même ordre avec un déplacement maximum

vers l'amont pour la vidange rapide et vers l'aval en cas de défaillance de drainage.

Rapportés à la hauteur des murs, les amplitudes représentent de l'ordre de 2/1000 pour le mur amont et de l'ordre de 1/1000 pour le mur aval. Le système se retrouve donc à la limite de déclenchement d'un état de poussée active.

L'étude de l'état de plasticité des remblais montre que des coins de Coulomb se forment dans le remblai aval au droit du mur central lorsqu'il se déplace vers l'amont. Aucun coin de Coulomb n'est observé au droit du mur aval. En situation de défaillance de drainage la plasticité est présentée sur la Figure 9.

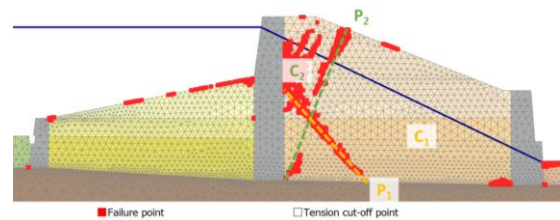


Figure 9. Etat de plasticité en situation de défaillance de drainage avec les coins de Coulomb C1 et C2

La distribution des poussées du remblai aval sur le mur central ainsi que sur le mur aval est représentée sur la Figure 10 pour la situation de projet de défaillance de drainage. L'objectif est de mettre en évidence les différences de poussée entre l'approche en solides indéformables supposant le remblai au repos et les résultats de l'approche en contraintes/déformations en présence de coins de Coulomb.

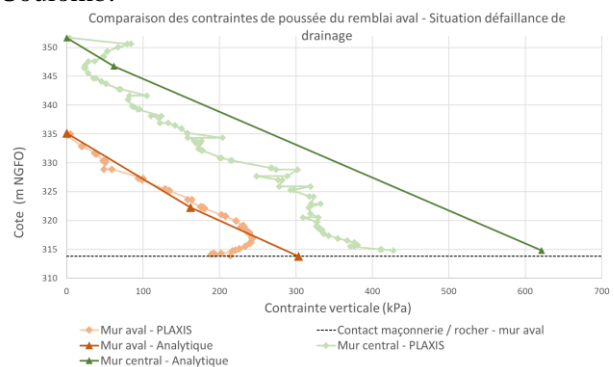


Figure 10. Comparaison des contraintes de poussée du remblai aval sur les murs central et aval pour la situation de projet de défaillance de drainage

Le coin de Coulomb C1 (Figure 9) résulte de la montée des pressions interstitielles dans le remblai aval à cause de la défaillance de drainage. La surface de glissement associée P1 étant relativement éloignée du mur aval, la formation du coin de Coulomb génère un impact négligeable sur la poussée du remblai agissant sur ce dernier. En revanche, la formation du coin de Coulomb supérieur (C2) immédiatement en aval du mur central agit directement sur ce dernier en réduisant la poussée du remblai. La courbe de poussée

du remblai calculée numériquement est significativement inférieure (de l'ordre de 30 à 40%) à la courbe de poussée analytique. Cela confirme un passage, au moins partiel à une situation de poussée active dont la réduction de poussée analytique associée est de l'ordre de 47%.

6.4 Interprétation des résultats

Les résultats des calculs 2D montrent une amélioration globale de l'état de stabilité du barrage par rapport aux calculs analytiques en solides indéformables. En particulier, pour le mur aval, l'état-limite en compression est désormais vérifié pour toutes les situations (réduction de l'ordre de 20% de la contrainte de compression en pied aval). En revanche, l'absence de mobilisation de coin de Coulomb proche du mur aval limite la diminution de la poussée et l'extension de fissure (57% de base fissurée en situation normale d'exploitation) reste à ce stade non conforme.

Pour le mur central la modélisation plus fine de l'interaction sol-structure permet de diminuer significativement les efforts de poussée sur le mur grâce à la mobilisation d'un coin de Coulomb proche. L'extension de fissure est réduite de 7 à 95% selon les situations de projet et le pourcentage de base fissurée est de 2% en situation normale de projet, soit une valeur très proche du critère désormais.

Compte tenu d'une relative incertitude sur les paramètres mécaniques des remblais, deux études de sensibilité sur la raideur du remblai ($E_{\text{remblai}} \times 2$) et sa cohésion (20 kPa) sont réalisées. Les résultats montrent une certaine amélioration des résultats, mais toutefois pas suffisante pour vérifier les critères de stabilité.

Enfin, les contraintes de traction calculées dans la maçonnerie dépassent à plusieurs endroits la résistance assumée (250 kPa) et leur relâchement entraîne la ruine des murs. Néanmoins, la distribution de ces contraintes, traduisant un comportement 2D a motivé la mise en œuvre d'un modèle encore plus élaboré.

7 CALCULS EN CONTRAINTES-DÉFORMATIONS 3D

Plusieurs apports potentiels ont poussé les auteurs à réaliser un modèle 3D relativement détaillé dans le cas du barrage de Couzon :

- L'ajout des galeries dans les remblais pour réduire la poussée des remblais par effet de hauteur de poussée mais également de frottement longitudinal le long des galeries ;
- La géométrie relativement encaissée de la vallée limitant l'emprise réelle du profil de grande hauteur analysée pour les calculs réalisés à ce

stade ;

- La mobilisation de la flexion transversale dans les murs.

7.1 Modèle de calculs

Le modèle inclut une reproduction relativement détaillée du barrage et une extension tronquée de la fondation sur la base des données topographiques et plans à disposition. Celui-ci est réalisé avec le logiciel FLAC3D (Itasca) et compte plus de 650000 éléments. Pour reproduire la flexion dans les murs, ceux-ci comportent au minimum 8 éléments dans l'épaisseur (Figure 11).

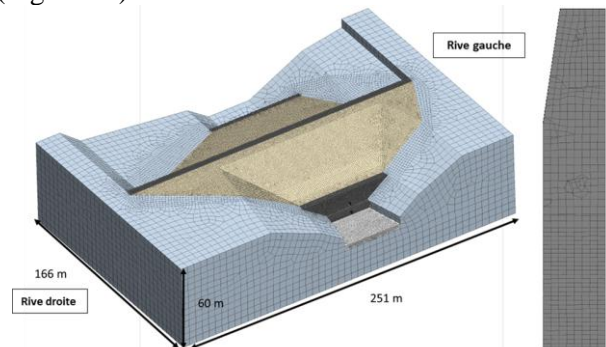


Figure 11. Modèle FLAC3D et section du mur central

Le modèle inclut un nombre significatif de zones de contacts qui suivent intégralement une loi de frottement de Coulomb sans aucune résistance à la traction. A ce titre, les contacts entre les galeries et les murs ne peuvent pas générer une traction, de manière à ne pas retenir le déplacement des murs.

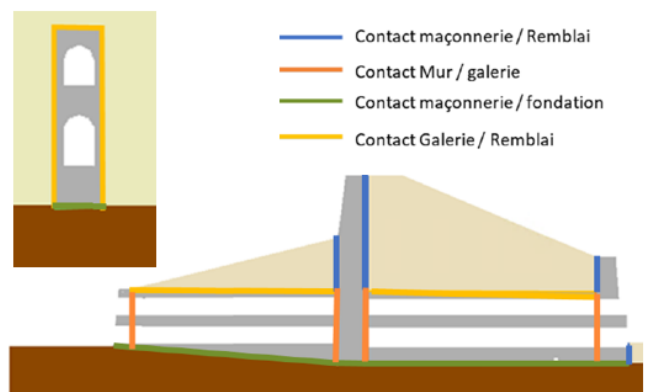


Figure 12. Différentes zones de contact dans le modèle : profil amont aval (bas) et transversal passant par les galeries (en haut à g.)

Hormis la géométrie, les hypothèses et situations de projet restent inchangées.

7.2 Comportement du modèle et résultats des calculs

Les amplitudes des déplacements calculés sont plus faibles :

- Inférieur à 3 cm pour le mur central ;
- Quelques millimètres pour le mur aval.

En particulier, l'effet de la vallée resserrée se voit sur le profil de déformée en plan du mur central. Ses extrémités ne subissent pas de déplacements à la fin de la mise en eau (Figure 13).

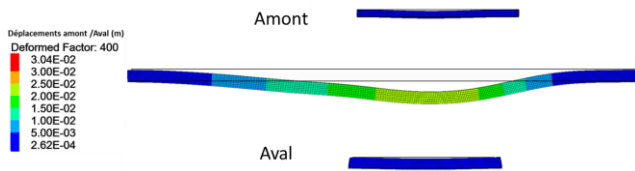


Figure 13. Déformée amplifiée vue en plan des murs en situation normale d'exploitation

En cohérence avec les déplacements, aucun coin de Coulomb n'est visiblement mobilisé dans le modèle numérique.

La distribution de la poussée des remblais sur le mur aval et le mur central est présentée sur la Figure 14 pour la situation normale d'exploitation. Dans le modèle en 3D, la poussée est mesurée dans la section de plus grande hauteur, à proximité des galeries du barrage (section équivalente aux calculs 2D).

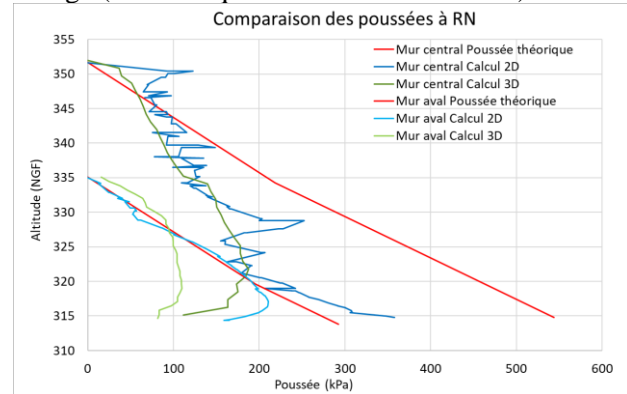


Figure 14. Comparisons de la poussée du remblai aval sur les murs central et aval en situation normale d'exploitation

Le diagramme de poussée semble montrer une certaine cohérence pour le mur central. En effet, en l'absence de coins de Coulomb pour cette situation de projet, même pour les calculs en 2D, les poussées sont comparables. Plus en détail, une diminution des poussées à partir de la cote 328 vers le bas est notée. Cette altitude correspond au toit de la galerie. En effet, au niveau de l'interface remblai-galerie, une partie des efforts de poussée est transmise par frottement vers la galerie, diminuant par conséquent la composante de poussée appliquée sur les murs en maçonnerie. Ce phénomène est plus marqué au droit du mur aval, car la galerie est proportionnellement plus grande par rapport au mur aval que pour le mur central.

7.3 Vérification de l'extension des fissures dans la maçonnerie

La déformation des murs génère une distribution transversale des contraintes dans la maçonnerie (Figure 15).

Bien qu'il ne subisse pas les plus grandes déformations, c'est le mur aval qui est le plus sollicité, notamment compte tenu de sa géométrie en rives.

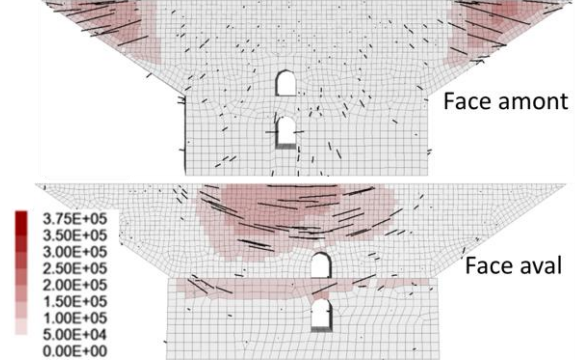


Figure 15. Contraintes principales de traction dans le mur aval en situation normale d'exploitation : Intensité (gradient de couleurs) et direction (traits)

L'intensité des contraintes est plus faible que pour le modèle 2D mais dépasse encore les critères du CFBR qui associe des coefficients partiels élevés pour ce paramètre.

Compte tenu du comportement transversal mis en évidence, la capacité de redistribution en cas de fissuration est améliorée. Par conséquent, une itération de calcul supplémentaire est réalisée en autorisant la fissuration de la maçonnerie lorsque la contrainte de traction dépasse le critère de résistance.

Afin de gagner en réalisme, le modèle fait appel à une loi de comportement élastique-plastique avec un critère de Mohr-Coulomb mais avec une formulation améliorée dans la direction de la traction permettant :

- L'ouverture et la refermeture d'une fissure en cas de chargement inverse avant transmission des contraintes de compression ;
- La fissuration directionnelle (direction fixée dès l'initiation) avec jusqu'à 3 fissures perpendiculaires par élément. La loi est donc orthotrope en fissuration ;

En particulier, la loi de comportement est élastique-parfaitement fragile en traction.

Dans le cas présent, la fissuration est quantifiée aussi bien par son ouverture (déplacement au droit de la fissure) que par son extension dans l'épaisseur de la maçonnerie.

Par le comportement orthotrope de cette loi en fissuration, la configuration de fissuration obtenue est jugée plus crédible. Ici, elle est particulièrement cohérente avec les zones les plus tendues avec une loi de comportement élastique linéaire.

En situation normale d'exploitation, le mur central ne montre aucune fissure tandis que le mur aval montre trois zones de fissuration (Figure 16). Les fissures n'étant pas en contact avec le réservoir, leur ouverture maximale étant de 0.3 mm pour une profondeur de 1.68 m (contre une épaisseur minimale de 4.5 m), le comportement est jugé acceptable en l'absence d'un effondrement du mur. En particulier, il est rappelé que la résistance à la traction permettant de calculer ces fissures est réduite par un coefficient partiel valant 3. Il ne traduit donc pas le comportement réel.

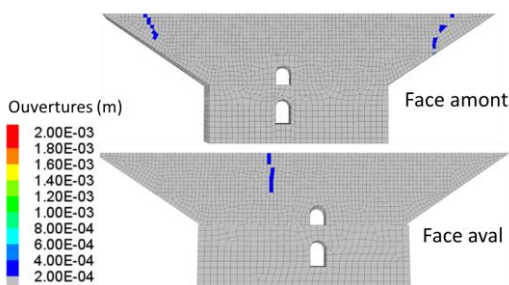


Figure 16. Fissuration du mur aval en situation normale.

7.4 Extension de fissure à l'interface barrage/fondation

A l'interface barrage fondation, la fissuration est assimilée à un décollement supérieur à 0.2 mm, valeur en-dessous de laquelle elle est jugée non perméable.

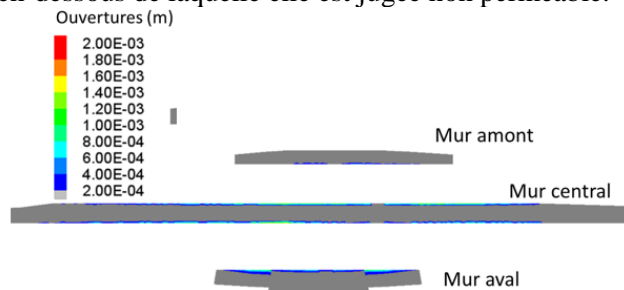


Figure 17. Fissuration à l'interface barrage-fondation en situation normale (vue en plan au-dessus de l'interface)

L'ouverture en pieds amont et aval du mur central attire l'attention. Une analyse plus détaillée montre qu'il s'agit d'un résidu de l'ouverture en pied résultant de la fin de la construction des remblais, du fait du chargement dissymétrique entre l'amont et l'aval. Cette ouverture, faible, est très peu sensible à la cote de retenue. De plus, en cas de déplacements significatifs vers l'aval, le mur peut encore mobiliser un coin de Coulomb. Par conséquent, du point de vue des auteurs, cette faible ouverture peut être tolérée en situation normale d'exploitation.

8 CONCLUSIONS

L'étude réalisée montre qu'une approche particulièrement élaborée s'est avéré indispensable

pour appréhender le comportement du barrage de Couzon gouverné par des interactions sols-structures, des interfaces multiples et une géométrie singulière. Si les calculs en contraintes/déformation 2D ont permis d'intégrer la déformabilité et d'expliquer des écarts sensibles par rapport à l'approche des solides indéformables, l'approche en 3D a permis de justifier le comportement du barrage en apportant une lecture plus réaliste des effets transversaux et des galeries, avec à la clé une réduction des déplacements et des poussées effectives au droit des murs.

De plus, cet ouvrage mixte a nécessité une application avec du recul des recommandations du CFBR pour sa justification. Le mur central joue le rôle d'étanchéité pour le barrage et doit à ce titre faire l'objet d'une vérification plus rigoureuse vis-à-vis des critères du CFBR. Le mur aval, sans contact direct avec la retenue, s'apparente davantage à un mur de soutènement où les critères de l'Eurocode 7, moins exigeants peuvent être utilisés.

Dans le cas du barrage de Couzon, ces conclusions favorables sont assorties d'une mise à niveau ciblée du dispositif d'auscultation. A ce titre, un suivi des déplacements par plusieurs chaînes inclinométriques dans les murs est programmé avec le contrôle piézométrique strict déjà existant dans le remblai aval. L'objectif est double : recalibrer ce modèle numérique dans le futur avec les réelles données de déplacements et sécuriser l'exploitation dans les scénarios les plus pénalisants ou encore non vécus.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Barton, N., Choubey, V. (1977). *The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice* Rock mechanics, vol. 10, pp. 1-65.
- CFBR (2012). Recommandation pour la justification de la stabilité des barrages poids.
- CFBR (2015). Recommandation pour la justification de la stabilité des barrages et digues en remblai.
- Hoek and Diederichs (2006), Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, vol. 43, pp. 203–215.
- JORF n°0198 du 29 août 2018, texte n°14 Arrêté du 6 août 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages