

QUEL CRITERE POUR ANALYSER LES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT ENTRE UN BARRAGE ET SA FONDATION ? EXEMPLES MIS EN ŒUVRE SUR DES PROJETS DE CONFORTEMENT

What criteria to analyse shear stresses between a dam and its foundation ? implementation on reinforcement projects

Claire JOUY, Christine NORET, Xavier MOLIN, Patrice ANTHINIAC
Tractebel Engineering France / Coyne et Bellier
claire.jouy@tractebel.engie.com ; christine.noret@tractebel.engie.com ;
xavier.molin@tractebel.engie.com ; patrice.anthiniac@tractebel.engie.com

MOTS CLEFS

Barrages voûtes, modélisation aux éléments finis, critères de stabilité, contact barrage/fondation

KEY WORDS

Arch dams, Finite Elements Method, stability criteria, dam-foundation contact

RÉSUMÉ

Les barrages-voûtes transmettent les efforts hydrostatiques à la fondation par effet d'arc. Leur résistance repose sur la résistance à la compression du béton, et non pas sur un ratio poids/poussée hydrostatique. Néanmoins, la question du transfert des efforts entre le barrage et la fondation doit être posée.

Les discussions au sein du GT voûte du CFBR, qui a émis les recommandations provisoires pour la justification de ces ouvrages, ont soulevé des divergences de pratiques pour analyser la reprise des efforts de cisaillement dans la zone du contact entre le barrage et sa fondation, et la difficulté de fixer des critères de projet. Du fait d'une géométrie de contact irrégulière et de l'hyperstatisme de la structure, il peut exister localement des déplacements irréversibles sans pour autant remettre en question la stabilité globale de l'ouvrage.

En pratique, diverses méthodes sont possibles pour déterminer un facteur de sécurité lié au non glissement dans la zone du contact barrage-fondation :

(i) par un bilan sur les efforts normaux et tangentiels : il se pose alors la question de la surface d'intégration des contraintes qui n'est généralement pas plane.

(ii) par un bilan sur les contraintes : très souvent, certaines zones (localisées) sont en dehors du domaine élastique linéaire.

(iii) par un calcul non-linéaire : quels déplacements irréversibles sont acceptables ? Comment quantifier les marges de sécurité en situation post-glissement ?

Au travers d'analyses réalisées antérieurement à l'établissement des recommandations du GT Voûte dans le cadre des projets de confortement des barrages de Pont du Roi, de Bimont et des Cammazes, des critères de dimensionnement sont présentés et discutés.

ABSTRACT

Arch dams transmit hydrostatic forces to the foundation by arc effect. Their strength is based on the compressive strength of the concrete, and not on a weight / hydrostatic pressure ratio. Nevertheless, the question of the transfer of the forces between the dam and the foundation need to be raised.

Discussions within the arch dams workgroup of CFBR, which issued provisory recommendations for the justification of these structures, have raised divergent practices to analyze the resumption of shear forces in the area of contact between the dam and its foundation, and the difficulty of setting project criteria. Due to an irregular contact geometry and the hyperstatism of the structure, irreversible displacements may exist locally without questioning the overall stability of the structure.

In practice, various methods are possible to determine a safety factor related to non-slip in the area of the dam-foundation contact:

(i) by a review of the normal and tangential forces: it raises the question of the surface of integration of the stresses which is generally not flat.

(ii) by a review of the stresses: very often, some (localized) zones are outside the linear elastic domain.

(iii) by a non-linear calculation: which irreversible displacements are acceptable? How to quantify margins of safety in a post-slip situation?

Through analyzes carried out before the recommendations of the arch dams workgroup of CFBR were published as part of the reinforcement projects of Pont du Roi, Bimont and Cammazes dams, project criteria are presented and discussed.

1. INTRODUCTION

La stabilité au glissement des barrages voûte est une problématique récurrente lors des bilans de comportement de ces ouvrages. En effet, leur stabilité doit être envisagée de manière globale, car la surface de contact, non plane, entraîne une possible redistribution des efforts et des contraintes. Il est cependant difficile d'estimer les marges de sécurité globales si une instabilité locale est détectée : si des déplacements locaux sont acceptés et que l'ouvrage retrouve une stabilité globale, comment estimer ces réserves ?

Le cas du barrage expérimental de Meihua (Plum Dam, Chine) démontre la différence entre stabilité locale et globale. Cet ouvrage, implanté en vallée large, s'est rompu totalement en 1981. Les expertises de terrain ont mis en évidence des marques de glissement le long du joint périmétral qui équipait le barrage, ainsi qu'une rupture des plots d'extrémité ne comportant pas de joint périmétral. Les études ont conclu à un mécanisme de glissement le long du joint périmétral amenant à une surcharge des plots d'extrémité, leur rupture entraînant celle de la voûte ([1]). Les effets thermiques ont pu dans ce cas jouer un effet amplificateur.

Pour la justification des ouvrages voûte vis-à-vis d'une rupture par glissement le long des appuis, le groupe de travail du CFBR a abouti aux recommandations suivantes, qui consolident les règles de l'art :

- Une analyse graduée de la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage : d'abord une approche élastique linéaire permettant d'évaluer les zones de traction excessive ($> 2\text{MPa}$) et les zones de cisaillement excessif au droit des appuis (coefficient de sécurité >1), puis une approche avec une loi non-linéaire permettant de modéliser des adaptations locales dans la zone du contact béton/rocher et de quantifier les déplacements irréversibles et enfin d'estimer les réserves de sécurité par c-phi réduction,
- La réalisation de rétro-analyses sous chargements historiques pour caler certains paramètres mal connus (par exemple : C, Phi),
- Une attention particulière à apporter aux barrages munis de culées poids : l'approche graduée explicitée précédemment peut être utilisée sauf si les culées sont nécessaires pour la stabilité du barrage, auquel cas la méthodologie des barrage-poids doit être appliquée.

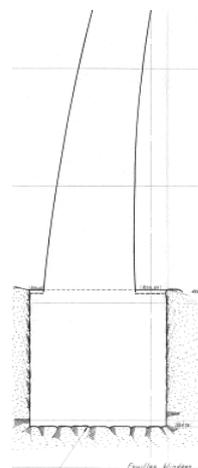
Dans la suite de ce document, nous allons présenter et discuter au travers de 3 exemples ces méthodologies. Les calculs présentés sont antérieurs aux recommandations et ne sont pas des applications pratiques des recommandations. L'objectif est de donner des exemples afin d'alimenter la réflexion sur la façon de juger le mécanisme de glissement le long des appuis dans le cas des barrages voûtes.

2. EXEMPLE DU BARRAGE DE PONT DU ROI

2.1. Présentation du barrage et des modèles

Le barrage de Pont du Roi est constitué d'une voûte mince à double courbure en béton construit en 1957 sur un projet ACJB (André Coyne et Jean Bellier). L'épaisseur de la voûte varie entre 1,5 m en crête et 3,3 m à la base. Sa hauteur maximale au-dessus des fondations est de 28 m et sa hauteur maximale au-dessus du terrain naturel s'établit à 23 m en partie centrale. La longueur en crête est de 196 m. Le rapport L/H égal à 7 indique que le barrage du Pont du Roi est construit en vallée large. Le contact béton / fondation, en partie centrale, est enfoui sur environ 5 mètres de hauteur sous le terrain naturel selon le principe Bioge (ou fouille Bioge), comme le montre la figure ci-contre.

Le calcul élastique linéaire a montré que pour le cas de chargement à PHE, le pied amont est en traction et le pied aval est comprimé. Les contraintes principales de compression maximales sont atteintes, du fait de l'effet voûte, sur le tiers inférieur des rives. En rives, les résultantes des efforts sur la fondation sont orientées vers l'aval et vers les rives. En fond de vallée, elles sont relativement faibles et orientées vers le bas, ce qui montre l'influence des arcs supérieurs qui supportent l'ouvrage.



Un premier calcul élastique non-linéaire¹ de justification de la voûte du Pont-du-Roi a mené aux conclusions suivantes :

- en hiver, retenue à cote maximale (424,00), le pied amont du barrage s'ouvre en partie centrale sur les 3/4 de son épaisseur ; les rives ne s'ouvrent pas ;
- en été, retenue à cote minimale (415,00), le pied aval s'ouvre sur les 3/4 de son épaisseur en rive et sur son tiers aval en partie centrale ;
- en été, à retenue vide, le pied aval s'ouvre sur les 3/4 de son épaisseur en rive et sur les 2/3 de son épaisseur en partie centrale ;
- les contraintes de compression en pied amont en été et pied aval en hiver, restent inférieures à la limite de résistance en compression du béton (contraintes de compression < 10 MPa).

L'apport du second calcul, complémentaire au premier, était de modéliser un joint de Mohr-Coulomb au contact voûte/fondation sur les rives et au contact entre la voûte et la fouille blindée (BIOGE) en partie centrale. Une cohésion de 10kPa et un angle de frottement de 45° sont pris en compte.

Le maillage du barrage comporte 714 éléments quadratiques répartis en 5 groupes aux caractéristiques distinctes : la voûte, la fouille blindée et la fondation (éléments de type volumique), les contacts voûte/fondation et voûte/fouille blindée (éléments de type joint). La voûte contient dans son épaisseur trois éléments ; en hauteur la console clé contient 6 éléments volumiques (5 pour la voûte et 1 pour la fouille blindée BIOGE) et 1 élément joint. Enfin le barrage se divise en 22 consoles.

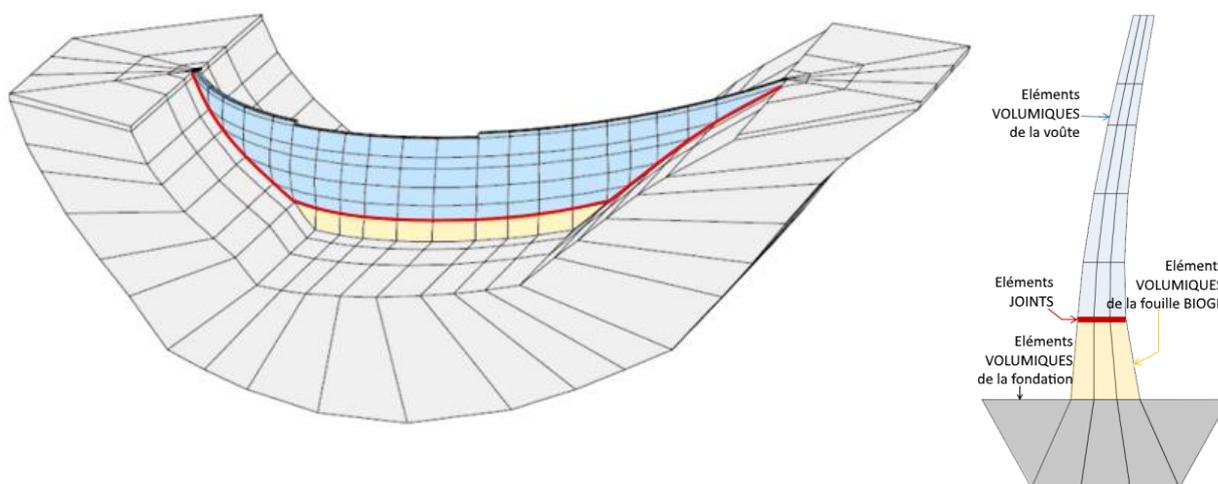


Figure 1 : Vues générales du modèle aux éléments finis réalisé pour le barrage de Pont du Roi

2.2. Présentation et discussion de l'approche utilisée

Dans les paragraphes suivants, la terminologie utilisée pour différencier les différents calculs réalisés est la suivante :

- « plastique » ≠ « élastique » : prise en compte ou non d'un joint de Coulomb dans le modèle ;
- « non-linéaire » ≠ « linéaire » : prise en compte ou non de lois de comportement non-linéaires dans le matériau (notamment NOTEN pour le béton – cf. note 1 p.2).

En plus des tractions en pied amont montrées par le calcul élastique linéaire et de l'ouverture du pied amont en période froide montrée par le calcul élastique non-linéaire, le calcul plastique non-linéaire met en évidence pour les périodes chaudes une orientation des contraintes de compression avec une forte incidence par rapport à la surface d'appui de la voûte en haut des rives. Cette orientation des contraintes principales en haut des rives s'expliquent par le fait que les arcs supérieurs de l'ouvrage se projettent davantage vers l'amont sous l'effet thermique estival. Les angles mobilisés des résultantes d'appui induites sont élevés, de l'ordre de 60°.

¹ Le calcul non-linéaire permet de modéliser la fissuration du béton à la traction. Cette loi de comportement non-linéaire (NOTEN) libère toutes les contraintes de traction dans le béton de la voûte et de la fouille blindée BIOGE.

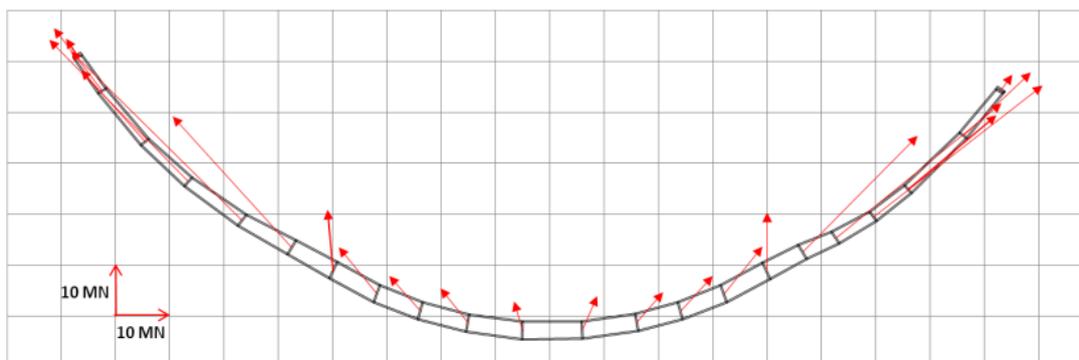


Figure 2 : Résultantes d'appui – plan horizontal : PPNC + PHE + ETE

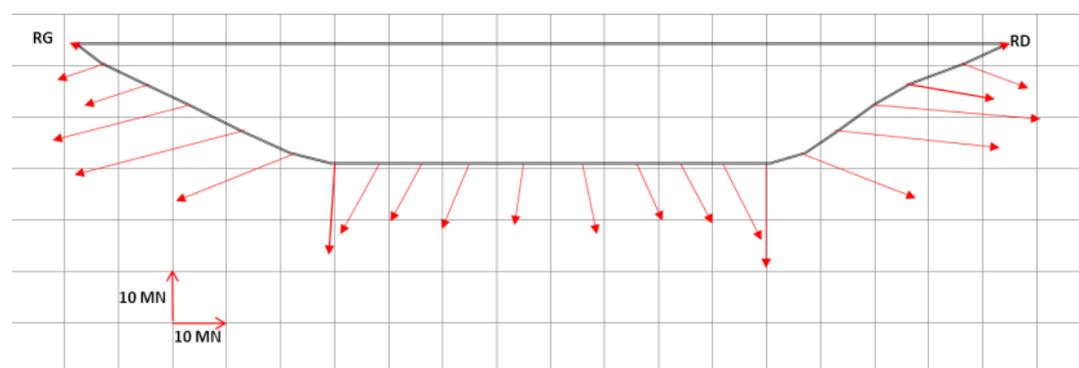


Figure 3 : Résultantes d'appui – plan vertical : PPNC + PHE + ETE

La modélisation a donc mis en évidence l'ouverture partielle du pied de la voûte associée à une incidence défavorable des résultantes d'appui en rives sous les cas de chargements rares PPNC (poids propre non clavé)+PHE (plus hautes eaux)+HIVER et PPNC+PHE+ETE. La stabilité du barrage du Pont du Roi est directement liée à la stabilité des rives à cause :

- De l'effet de voûte (et l'effet d'arc en particulier) qui engendre le report des contraintes vers les rives ;
- De l'ouverture du pied du barrage en partie centrale engendrant un report supplémentaire des contraintes vers les rives.

Il a été fait le choix de vérifier la stabilité des plots des rives du barrage après confortement par un critère d'angle de frottement limite mobilisable à la surface de contact voûte/fondation. Le raisonnement est mené sur la surface de contact voûte/fondation (autrement dit sur la surface de contact joint définie dans le modèle).

Pour les sous-pressions, on considère une répartition triangulaire entre l'amont et l'aval. La résultante d'appui calculée est décomposée en composante tangentielle et normale. L'angle de frottement mobilisé (ϕ_{mob}) est comparé à l'angle de frottement limite (ϕ_{lim}). La stabilité est assurée pour $\phi_{mob} < \phi_{lim}$.

En l'absence de mesures et d'essais, l'angle de frottement limite a été déterminé par rétro-analyse. On considère que le barrage est stable sans marge de sécurité ($FS = 1$) pour les cas de chargements quasi-permanents (PPNC+RN+ETE ou PPNC+RN+HIVER etc...) qui se sont produits de manière répétée dans la vie de l'ouvrage et pour lequel l'ouvrage est resté stable. L'angle de frottement limite est alors assimilé à l'angle de frottement maximal mobilisé pour un cas de chargement quasi-permanent : $\phi_{lim} = \max(\phi_{mob} \text{ PPNC+RN+ETE} ; \phi_{mob} \text{ PPNC+RN+HIVER} ; \dots)$

L'angle de frottement théoriquement mobilisé est calculé sur l'ensemble de la rive RG et RD considérées comme des blocs monolithiques par une analyse de type corps rigide. Les résultats obtenus par les calculs donnent un angle limite de stabilité de la voûte sur le rocher de $\phi_{lim}=60^\circ$ pour chacune des rives. Le calcul du confortement a ensuite été réalisé en considérant cet angle de frottement afin d'obtenir les réserves de sécurité suffisantes pour les configurations rares et exceptionnelles par l'ajout d'efforts verticaux apportés par la mise en place de tirants actifs au droit des rives.

3. EXEMPLE DU BARRAGE DE BIMONT

3.1. Présentation du barrage et du modèle

Le barrage de Bimont, situé au pied du massif de la Sainte-Victoire, participe à l'alimentation en eau de la région d'Aix-en-Provence. Construit de 1947 à 1951 sur un projet ACJB (André Coyne et Jean Bellier), le barrage a été mis en service en 1952, et remis en concession en 1963 à la Société du Canal de Provence. Il s'agit d'un barrage en béton de type voûte à double courbure de 86,50 m de hauteur et dont l'épaisseur varie de 4 m en crête à 17 m en pied. Il comprend côté rive droite 4 zones affectées par une réaction sulfatique interne à l'origine d'un gonflement du béton qui a provoqué le développement d'un réseau de fissures ainsi qu'une ouverture des joints verticaux de construction. Les conséquences de ce phénomène sont une perte du monolithisme de l'ouvrage.

Le projet de confortement du barrage de Bimont doit être justifié par le bon comportement de l'ouvrage, après reblavage et injection des fissures et pour des niveaux de retenue plus élevés qu'aujourd'hui. Afin d'étudier le comportement de l'ouvrage dans ces conditions, le modèle aux éléments finis élaboré dans le cadre des études de diagnostic a été réutilisé. Ce modèle en 3 dimensions intègre la voûte, sa fondation, et un joint placé entre les deux. En complément, des joints dans la voûte ont été insérés au niveau de la fissure biaise du plot 3, et entre les différents plots de rive droite susceptibles de se déclaver. Des non-linéarités ont été introduites au droit de ces joints de type Mohr-Coulomb ainsi que dans le béton (annulation des tractions). Le gonflement particulier du béton observé dans les plots P2, P4, P5 et P6 a été modélisé en appliquant de manière itérative la loi de gonflement SCAS (Stress Controlled Anisotropic Swelling) pour les trente prochaines années. Ce gonflement a été intégré à l'ensemble des cas de chargement étudiés.

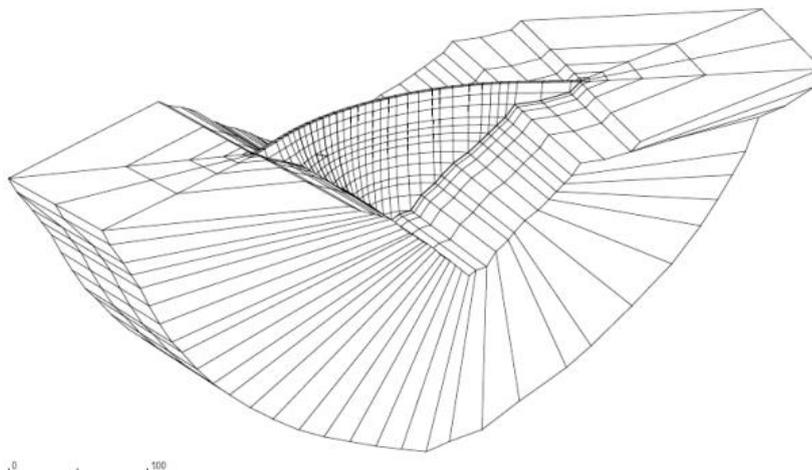


Figure 4 : Vue générale du modèle aux éléments finis réalisé pour le barrage de Bimont

3.2. Présentation et discussion de l'approche utilisée

Les calculs aux éléments finis ont montré que la culée rive droite, située à proximité des plots gonflants, est fortement sollicitée. La géométrie de la surface de contact culée-fondation peut être considérée comme plane avec un angle de 30° avec l'horizontale.

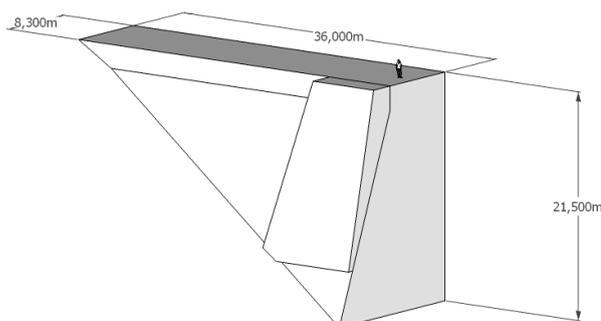


Figure 5 : Vue 3D de la culée rive droite

Compte tenu des observations sur le terrain effectuées par un géologue, les caractéristiques mécaniques du contact barrage-fondation ont été estimées à $c=0,35$ MPa et $\phi=40^\circ$. Les résultats des calculs de vérification de la culée en appliquant la méthodologie des barrages poids concluent que les marges de sécurité sont insuffisantes pour le cas de chargement RN en été (chargement dimensionnant). Un renforcement avec des tirants actifs a été dimensionné pour apporter la force additionnelle nécessaire de 7,5 MN.

L'analyse de stabilité de la culée non confortée a ensuite été reprise à titre exploratoire en utilisant la méthode de dégradation des caractéristiques mécaniques des éléments joints du contact de la culée avec la fondation (et plus précisément de la cohésion) pour analyser l'évolution de la force de poussée des arcs avec le déplacement de la culée⁽²⁾. Un joint a été introduit entre la voûte et la culée pour étudier l'évolution de la force de poussée des arcs en fonction du déplacement de la culée sous la combinaison de charge RN+ ETE.

² Ce calcul a été mené conforté pour fournir un exemple et alimenter les réflexions en cours au sein du bureau et du GT voûte.

En l'absence de test de cisaillement sur le contact barrage/fondation et de la probabilité que la rupture se produise d'une manière fragile, on choisit d'effectuer l'ensemble des calculs de la stabilité au glissement avec la même valeur d'angle de frottement et une cohésion nulle. Le tableau ci-dessous présente l'évolution des facteurs de sécurité avec le déplacement de la culée vers la rive droite ($\phi = 40^\circ$ et $c = 0$).

δ (mm)	T (MN)	N (MN)	F	SFF
8,1	436	-229,1	0,3	0,4
11,7	197	-170,4	0,5	0,7
12,3	162	-160,4	0,6	0,8
12,8	139	-157,1	0,6	0,9
13,2	119	-153,5	0,7	1,1
13,4	110	-151,5	0,8	1,2
13,7	99	-149,2	0,8	1,3
13,8	97	-149,0	0,9	1,3
14,2	84	-145,9	1,0	1,5

Tableau 1: Evolution de la force de poussée et des facteurs de sécurité en fonction du déplacement de la culée RD.

Le déplacement de 8mm est le déplacement élastique initial de l'ensemble culée + barrage + fondation. On constate qu'un déplacement plastique de la culée de l'ordre de 6 mm, s'accompagne d'une baisse considérable de la force exercée par la voûte sur la culée (69%). Les facteurs de sécurité atteignent ainsi les seuils exigés pour les ouvrages fonctionnant en poids ($F \geq 1$ et $SFF \geq 1,5$).

L'état des contraintes au niveau de la voûte a été vérifié pour s'assurer que ce déplacement ne génère aucune anomalie sur le comportement global du barrage. Aucune hausse significative des contraintes internes à la voûte n'a été détectée par rapport au cas linéaire et les valeurs des contraintes maximales restent admissibles.

La question de l'acceptabilité d'un déplacement potentiel irréversible de 6mm dans le cas d'une situation rare est donc posée.

4. EXEMPLE DU BARRAGE DES CAMMAZES

4.1. Présentation du barrage et du modèle

Le barrage des Cammazes est un barrage voûte en béton de 70 m de hauteur s'appuyant sur des culées de rives. La culée rive droite (RD) est un massif poids composé de deux branches reliées par des contreforts. La fondation est 5 à 12 m sous le terrain naturel. En 2004-2005, cette culée a été confortée par ajout d'une masse de remblai (+59% de poids propre, porté à 468 MN) et drainage. La culée rive gauche (RG) est un massif poids monobloc classique de 76,5 MN.

L'étude de dangers actualisée en 2014 a mis en exergue une dérive vers l'aval de la clé de voûte du barrage, modérée (0,5 mm/an) mais dont l'origine n'est pas clairement expliquée ainsi qu'une faiblesse potentielle au niveau des culées.

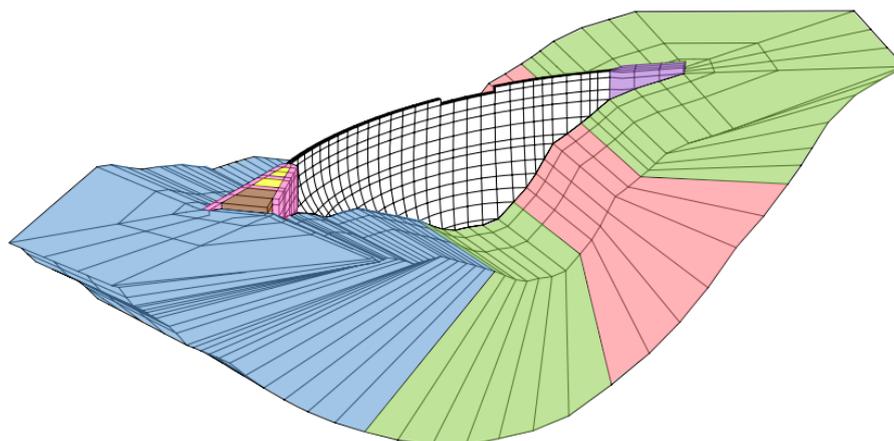
Une étude de justification des culées a donc été menée, via la modélisation aux éléments finis de l'ouvrage et l'étude de stabilité corps rigide des culées.

Le modèle 3D éléments finis de l'ensemble barrage et fondation a été réalisé avec des éléments quadratiques. Dans l'épaisseur de la voûte, 3 à 5 éléments sont modélisés, pour un total de 835 éléments. La culée rive gauche est composée de 21 éléments. Sa géométrie est respectée, sauf pour le contact culée/voûte pour lequel l'épaississement est progressif et non brutal. Un unique matériau a été considéré dont la densité est ajustée de manière à retrouver le poids total de la culée RG indiqué dans les documents d'archive. La culée rive droite est composée de 92 éléments. Sa géométrie est globalement respectée sauf pour le contact culée/voûte pour lequel l'épaississement est progressif et non brutal et pour la profondeur des branches amont et aval (profondeur équivalente dans le modèle alors qu'en réalité la branche aval est fondée plus profondément que la branche amont). Pour la modélisation de la culée rive droite, trois matériaux sont utilisés (Figure 6) :

- un matériau de type « béton » (en rose) dont la densité est ajustée de manière à retrouver le poids total de la culée RD indiqué dans les documents d'archive ;
- un matériau de type « remblai » (en marron) dont la densité est ajustée de manière à retrouver le poids du confortement de la culée RD indiqué dans les documents d'archive ;
- un matériau de type « vide » (en jaune) avec une densité nulle.

La fondation a été divisée en 4 zones afin de tenir compte du gradient de déformabilité existant entre haut de rive et fond de vallée : rive droite, (5 GPa, en bleu), fond de vallée (10 GPa, en vert), rive gauche (15 GPa, en rouge), haut de rive gauche (10 GPa, en vert).

Un joint non-linéaire a été modélisé au contact béton/fondation. Ce joint permet l'ouverture du contact si les tractions dépassent une valeur critique (0,01 MPa) et le glissement du contact suivant une loi de frottement de type Mohr-Coulomb.



0 20

Figure 6 : Vue générale du modèle aux éléments finis réalisé pour le barrage des Cammazes

4.2. Présentation et discussion de l'approche utilisée

Dans un premier temps, l'ouvrage est modélisé dans son ensemble afin d'appréhender son comportement global. Les confortements nécessaires pour chacune des culées sont estimés grâce à ce modèle global. Ensuite, les poussées de la voûte sur chacune des culées sont utilisées dans des calculs de stabilité en corps rigide 3D des culées.

4.2.1. Comportement global de l'ouvrage

Ce paragraphe décrit le comportement de l'ouvrage sous chargement PPNC + RN.

Les contraintes d'arc se développent correctement dans l'ouvrage. Des tractions horizontales modérées apparaissent sur le parement aval en partie centrale. Le pied amont en fond de vallée est en traction en linéaire et ces tractions disparaissent logiquement après ouverture du joint au contact. L'ouverture et le glissement du joint au contact ont tendance à augmenter les contraintes en pied aval (basculement plus important des consoles vers l'aval) et les horizontaliser légèrement notamment en fond de vallée.

Trois angles de frottement ont été testés pour le joint au contact béton/fondation : 30°, 45° et 70°. Entre les angles 70° et 45°, les changements sont nuls ou d'ampleur non significative. Des glissements plus marqués sont observés pour 30°. Dans tous les cas les calculs convergent ce qui démontre que la structure trouve un équilibre même avec des conditions de fondation dégradées.

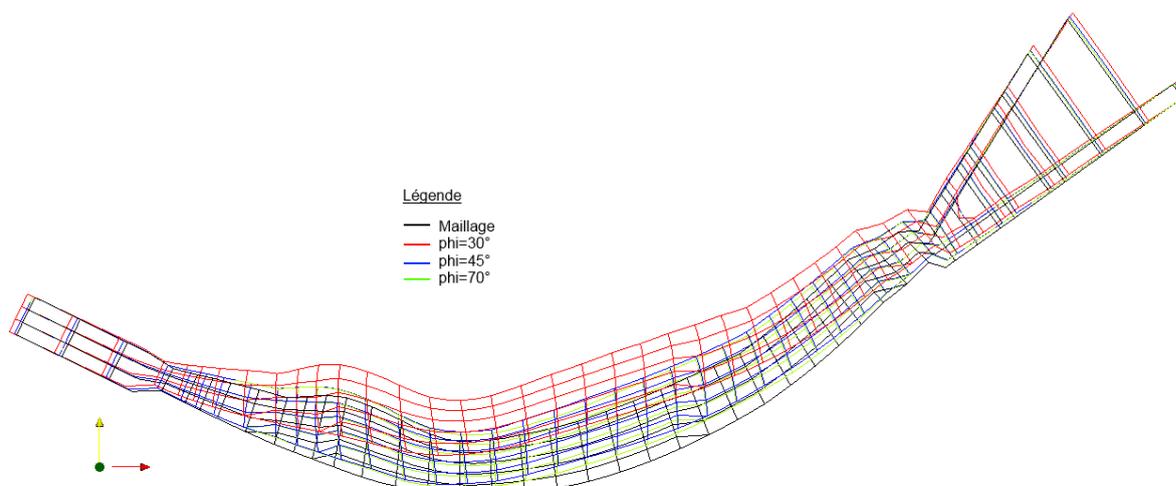
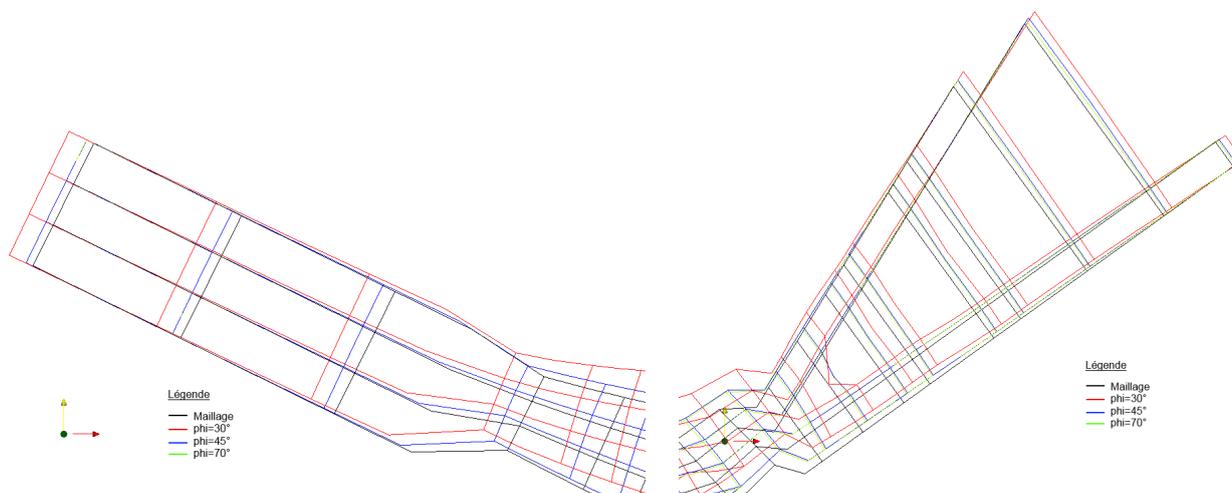


Figure 7 : Comparaison des déplacements calculés au contact pour différents angles de frottement : 30°, 45° et 70°

Figure 8 : Comparaison des déplacements calculés au contact avec $\Phi = 30^\circ, 45^\circ$ et 70° (Zoom sur les culées)

Angle de frottement	Déplacement maximal calculé (mm)		
	Totalité du joint	Culée RG	Culée RD
30°	7,0	1,4	3,4
45°	0,8	0	0,3
70°	0	0	0

Tableau 2 : Déplacements irréversibles maximums sous les culées (cas RN sans chargement thermique)

Ce qui caractérise sans doute le plus le comportement global de l'ouvrage est l'ouverture du contact béton/rocher dans la partie centrale de la vallée obtenue par le modèle aux éléments finis. Cette ouverture, concentrée au droit du joint non-linéaire dans notre modèle, devrait se traduire dans la réalité par un desserrement de la fondation en pied amont de l'ouvrage, comportement qui est conforté par les mesures d'auscultation piézométrique en fond de vallée. Toutefois, la configuration géologique du site, tout comme l'historique de son comportement, sont rassurants pour ce qui est de la stabilité du pied aval de l'ouvrage vis-à-vis des sous-pressions.

L'analyse aux éléments finis a montré qu'une dégradation des conditions de fondation, se traduisant par un « glissement » des culées sur la fondation, n'entraînait pas de déséquilibre de la structure, celle-ci retrouvant immédiatement un nouvel équilibre (système hyperstatique). Les déplacements irréversibles sous les culées pour le cas PPN+RN sont millimétriques³ lorsque l'on passe d'un angle de frottement de 70° à 30° . Les essais de cisaillement sur les plans de schistosité du rocher de fondation montrent des angles de frottement résiduels minimaux supérieurs à 30° , valeur qui n'est atteinte qu'après des déplacements tangentiels supérieurs à 5mm.⁴

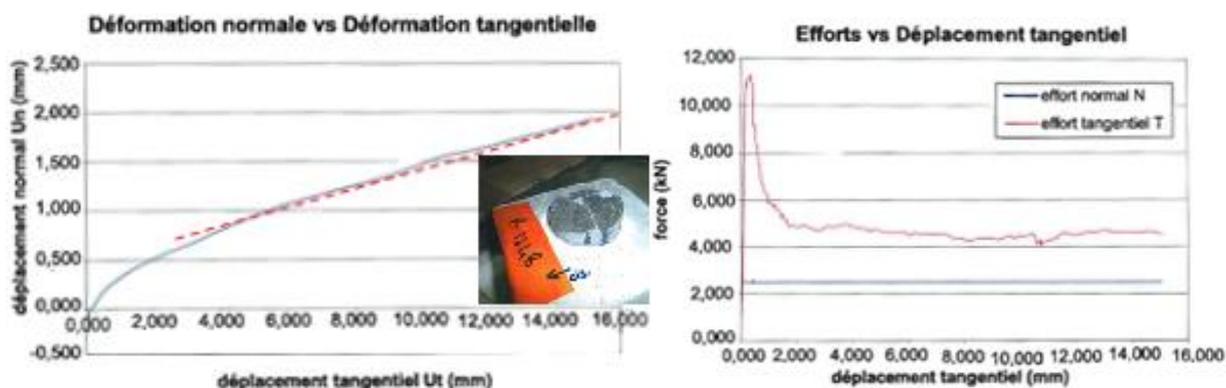


Figure 9 : Résultats des essais de cisaillement

Nous sommes donc dans un contexte sain (l'ouvrage a montré un comportement satisfaisant depuis sa construction) avec un ouvrage qui ne présente pas de cinématique de rupture par glissement. Les réserves de sécurité de cet ouvrage peuvent se trouver (si nous voulons les quantifier) dans la résistance au cisaillement disponible au contact, entre une valeur au pic de l'ordre de 50° et une valeur résiduelle de l'ordre de 30° .

³ Cette remarque est également valable pour le cas RN+canicule, pour lequel les déplacements irréversibles calculés sous les culées sont respectivement de 4,0mm et 5,5mm en RD et en RG lorsqu'on passe d'un angle de frottement de 70° à 30° .

⁴ Les calculs présentés ici étant antérieurs aux recommandations du GT voûte, l'analyse des déplacements est réalisée ici à titre indicatif. Lors d'une approche c-phi réduction, uniquement une vérification des mécanismes de rupture est nécessaire.

Dans ce contexte, nous retenons l'approche « corps rigides » pour les culées, approche jugée conservatrice, pour apporter une garantie supplémentaire de sécurité. Nous allons tout de même différencier deux cas : un cas purement linéaire pour lequel tout mouvement de la culée est prohibé, et un cas non linéaire pour lequel un mouvement millimétrique serait admissible. La stabilité est vérifiée en conformité avec les recommandations du CFBR sur les barrages poids, avec des coefficients de sécurité partiels.

4.2.2. Stabilité de la culée rive droite

Une analyse paramétrique est menée sur les conditions de frottement au contact culée/fondation pour obtenir un facteur de sécurité de 1 en situation normale (avec prise en compte des coefficients de sécurité partiels de 3 sur la cohésion et de 1,5 sur l'angle de frottement) pour le cas dimensionnant RN+été.

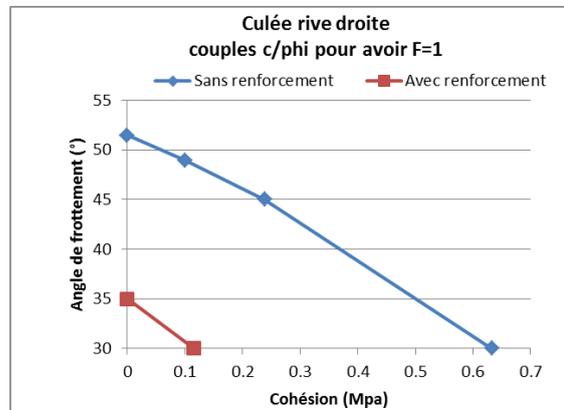


Figure 10 : Etude paramétrique sur les conditions de glissement en fondation de la culée rive droite

La culée rive droite avec renforcement est stable avec les réserves suffisantes pour les couples c/phi (0 MPa ; 35°) et (0,12 MPa ; 30°) ou supérieurs. Les calculs effectués valident donc la stabilité de culée rive droite dans les conditions actuelles (culée confortée).

4.2.3. Stabilité de la culée rive gauche

Une analyse inverse est menée sur les conditions de frottement au contact culée/fondation pour obtenir sans coefficient de sécurité partiel la stabilité de la culée pour le chargement dimensionnant déjà connu par l'ouvrage : RN+été. Une hypothèse de sous-pressions de 50% de la sous-pression maximale a été prise en compte au vu du bon rabattement des sous-pressions.

La butée au rocher a été considérée pour le calcul de la culée RG, c'est à dire que l'analyse en corps rigide a porté sur l'ensemble culée + coin rocheux (extension du plan de glissement qui est le plan de contact culée/fondation jusqu'au TN en rive gauche) comme représenté sur le schéma ci-dessous.

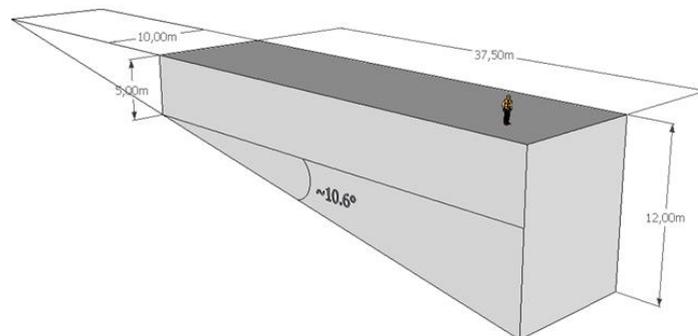


Figure 11 : Schéma représentatif de l'ensemble culée RG + coin rocheux considéré dans les études de stabilité

L'approche de Hoek a été utilisée pour estimer la résistance au cisaillement envisageable sur un plan de glissement ayant un angle donné avec les plans de schistosité (rocher fortement anisotrope). Une loi de Mohr-Coulomb avec une cohésion de 210 kPa et un angle de frottement de 52° est retenue.

La stabilité de la culée a été étudiée par la méthode des corps rigides, au travers de deux approches :

- La première se base sur les résultats du modèle aux éléments finis avec blocage de l'extrémité rive gauche de la culée RG. Tout déplacement irréversible de la culée RG est proscrit ce qui conduit à une maximisation des efforts de la voûte vers la culée.
- La seconde se base sur les résultats du modèle aux éléments finis sans blocage de l'extrémité rive gauche de la culée RG. Un déplacement irréversible de la culée RG est donc permis ce qui réduit les efforts de la voûte vers la culée. Les calculs ayant tous convergé, cela signifie que l'équilibre de la structure globale est assuré dans toutes les conditions. Les efforts ainsi diminués de la voûte sur la culée sont utilisés comme données d'entrée pour le calcul de stabilité de la culée en corps rigide.

La première approche démontre que la culée rive gauche n'a pas glissé historiquement puisque les facteurs de sécurité sont supérieurs à 1 pour tous les cas de calcul considérés⁵. Par contre les réserves de stabilité (en considérant la culée seule comme un système isostatique) sont insuffisantes pour les situations normales (facteur de sécurité au glissement $F=0,62$) et exceptionnelles ($F=0,70$).

La seconde approche montre que les réserves de stabilité, en considérant la culée comme un système isostatique (analyse corps rigide), ne sont pas suffisantes ($F=0,83$).

Afin de disposer des réserves de stabilité conformément aux recommandations du CFBR pour les barrages poids, il est nécessaire de conforter la culée rive gauche. Un confortement par tirants actifs a été retenu pour apporter une force additionnelle de 74 MN.

5. CONCLUSIONS

Les 3 exemples présentés dans ce document ont été réalisés antérieurement à la parution des recommandations 2018 du GT Voûtes du CFBR. Cependant, les études utilisent des méthodes très similaires à celles proposées dans les recommandations.

L'approche linéaire a été abordée succinctement car elle ne présentait pas de problématique particulière, mais permet d'établir une première modélisation du comportement global des ouvrages. Elle sert de base de comparaison pour la suite des études.

Les 3 calculs présentés utilisent des non-linéarités dans la modélisation du barrage (relâchement des tensions dans le corps de l'ouvrage) et des joints (type Mohr-Coulomb). Ils présentent ensuite des divergences dans l'utilisation des résultats des modèles :

- Dans le cadre du barrage du Pont du Roi, les inclinaisons des résultantes au contact pour chaque console sont comparées à l'angle de frottement de la fondation, angle estimé grâce à une rétro-analyse sur les chargements déjà subis par l'ouvrage.
- Dans le cadre du barrage de Bimont, la méthode de c-phi réduction est utilisée pour estimer les déplacements irréversibles de la culée RD ; l'état de contrainte est ensuite vérifié pour s'assurer que ces déplacements n'engendrent pas de comportement anormal.
- Dans le cadre du barrage des Cammazes, les déplacements irréversibles de la voûte sont estimés et les efforts de la voûte sur les culées sont analysés afin de déterminer leur stabilité propre.

L'utilisation de ces méthodes s'adapte principalement aux problématiques spécifiques rencontrées sur chaque ouvrage et une approche systématique ne paraît pas pertinente. Les critères établis par le GT Voûte sur chacune de ces méthodes permettent de statuer sur l'acceptabilité des résultats obtenus.

6. REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le Conseil Général de Saône et Loire, propriétaire du barrage de Pont du Roi, la Société du Canal de Provence, propriétaire du barrage de Bimont et l'Institut des Eaux de la Montagne Noire, propriétaire du barrage des Cammazes, qui leur ont permis de publier cet article.

Ils remercient également Imane Belhaj et Hervé Gally dont les travaux ont été utilisés pour cet article, ainsi que tous les collaborateurs ayant travaillé sur ces projets.

⁵ Cas de calcul considérés : RN+été, retenue basse+été, RN+canicule, PHE+été, Zmax+été, RN+SES+été

7. REFERENCES

- [1] Analysis of an experimental dam failure. Ru Neihua. Water Power and Dam Construction. July 1989. Steward Mountain Dam Stabilization. USCOLD Newsletters March 1992.
- [2] Travaux de confortement du barrage du pont du roi, C. Bourgeois, A. Perche, Symposium du CFBR du 28 janvier 2016 à Chambéry
- [3] Apports combinés des reconnaissances et de la modélisation dans l'analyse du comportement du barrage voute de Bimont, Christine NORET, Xavier MOLIN, Alain CARRERE (Tractebel Engineering (France) / Coyne et Bellier), Catherine CASTEIGTS, Bruno GRAWITZ, Katia LALICHE (Société du Canal de Provence), Commission Internationale des Grands Barrages, Juin 2012
- [4] Rénovation du barrage-voûte de Bimont, Catherine CASTEIGTS, Katia LALICHE (Société du Canal de Provence), Christine NORET, Thomas BOURGOUIN (Tractebel Engineering (France) / Coyne et Bellier), Commission Internationale des Grands Barrages, juin 2015

