

Titre:	Stabilité structurale des barrages-poids en béton : étude de fissuration et comparaison des indicateurs de performance entre la méthode de gravité et la méthode des éléments finis
Auteur:	Jad Albasha
Date:	2025
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence:	Albasha, J. (2025). Stabilité structurale des barrages-poids en béton : étude de fissuration et comparaison des indicateurs de performance entre la méthode de gravité et la méthode des éléments finis [Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/65704/
Citation:	Albasha, J. (2025). Stabilité structurale des barrages-poids en béton : étude de fissuration et comparaison des indicateurs de performance entre la méthode de gravité et la méthode des éléments finis [Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/65704/

Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/65704/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Mahdi Ben Ftima
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

**Stabilité structurale des barrages-poids en béton : étude de fissuration et
comparaison des indicateurs de performance entre la méthode de gravité et la
méthode des éléments finis**

JAD ALBASHA

Département des génies civil, géologique et des mines

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

Génie civil

Janvier 2025

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé :

Stabilité structurale des barrages-poids en béton : étude de fissuration et comparaison des indicateurs de performance entre la méthode de gravité et la méthode des éléments finis

présenté par **Jad ALBASHA**

en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

Najib BOUAANANI, président

Mahdi BEN FTIMA, membre et directeur de recherche

Pierre LÉGER, membre et codirecteur de recherche

Stéphane LAFRANCE, membre

DÉDICACE

À mes parents qui ont toujours été là pour moi et qui ont tout sacrifié pour leurs enfants,

À Fadi, la personne la plus persévérente et patiente que je connais,

À Rami, sans qui je n'aurai jamais pu accomplir tout ce que j'ai accompli,

À Majd, mon jumeau et meilleur ami depuis le jour 1,

*À Camille, le soleil de ma vie, mon amoureuse et partenaire de vie pour tout le support qu'elle
m'a offert.*

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier sincèrement mon directeur de recherche, le professeur Pierre Léger, pour son support, son aide financière et son temps. Je le remercie également de m'avoir introduit au domaine des structures hydrauliques et de m'avoir transmis avec générosité son expérience et sa passion pour ce domaine. Son encadrement et ses commentaires constructifs m'ont été inestimable pour mener à bien ce projet de recherche.

Je remercie chaleureusement mon co-directeur de recherche, le professeur Mahdi Ben Ftima, pour son soutien et pour sa participation active dans mon projet de recherche. Je le remercie de m'avoir initié à la modélisation numérique et de m'avoir accompagné avec bienveillance et encouragement tout au long du projet.

Je souhaite remercier les membres du jury, le professeur Najib Bouaanani et M. Stéphane Lafrance d'avoir accepté d'évaluer le travail effectué dans ce projet de recherche.

Enfin, ce projet n'aurait pas été possible sans le généreux soutien financier de la Fondation Arbour, du FRQNT, du CRSNG, d'Hydro-Québec et du Groupe CSA. Je leur exprime ma profonde reconnaissance.

RÉSUMÉ

Ce mémoire de recherche explore en profondeur la stabilité 2D des barrages-poids en béton soumis à des charges hydrostatiques extrêmes. Ces structures, essentielles à la gestion des ressources hydriques, sont particulièrement vulnérables aux fissurations et aux défaillances progressives causées par l'évolution des contraintes, notamment sous l'effet de la montée du niveau d'eau et des sous-pressions. L'étude s'inscrit dans un contexte où les changements climatiques accentuent les risques liés à des scénarios hydrologiques extrêmes, rendant cruciale une compréhension détaillée des mécanismes de fissuration et de défaillance.

L'objectif principal est d'évaluer et de comparer deux approches d'analyse de la stabilité : la méthode de gravité, largement utilisée pour sa simplicité et son efficacité, et la méthode des éléments finis (MEF), plus complexe mais offrant une modélisation détaillée des mécanismes de fissuration, notamment des fissures plongeantes dans le corps du barrage sous l'effet des contraintes de cisaillement et des effets des sous-pressions. Cette recherche vise à combler les lacunes des méthodes traditionnelles, qui adoptent souvent des hypothèses conservatrices et ne tiennent pas toujours compte des fissures complexes se développant dans le corps du barrage.

Le travail est structuré en plusieurs volets. Tout d'abord, la méthode de gravité est appliquée pour un barrage de 17 m en utilisant différentes approches : (i) augmentation progressive du niveau d'eau, (ii) augmentation de la densité de l'eau, et (iii) réduction de la résistance au cisaillement. Les résultats montrent que la méthode de gravité fournit des indicateurs de sécurité fiables, mais ne capture pas pleinement l'étendue des mécanismes de fissuration observés dans les analyses par la MEF avec le logiciel Abaqus. Avec la MEF, appliquée par une série d'analyses linéaires élastiques où on élimine les éléments avec une contrainte de traction excessive, la longueur des fissures est significativement plus grande que celle calculée par la méthode de gravité, bien que les facteurs de sécurité au glissement restent comparables. Ceci met en lumière la nécessité d'intégrer des éléments de contact ou des lois de comportement non linéaires pour une modélisation réaliste.

Ensuite, pour un barrage de 116 m tiré de la littérature, l'étude se concentre sur l'impact des sous-pressions et des propriétés non linéaires des matériaux. Les sous-pressions sont introduites dans Abaqus avec un modèle nonlinéaire de poro-fracture défini par l'usager. Les analyses montrent que les sous-pressions amplifient la propagation des fissures plongeantes dans le corps du barrage, réduisant ainsi la hauteur d'eau admissible. Comparée à la MEF, la méthode de gravité apparaît

plus conservatrice, prédisant des marges de sécurité moindres, mais restant moins précise dans la représentation des fissures complexes. La MEF permet en revanche d'inclure des fissures diagonales et plongeantes, offrant une représentation réaliste des mécanismes de défaillance.

Enfin, un volet paramétrique explore les effets des propriétés mécaniques des matériaux, telles que la résistance en traction du joint de bétonnage et l'énergie de fissuration, sur la propagation des fissures. Les résultats démontrent que les fissures plongeantes sont particulièrement sensibles à la résistance en traction du joint. L'introduction des sous-pressions dans les analyses accentue cette sensibilité, favorisant une propagation rapide des fissures après leur initiation.

En conclusion, cette étude met en évidence les limites des méthodes simplifiées comme la méthode de gravité et souligne les avantages des approches avancées par MEF pour une analyse détaillée des mécanismes de défaillance. Les résultats contribuent à une meilleure compréhension de la stabilité des barrages-poids en béton et proposent des recommandations pour combiner efficacement différentes méthodes de modélisation, améliorant ainsi la sécurité et la pérennité de ces infrastructures critiques face aux défis climatiques.

ABSTRACT

This research thesis provides an in-depth exploration of the stability of concrete gravity dams subjected to extreme hydrostatic loads. These critical structures, essential for water resource management, are particularly vulnerable to cracking and progressive failure caused by increasing stresses, especially due to rising water levels and uplift pressures. The study is set within the context of climate change, which rises risks related to extreme hydrological scenarios, underscoring the need for a detailed understanding of failure and cracking mechanisms.

The primary objective is to evaluate and compare two stability analysis approaches: the gravity method, widely used for its simplicity and efficiency, and the finite element method (FEM), a more complex approach capable of detailed modeling of cracking mechanisms, including plunging cracks in the dam body due to the presence of shear stresses and uplift effects. This research aims to address the limitations of traditional methods, which often adopt conservative assumptions and fail to account for complex cracks propagating within the dam body.

The study is structured into several parts. First, the gravity method is applied to a 17 m dam using different approaches: (i) progressively increasing water levels, (ii) increasing water density, and (iii) reducing shear strength. The results show that while the gravity method provides reliable safety indicators, it does not fully capture the extent of cracking mechanisms observed in FEM analyses with computer program Abaqus. With FEM applied by a series of elastic linear analyses where elements with excessive tensile stress are removed, crack lengths are significantly larger than with the gravity method, even though sliding safety factors remain comparable. This highlights the need to incorporate contact elements or nonlinear material behavior models for realistic simulations.

For a 116 m dam taken from the literature, the study focuses on the impact of uplift pressures and the nonlinear properties of materials. Uplift pressures are introduced into Abaqus with a user-defined nonlinear poro-fracture model. The analyses reveal that uplift pressures significantly amplify the propagation of plunging cracks within the dam body, reducing the admissible water height. Compared to FEM, the gravity method appears more conservative, predicting lower safety margins but lacking precision in capturing complex cracks. In contrast, FEM includes diagonal and plunging cracks, offering a realistic representation of failure mechanisms.

Lastly, a parametric study explores the effects of material properties, such as the tensile strength of construction joints and fracture energy, on crack propagation. The results show that plunging

cracks are highly sensitive to joint tensile strength: the lower the tensile strength compared to mass concrete, the greater the crack propagation. Including uplift pressures further increases this sensitivity, leading to rapid crack progression after initiation.

In conclusion, this study highlights the limitations of simplified methods like the gravity method and emphasizes the advantages of advanced FEM approaches for detailed failure mechanism analyses. The findings contribute to a better understanding of concrete gravity dam stability and provide recommendations for effectively combining different modeling methods, thereby enhancing the safety and durability of these critical infrastructures in the face of climate challenges.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	XII
LISTE DES FIGURES	XIV
LISTE DES ANNEXES	XXIV
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Contexte	1
1.2 Problématique et objectifs	2
1.3 Méthodologie	3
1.4 Contenu du mémoire	5
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	6
2.1 Introduction	6
2.2 Mécanisme de défaillance, analyse structurale et calcul des indices de performance	6
2.3 Analyse structurale des barrages par la méthode de gravité et lignes directrices	17
2.3.1 CDA 2013	18
2.3.2 ANCOLD 1991	21
2.4 Méthode des éléments finis linéaires et concentration des contraintes	22
2.5 Méthode des éléments finis non-linéaires et considération de la fissuration	25
2.6 Considération de la pression d'eau dans les fissures.....	35
2.7 Méthode d'augmentation de la charge	37
2.8 Méthode de réduction de la résistance	40

CHAPITRE 3 BARRAGE POIDS 2D DE 17 M -FISSURATION AU CONTACT BÉTON ROCHER	42
3.1 Introduction	42
3.2 Description du barrage et du chargement.....	42
3.3 Méthode de gravité.....	44
3.4 Méthode de gravité – augmentation de la charge : niveau d'eau	45
3.5 Méthode de gravité – augmentation de la charge : densité de l'eau	51
3.6 Méthode de gravité – réduction de la résistance	54
3.7 Méthode de gravité – synthèse et conclusions	58
3.8 Méthode des éléments finis – utilisation itérative des analyses linéaires élastiques.....	60
3.9 Méthode des éléments finis – utilisation des interfaces de contact.....	69
3.10 Synthèse et conclusion	75
CHAPITRE 4 BARRAGE POIDS 2D DE 116 M -FISSURATION DANS LE CORPS DU BARRAGE	77
4.1 Introduction	77
4.2 Description du barrage et du chargement.....	77
4.3 Méthode de gravité.....	80
4.4 Méthode des éléments finis – Analyses sans sous-pression.....	83
4.5 Méthode des éléments finis – Analyses avec sous-pression	93
4.6 Synthèse et conclusion	103
CHAPITRE 5 ÉTUDE DE LA FISSURATION PLONGEANTE.....	105
5.1 Introduction	105
5.2 Barrage avec une fissure plongeante	105
5.2.1 Géométrie et matériaux	105
5.2.2 Analyses et résultats	107

5.3	Analyses paramétriques.....	114
5.3.1	Analyses sans sous-pression (Modèle EF-SSP-NL)	114
5.3.2	Analyses avec sous-pression (Modèle EF-ASP-NL)	121
5.4	Synthèse et conclusion	125
CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS		127
6.1	Conclusions	127
6.2	Recommandations	130
RÉFÉRENCES		132
ANNEXES		137
ANNEXE A BENCHMARK ABAQUS – BARRAGE DE 17M.....		137
ANNEXE B ARTICLE DE CONFÉRENCE – SCGC/CSCE 2024.....		140
ANNEXE C ARTICLE DE CONFÉRENCE – SCGC/CSCE 2025.....		154

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Classification des barrages (CDA, 2013)	18
Tableau 2.2 Critères d'acceptance pour les barrages-poids en béton (CDA, 2013)	20
Tableau 2.3 Coefficients d'augmentation de la charge pour les barrages Xiaowan, Ertan, et Kölnbrein. (Feng et al., 2011)	39
Tableau 3.1 Résultats de la méthode de gravité pour le barrage de 17m.	44
Tableau 3.2 Facteur de sécurité au glissement et longueur de la fissure selon la distribution des pressions sur la crête	46
Tableau 3.3 Résultats de l'analyse selon K^H , K^H_1 , K^H_2 et K^H_3 , sans cohésion (hauteur d'eau de référence 13,64m).....	48
Tableau 3.4 Résultats de l'analyse selon K^H , K^H_1 , K^H_2 et K^H_3 sans et avec cohésion (niveau de référence 13,64m).....	50
Tableau 3.5 Comparaison entre les résultats avec et sans cohésion à l'interface béton-rocher (niveau de référence 13,64m).....	50
Tableau 3.6 Résultats méthode de gravité - Augmentation de la densité de l'eau	54
Tableau 3.7 Résultats de la méthode de gravité avec $C=0$ kPa.....	58
Tableau 3.8 Résultats de la méthode de gravité avec $C=100$ kPa.....	59
Tableau 3.9 Résultats de la réduction de la résistance avec incrémentation de la cohésion et de l'angle de friction (cohésion initiale $C=100$ kPa)	59
Tableau 3.10 Résultats des cas de référence pour les calculs avec la méthode d'éléments finis ..	60
Tableau 4.1 Propriétés de matériaux et méthode de calcul pour chaque cas d'analyse.....	79
Tableau 4.2 Comparaison entre les longueurs de fissuration L_f du cas avec les lois de Coulomb (EF-SSP-Cont-Lin) et du cas d'analyse avec la méthode de gravité (GR-SSP) ; L_j est la longueur du joint.	89

Tableau 4.3 Comparaison entre les longueurs de fissuration L_f du cas avec interfaces de contact et béton non-linéaire (EF-SSP-Cont-NL) et du cas d'analyse avec la méthode de gravité (GR-SSP) ; L_j est la longueur du joint.....	91
Tableau 4.4 Comparaison entre les longueurs de fissuration L_f du cas EF-SSP-NL (Abaqus) et du cas GR-SSP (CADAM3D). ; L_j est la longueur du joint.....	93
Tableau 4.5 Comparaison entre les longueurs de fissuration L_f du cas EF-ASP-NL (Abaqus) et du cas GR-ASP (CADAM3D). ; L_j est la longueur du joint	100
Tableau 4.6 Déplacements et hauteurs d'eau pour les cas d'étude avec la méthode de gravité (CADAM3D) et la méthode d'ÉF (Abaqus).	102
Tableau 5.1 Analyse des résultats	113
Tableau 5.2 Résultats des analyses paramétriques pour la résistance à la tension du joint, sans sous-pression.....	115
Tableau 5.3 Résultats des analyses paramétriques pour l'énergie de fissuration (G_F) du béton, sans sous-pression.	115
Tableau 5.4 Résultats des analyses paramétriques pour l'énergie de fissuration (G_F) du joint, sans sous-pression.	116
Tableau 5.5 Résultats des analyses paramétriques pour la résistance à la tension du joint, avec sous-pression.....	121
Table B.1 Acceptance Criteria for Concrete Gravity Dams (CDA, 2013).	143
Table B.2 Performance indicators for Xiaowan, Ertan, and Kölnbrein dams (Feng et al., 2011).	144
Table B.3 Results of the gravity method with $C=0$ kPa.....	148
Table C.1 Maximum water levels for different analyzed models.	167

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Barrage de la Trenche, un barrage poids en Mauricie au Québec (Hydro-Québec, 2023)	1
.....	
Figure 2.1 Contraintes à la base du barrage sans (A) et avec (B) fissure (Léger, 2023b).....	7
Figure 2.2 Enveloppe de rupture Mohr-Coulomb (USACE, 1995)	8
Figure 2.3 Résistances en cisaillement au pic et résiduelle (Léger, 2023b).....	9
Figure 2.4 Processus itérative pour le calcul de la longueur de la fissure (Leclerc & Léger, 2014)	10
Figure 2.5 Arbre d'événements pour évaluer la stabilité du barrage (FEMA, 2014)	11
Figure 2.6 Propagation de la fissure dans le corps d'un barrage en béton (Léger, 2023b).....	12
Figure 2.7 Cercle de Mohr pour l'initiation et la propagation de la fissure (Léger, 2023b).....	12
Figure 2.8 Propagation de la fissure et contraintes normale et principale. (Léger, 2023b)	13
Figure 2.9 Rupture des barrages à cause des fissures plongeantes. Barrage Bandardara (A) et barrage Bouzey (B) (Léger, 2023a).....	13
Figure 2.10 Barrage Malpasset. (1) Fissure en amont causée par le moment fléchissant. (2) Fissure en aval causée par les contraintes en tension (principales) produites par les forces transversales (cisaillement). Adapté de (Lombardi, 1988)	14
Figure 2.11 Patrons de fissuration dans un barrage de 116m de hauteur obtenus par (Mgalobelov & Nefedov, 1985) (gauche) et par (Léger, 1997) (droite).....	15
Figure 2.12 Comportement des joints de reprise de bétonnage en cisaillement. Gauche : (Léger, 1997) et Droite : (Mgalobelov & Nefedov, 1985)	15
Figure 2.13 Distribution des contraintes de compression à la base d'un barrage selon plusieurs ratios de modules d'élasticité (FEMA, 2014)	16
Figure 2.14 Effet du ratio des modules d'élasticité sur la fissure à la base de la structure (FEMA, 2014).....	17

Figure 2.15 Fonctions de forme linéaire et quadratique pour interpolation entre les nœuds. (Malm, 2016).....	22
Figure 2.16 Intégration numérique 2D avec des point de Gauss (Bouaanani, 2011).....	23
Figure 2.17 Éléments à 4 et à 8 nœuds ainsi que les points de Gauss. (Dassault Systèmes, 2014a)	23
Figure 2.18 Effet de la taille de maillage sur la concentration des contraintes pour un barrage-poids de 52m. (Léger, 2009)	24
Figure 2.19 Comportement du béton pour des chargements uniaxiaux en tension (Massicotte & Ben Ftima, 2017).....	25
Figure 2.20 Courbe caractéristique en traction contrainte/ouverture de fissure et variables d'états SDV13 et SDV28.	26
Figure 2.21 Algorithme de contact dans Abaqus. (Dassault Systèmes, 2014b).....	27
Figure 2.22 Formulation de contact avec la méthode stricte (<i>Hard Contact</i>) et de pénalité (<i>Penalty Method</i>). (Boulbes, 2020).....	28
Figure 2.23 Utilisation d'une rangée d'éléments de béton au lieu d'interfaces de contact. (FERC, 2016).....	29
Figure 2.24 (a) Modèle de fissuration discrète. (b) Modèle de fissuration diffuse. (Léger, 2023b)	30
Figure 2.25 Fissuration du béton. (a) comportement élastique. (b) modèle de fissuration diffuse (<i>Smeared</i>). (c) modèle de fissuration discrète. Adapté de (Malm, 2016)	30
Figure 2.26 Exemple de fissurations diffuses dans une poutre en béton armé. Modèle numérique à la rupture (gauche) et modèle expérimental à la rupture (droite). (Ben Ftima, 2018)	31
Figure 2.27 Ouverture de fissure et énergie de fissuration. Adapté de (Saouma, 2022).....	32
Figure 2.28 Exemple d'application de la charge selon une amplitude douce (<i>Smooth</i>).	34
Figure 2.29 Différentes orientations de la fissuration dans des barrages gravité (Bhattacharjee & Léger, 1992)	34

Figure 2.30 Comportement adoucissant du module de Young (A) et Évolution de la pression d'eau dans les éléments fissurés (B). (Bhattacharjee & Léger, 1995)	36
Figure 2.31 Modèle d'EF pour les analyses couplées d'écoulement et de contrainte. (McKay & Lopez, 2013).....	37
Figure 2.32 Méthodes considérées pour l'augmentation de la charge (Fu & Hafliðason, 2015) ..	38
Figure 2.33 Exemple de coefficients d'augmentation de la charge pour trois barrages (Feng et al., 2011).....	39
Figure 2.34 Processus itératif pour la détermination du facteur de sécurité par la méthode de réduction de la résistance (DIANA, 2015).....	40
Figure 2.35 Modification de l'enveloppe Mohr-Coulomb après la réduction de la résistance (DIANA, 2015)	41
Figure 3.1 Géométrie du barrage. (Tinawi et al., 1998).....	43
Figure 3.2 Distribution des contraintes normales et des sous-pressions à la base du barrage.	45
Figure 3.3 Paramètres de submersion de crête (Leclerc & Léger, 2014).....	46
Figure 3.4 FSG et L_f en fonction de K^H le facteur de multiplication de la poussée hydrostatique (hauteur d'eau de référence 13,64m).....	47
Figure 3.5 Position de la force résultante en % de la largeur de la base du barrage en fonction de la hauteur d'eau.....	48
Figure 3.6 Position de la force résultante en fonction de K^H le facteur multiplicateur de la poussée hydrostatique (niveau d'eau de référence 13,64 m)	49
Figure 3.7 Évolution du facteur de sécurité au glissement en fonction de K^D (facteur multiplicateur de la densité de l'eau).....	52
Figure 3.8 Évolution de la fissure amont en fonction de K^D (facteur multiplicateur de la densité de l'eau).....	52
Figure 3.9 Évolution de la position de la résultante en fonction de K^D (facteur multiplicateur de la densité de l'eau)	53

Figure 3.10 Évolution des contraintes normale en amont et en aval en fonction de K^D (facteur multiplicateur de la densité de l'eau)	54
Figure 3.11 Évolution du FSG en fonction de la variation de C et de ϕ séparément	55
Figure 3.12 Évolution du FSG en fonction de la variation de C et de ϕ simultanément pour un facteur de réduction K^R donnée.	56
Figure 3.13 Enveloppe Mohr-Coulomb pour plusieurs cas d'analyses	57
Figure 3.14 Distribution des contraintes normales à la base pour plusieurs maillages (Analyses linéaires élastiques)	61
Figure 3.15 Modèle utilisé dans le logiciel Abaqus	62
Figure 3.16 La rangé d'éléments sur lesquels la sous-pression est appliquée	63
Figure 3.17 Processus d'itération pour la détermination de la longueur de fissuration.....	63
Figure 3.18 La structure déformée et les contraintes normales (kPa) à la fin de la première itération (facteur d'amplification de 100 pour la déformée)	64
Figure 3.19 Contraintes normales à la base du barrage pour chaque itération avec α de 100 000 (Abaqus) et comparaison avec la distribution obtenue par CADAM3D	65
Figure 3.20 Décomposition des contraintes normales à la base du barrage.....	66
Figure 3.21 Analyse de deux éléments sous une contrainte de tension de 1 kPa.....	67
Figure 3.22 Contraintes normales de deux analyses : deux éléments de béton sain et un élément de béton sain et l'autre de béton endommagé	67
Figure 3.23 Variation de la longueur de fissuration en fonction du facteur de réduction α pour le cas du barrage de 17 m	68
Figure 3.24 Longueur de fissure en fonction de la résistance en tension du béton endommagé ..	69
Figure 3.25 Application des charges par une douce amplitude, <i>Smooth Step</i>	70
Figure 3.26 Ratio de l'énergie cinétique sur l'énergie de déformation interne.....	70
Figure 3.27 Comparaison des résultats d'analyse explicite et implicite – modèle linéaire élastique	71

Figure 3.28 Forces de contact (kN) cohésives (encerclées) au niveau de l'interface de contact béton-barrage	72
Figure 3.29 Analyse sans résistance en traction dans l'interface de contact – pression triangulaire	73
Figure 3.30 Analyse avec une résistance en traction de 5 kPa dans l'interface de contact – pression triangulaire	73
Figure 3.31 Pressions de contact à l'interface béton/roc	74
Figure 4.1 Géométrie du barrage 116m étudié.....	78
Figure 4.2 Schéma d'analyses numériques effectuées au Chapitre 4	79
Figure 4.3 Méthodes de chargement (<i>Pushover</i>) : Augmentation de la densité (Méthode 1) et augmentation du niveau d'eau (Méthode 2).....	80
Figure 4.4 Mécanismes de défaillance avec la méthode de gravité sur le barrage de 116m avec sous-pression et sans drain – Niveau d'eau de 110,6m (glissement) et de 112,5m (renversement).	81
Figure 4.5 Résultats de la méthode de gravité sur le barrage de 116m sans sous-pression – Niveau d'eau de 131m (GR-SSP).....	82
Figure 4.6 Résultats de la méthode de gravité sur le barrage de 116m sans sous-pression avec cohésion nulle – Niveau d'eau de 131m (GR-SSP)	83
Figure 4.7 Modèle d'éléments finis et conditions frontières de contraintes planaires du barrage de 116m. Les triangles symbolisent la fixation des degrés de liberté	84
Figure 4.8 Maillage utilisé pour le barrage de 116m.	84
Figure 4.9 Amplitude d'application des charges sur le barrage de 116m.....	85
Figure 4.10 Ratio de l'énergie cinétique sur l'énergie de déformation interne en fonction du temps d'application des charges.....	86
Figure 4.11 Distribution des contraintes normales (kPa) à gauche et le diagramme des corps libres (kN) à droite (EF-SSP-Lin).....	86

Figure 4.12 Contraintes normales (kPa) avec Coulomb friction infinie (gauche) et avec Mohr-Coulomb (droite) sur le barrage de 116m.....	88
Figure 4.13 Diagramme de corps libres (kN) avec Coulomb friction infinie (gauche) et avec Mohr-Coulomb (droite).....	88
Figure 4.14 Mesure de la longueur de fissuration dans les joints de bétonnage	89
Figure 4.15 Diagramme des corps libres (kN) (gauche) et résultats avec l'indice de résistance résiduelle en traction SDV13 (kPa) (droite) de l'analyse sans sous-pression avec interfaces de contact et propriétés de béton non-linéaires (EF-SSP-Cont-NL). Niveau d'eau de 131m. ..	90
Figure 4.16 Maillage des modèles avec interfaces de contact et avec des rangées d'éléments pour simuler les joints de bétonnage.	92
Figure 4.17 Patron de fissuration (SDV13 – kPa et SDV28 - mm) du modèle EF-SSP-NL sans sous-pression avec joints de bétonnage sous forme de rangées d'éléments de béton minces. Facteur d'amplification de 10 pour la déformée. Niveau d'eau de 131m.	92
Figure 4.18 Calcul de la pression p_0	94
Figure 4.19 (a) Sous-pression et User-Subroutine «VUMAT» et «VDLOAD» dans EPM3D/Abaqus. (b) Pressions d'eau dans les éléments de béton.	95
Figure 4.20 Effet du coefficient de Biot sur la distribution de la sous-pression, avant fissuration (gauche) et après fissuration (droite).....	96
Figure 4.21 Indice de résistance résiduelle en tension SDV13 (kPa) et indice d'ouverture de fissure SDV28 (mm) pour le modèle EF-ASP-NL. Niveau d'eau de 121,2m.....	97
Figure 4.22 Évolution de la résistance résiduelle en tension (SDV13). Modèle avec sous-pression dans les joints de bétonnage (EF-ASP-NL).	98
Figure 4.23 Patrons de fissuration avec la méthode de gravité avec sous-pressions (gauche – GR-ASP) avec un niveau d'eau de 112,5m et la méthode d'éléments finis (droite EF-ASP-NL) avec un niveau d'eau de 121,2m.....	99
Figure 4.24 Courbes Force-Déplacement pour les différentes analyses avec la MEF (Abaqus).101	

Figure 5.1 Géométrie du barrage 116m étudié avec un joint de bétonnage (fondation rocheuse non montrée)	106
Figure 5.2 Cas d'analyse et propriétés de matériaux utilisés.....	106
Figure 5.3 Distribution des contraintes normales (S22) (kPa) : Cas EF-SSP-Lin, EF-SSP-Lin-jNL, EF-SSP-NL et EF-ASP-NL.....	108
Figure 5.4 Endommagement du béton à la rupture (SDV13) (kPa) : Cas EF-SSP-Lin, EF-SSP-Lin-jNL, EF-SSP-NL et EF-ASP-NL	109
Figure 5.5 Évolution de la fissure et de la résistance résiduelle en tension (SDV13) (kPa) pour le cas EF-SSP-Lin-jNL (L-É pour le béton et N-L pour les joints, sans sous-pression).....	110
Figure 5.6 Évolution de la fissure et de la résistance résiduelle en tension (SDV13) (kPa) pour le cas EF-SSP-NL (non-linéaire dans le béton et dans le joint, sans sous-pression).	110
Figure 5.7 Évolution de la fissure et de la résistance résiduelle en tension (SDV13) (kPa) pour le cas EF-ASP-NL (non-linéaire dans le béton et dans le joint, avec sous-pression).	111
Figure 5.8 Courbes Forces-Déplacements. EF-SSP-Lin (L-É dans le béton et dans le joint, sans sous-pression); EF-SSP-Lin-jNL (L-É dans le béton et N-L dans le joint, sans sous-pression); EF-SSP-NL (L-É dans le béton et dans le joint, sans sous-pression) et EF-ASP-NL (comme le cas EF-SSP-NL, mais avec considération de la sous-pression dans les fissures).	112
Figure 5.9 Variations de l'énergie de fissuration pour plusieurs itérations.	117
Figure 5.10 Ratios de l'énergie cinétique sur l'énergie de déformation interne (E_c/E_i) pour les analyses paramétriques sur la résistance en tension du joint (haut), sur l'énergie de fissuration du béton (centre) et sur l'énergie de fissuration du joint (bas), sans sous-pression.....	118
Figure 5.11 Courbes Forces-Déplacements pour les analyses paramétriques sur la résistance en tension du joint (haut), sur l'énergie de fissuration du béton (centre) et sur l'énergie de fissuration du joint (bas), sans sous-pression.	119
Figure 5.12 Profil d'endommagement pour les analyses paramétriques sur f'_t du joint au moments correspondants à l'atteinte du critère de l'énergie ($E_c/E_i = 10\%$), sans sous-pression. a) $f'_t=100\%$ (2250 kPa) ; b) $f'_t=75\%$ (1695 kPa) ; c) $f'_t=50\%$ (1130 kPa) ; d) $f'_t=25\%$ (565 kPa) ; e) $f'_t=5\%$ (112,5 kPa).	120

Figure 5.13 Ratio de l'énergie cinétique sur l'énergie de déformation interne (E_c/E_i) pour les analyses paramétriques sur la résistance en tension du joint, avec sous-pression.	122
Figure 5.14 Courbes Forces-Déplacements pour les analyses paramétriques sur la résistance en tension du joint, avec sous-pression.	123
Figure 5.15 Profil d'endommagement pour les analyses paramétriques sur $f't$ du joint au moments correspondants à l'atteinte du critère de l'énergie ($E_c/E_i = 10\%$), avec sous-pression. a) $f't=100\%$ (2250 kPa) ; b) $f't=75\%$ (1695 kPa) ; c) $f't=50\%$ (1130 kPa) ; d) $f't=25\%$ (565 kPa) ; e) $f't=5\%$ (112,5 kPa).	123
Figure 5.16 Comparaison entre les hauteurs d'eau correspondants au critère de l'énergie (Abaqus) et la méthode de gravité (CADAM3D) pour les analyses paramétriques de $f't$ sans SP (gauche) et avec SP (droite).	124
Figure A.1 Cas d'étude Benchmark pour la vérification du modèle de barrage utilisé	137
Figure A.2 Contraintes normales à la base en fonction du facteur α pour le mur encastré (Benchmark).	138
Figure A.3 Variation de la longueur de fissuration en fonction du facteur de réduction α pour le cas du mur encastré	138
Figure B.1 Stresses at the base of the dam without (A) and with (B) crack.	141
Figure B.2 Load increasing methods applied on the structure (Fu & Hafliðason, 2015).....	143
Figure B.3 Dam Geometry.....	145
Figure B.4 SSF and L_f vs. K (Reference water level: 13.64m).	146
Figure B.5 Evolution of the upstream crack length as a function of K	146
Figure B.6 Evolution of SSF as a function of the variation of C and ϕ	147
Figure B.7 Distribution of normal stresses at the base for multiple FE meshes.	150
Figure B.8 Normal stresses at the base of the dam for each iteration.	151
Figure B.9 Crack length as a function of the tensile strength of damaged concrete.	151
Figure C.1 Cracks in concrete. (a) Elastic element. (b) Smeared crack. (c) Discrete crack. Adapted from (Malm, 2016).....	156

Figure C.2 (A) Softening behaviour of Young's modulus and (B). Evolution of water pressure in cracked elements.....	156
Figure C.3 Geometry of the studied dam.....	157
Figure C.4 Failure mechanisms using the gravity method on the 116m dam with uplift pressure - Water level 110.5m (sliding) and 112.5m (overturning).	158
Figure C.5 Mesh used for the 116m dam.....	159
Figure C.6 Amplitude of load application on the 116m dam.....	159
Figure C.7 Normal stress (kPa) on the left and free-body diagram (kN) on the right (FE-WOUP-Lin). Water level 131 m.	160
Figure C.8 Free-body diagram (kN) with Coulomb large friction (left) and with Mohr-Coulomb (right). Water level 128.3 m.....	161
Figure C.9 Free-body diagram (kN) (left) and results with residual tensile strength index SDV13 (kPa) (right) from an analysis without uplift pressure and with contact interfaces and non-linear mass concrete properties (FE-WOUP-Cont-NL). Water level 125.7 m.	161
Figure C.10 Model meshing with contact interfaces and rows of elements to simulate concrete lift joints.....	162
Figure C.11 Cracking pattern (SDV13 residual tensile strength - kPa and SDV28 crack opening - mm) of the FE-WOUP-NL model without uplift pressure with concrete lift joints in the form of rows of thin concrete elements. Amplification factor of 10 for deformation. Water level 126.5 m.....	163
Figure C.12 Calculation of pressure p_0	164
Figure C.13 (a) Uplift pressure and User-Subroutine «VUMAT» and «VDLOAD» in EPM3D/Abaqus. (b) Uplift pressure in concrete elements.	165
Figure C.14 Effect of Biot coefficient on the distribution of uplift pressure, before cracking (left) and after cracking (right).....	165

Figure C.15 Cracking patterns using the gravity method with uplift pressure (left - GR-WUP) with a water level of 112.5m and the finite element method (right - FE-WUP-NL) with a water level of 114.2m. SDV28 indicator for crack opening (mm). 166

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A Benchmark Abaqus – Barrage de 17m	137
ANNEXE B Article de conférence – SCGC/CSCE 2024.....	140
ANNEXE C Article de conférence – SCGC/CSCE 2025	154

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte

Les barrages-poids en béton sont définis par le Comité Français des Barrages et Réservoirs comme des « Barrages dont la résistance est assurée essentiellement par la mobilisation de leur poids propre. » (CFBR, 2012)



Figure 1.1 Barrage de la Trenche, un barrage poids en Mauricie au Québec (Hydro-Québec, 2023)

Les barrages, comme tout autre type de structure, présentent des signes de vieillissant avec l'âge tels que la fissuration. Ces signes sonnent souvent l'alarme pour réaliser des études sur la stabilité de l'ouvrage. La Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) ou ICOLD en anglais (*International Commission on Large Dams*) définit la défaillance comme un déversement incontrôlé de l'eau retenue et/ou une perte totale de l'intégrité de la structure du barrage, de sa fondation ou de ses appuis. De plus, une des causes principales de la rupture des barrages est la crue (ICOLD, 2019). Lorsque le niveau d'eau excède un certain niveau, des fissures peuvent se former à la base de l'ouvrage, le long des joints de reprises de bétonnage ou dans le corps du barrage (Léger, 2023b).

D'après (CSA Group, 2022), les changements climatiques ont déjà un impact sur les barrages au Canada, notamment par l'augmentation des niveaux d'eau dans les réservoirs. Cependant, les données sur les changements climatiques restent encore difficiles à interpréter avec précision, et leur compréhension demeure incomplète. Par conséquent, les ingénieurs doivent analyser des scénarios de défaillance impliquant des charges extrêmes afin de mieux anticiper le comportement des barrages dans de telles conditions et d'évaluer les dommages potentiels.

1.2 Problématique et objectifs

La sécurité et la pérennité des barrages en béton sont des enjeux critiques dans le domaine de l'ingénierie. Sous l'effet des charges hydrostatiques, ces ouvrages sont soumis à des contraintes importantes, ce qui peut engendrer des fissurations au sein du béton et le long des interfaces de joints de bétonnage. La propagation de fissures plongeantes dans le corps du barrage, en particulier, présente un risque de défaillance progressive qui menace l'intégrité des barrages, et par extension, la sécurité des régions en aval.

Les méthodes traditionnelles d'évaluation de la stabilité, telles que la méthode de gravité, sont largement utilisées en raison de leur capacité à fournir des indicateurs de performance rapide à calculer et facile à interpréter. Cependant, ces méthodes simplifiées ne considèrent pas toujours des mécanismes de fissuration plus complexes, comme les fissures inclinées ou plongeantes dans le corps du barrage, et tendent souvent à adopter des hypothèses conservatrices. À l'inverse, les analyses par la méthode des éléments finis (MEF) permettent une modélisation plus détaillée des mécanismes de fissuration, mais leur complexité et leurs besoins en ressources informatiques limitent leur utilisation.

Face à cette problématique, cette étude vise à comparer et à évaluer différentes méthodes d'analyse de stabilité des barrages-poids en béton pour identifier leurs limites et leurs complémentarités. En particulier, il s'agit de :

- Appliquer la méthode de gravité pour le calcul des indicateurs de performance (facteur de sécurité au glissement, position de la résultante, patron de fissuration, contraintes) via :
 - (i) l'approche classique de résistance des matériaux (théorie de poutre);
 - (ii) l'augmentation du niveau d'eau jusqu'à la rupture;

- (iii) l'augmentation de la densité de l'eau jusqu'à la rupture;
- (iv) la réduction de la résistance au cisaillement de l'interface roc-béton jusqu'à la rupture.
- Comparer la méthode de gravité et la méthode des éléments finis pour déterminer les mécanismes de défaillance notamment l'étendue de fissuration, et la hauteur d'eau maximale qui peut être supportée.
- Étudier différentes approches pour modéliser la fissuration des joints de reprise de bétonnage et du béton de masse (analyses linéaires itératives avec élimination des éléments fissurés, interfaces de contact, éléments de béton avec loi constitutives non-linéaires).
- Analyser l'impact des propriétés de matériaux (analyses paramétriques), tels que la résistance à la traction et l'énergie de fissuration, sur la propagation des fissures à l'aide de la méthode des éléments finis ;
- Étudier l'influence de la sous-pression dans les fissures sur la stabilité des joints de reprise de bétonnage et sur la propagation des fissures plongeantes dans le corps du barrage ;
- Formuler des recommandations pour les modèles et les méthodes, en tenant compte des analyses effectuées.

Cette étude apporte ainsi une compréhension approfondie de la fissuration dans les barrages-poids en béton et propose des stratégies pour optimiser l'évaluation de leur stabilité en combinant différentes techniques de modélisation : application de la charge hydrostatique, modélisation des joints de bétonnage et la modélisation de la sous-pression.

1.3 Méthodologie

Ce travail de recherche nécessite d'abord une familiarisation avec le domaine des structures hydrauliques, notamment les barrages-poids en béton. Ensuite, une familiarisation avec les méthodes et les outils de calcul de la stabilité des barrages.

Deux barrages sont considérés dans le cadre de ce travail de recherche, l'un de 17m et l'autre de 116m. Ces deux barrages ont été sélectionnés de la littérature. Les analyses sont divisées en trois chapitres : le CHAPITRE 3, le CHAPITRE 4 et le CHAPITRE 5. La méthodologie globale consiste à :

- Effectuer une revue de littérature sur les mécanismes de défaillance ainsi que sur les méthodes d'augmentation de la charge (niveau d'eau et densité d'eau) et de la réduction de la résistance (cohésion apparente et angle de frottement interne).
- Se documenter sur les analyses structurales des barrages, la méthode de gravité, la méthode d'éléments finis et la considération de la sous-pression ;
- Se familiariser avec le logiciel de la méthode de gravité CADAM3D (Leclerc & Léger, 2014), le logiciel de la méthode d'éléments finis Abaqus (Dassault Systèmes, 2014a) ainsi que le langage de programmation Python ;
- Effectuer des analyses comparatives à l'aide du logiciel CADAM3D sur la méthode d'augmentation de la charge (poussée hydraulique) et la réduction de la résistance sur un barrage de 17m ;
- Construire un modèle numérique du barrage de 17m à l'aide du logiciel d'éléments finis Abaqus en utilisant des interfaces de contact pour les joints de bétonnage ;
- Utiliser une série d'analyses linéaires élastiques itératives, en éliminant les éléments dont la capacité en traction est excédée pour modéliser la propagation de la fissuration ;
- Modéliser un barrage de 116m avec des joints de reprise de bétonnage à l'aide de CADAM3D et Abaqus ;
- Analyser les différentes méthodes pour la modélisation des joints de reprise de bétonnage avec Abaqus (interfaces de contact et des rangées d'éléments non-linéaires de béton) ;
- Comparer les résultats de la fissuration et de la hauteur d'eau maximale obtenus par CADAM3D et par Abaqus pour le barrage de 116m au CHAPITRE 4 ;
- Choisir un joint de reprise de bétonnage, se basant sur les résultats du CHAPITRE 4, pour effectuer des analyses approfondies sur les fissures plongeantes dans le corps du barrage dans le CHAPITRE 5 ;
- Effectuer des analyses paramétriques sur la résistance à la traction du béton et l'énergie de fissuration, et étudier leurs effets sur le comportement du barrage.

La méthode d'éléments finis non-linéaire est utilisée à l'aide de la loi constitutive *EPM3D* (Massicotte & Ben Ftima, 2017). Les sous-pressions sont introduites dans Abaqus avec un modèle nonlinéaire de poro-fracture défini par l'usager.

1.4 Contenu du mémoire

Ce mémoire est composé de plusieurs chapitres. D'abord, le CHAPITRE 2 est consacré à la revue de la littérature pertinente pour ce projet. Ensuite, Le CHAPITRE 3 est axé sur la comparaison entre la méthode de gravité (augmentation de la charge et réduction de la résistance) et la méthode des éléments finis avec interfaces de contact sur un barrage-poids de 17m. le CHAPITRE 4 analyse les effets de la sous-pression et les propriétés des matériaux sur un barrage-poids de 116m. Après, le CHAPITRE 5 se concentre sur le barrage de 116m et les fissures plongeantes, ainsi que sur les analyses paramétriques de la résistance à la traction du joint, l'énergie de fissuration du béton et celle du joint de bétonnage. Enfin, le CHAPITRE 6 résume les résultats obtenus, présente les principales conclusions et recommandations dans le contexte des études de stabilité des barrages-poids en béton.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter les méthodes de calcul et d'analyse actuellement utilisées ou en cours de développement pour la détermination de la stabilité des barrages poids. Une revue critique de la littérature est effectuée et les résultats de cette analyse sont présentés.

D'abord, une revue de littérature est faite sur les mécanismes de défaillances et le comportement des barrages sous les différentes forces appliquées. Ensuite, un survol des normes utilisées permet de présenter les méthodes et les limites pour l'évaluation de la stabilité structurale des structures hydrauliques.

Ensuite, les méthodes de gravité, d'éléments finis linéaire et d'éléments finis non-linéaire sont présentés selon les études les plus récentes et les plus connues. La considération de la pression d'eau dans les fissures avec la méthode d'éléments finis est également présentée.

Enfin, les deux méthodes pour déterminer la résistance ultime des structures sont présentées, soit la méthode d'augmentation de la charge ou la méthode de réduction de la résistance.

2.2 Mécanisme de défaillance, analyse structurale et calcul des indices de performance

Les barrages-poids, comme tout autre type de structure, ont des points de faiblesse. Les mécanismes de défaillance dominants de ces structures sont le glissement et le renversement. (ANCOLD, 1991). Selon (CDA, 2013), les barrages en béton doivent, en plus du glissement et du renversement, résister aux contraintes excessives dans le béton et l'infiltration excessive dans les joints de reprises de bétonnage. D'autres chercheurs comme (Izrailovich et al., 2021) font référence à un autre mode rupture : le soulèvement du barrage par la force de sous-pression. Cependant, ce mode de rupture se rapproche du renversement.

L'élément clé de la plupart des mécanismes de défaillance des barrages est la fissuration. En fait, les fissures peuvent se développer à l'interface béton-fondations et entre les joints de reprises de bétonnage et dans les fondations. Ces fissures modifient les forces appliquées à la structure et créent

des points de faiblesse. Par exemple, une fissure à l'interface béton-fondations modifie les contraintes de sous-pression agissant sur la base de la structure. (Léger, 2023b)

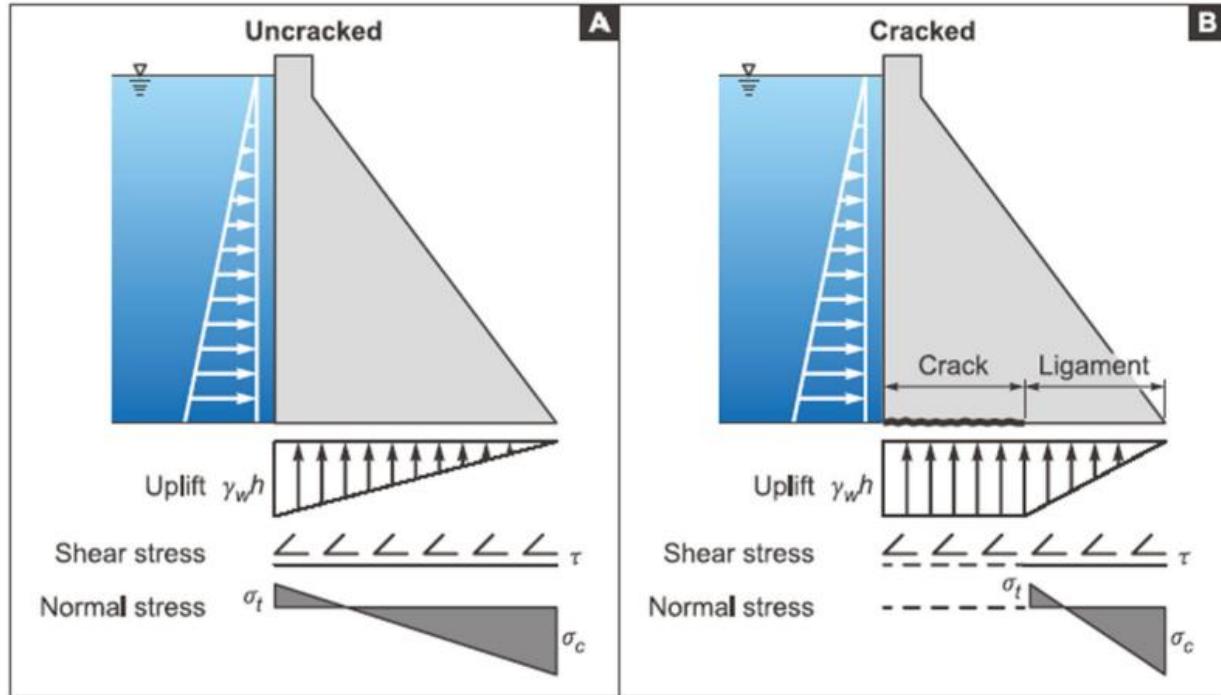


Figure 2.1 Contraintes à la base du barrage sans (A) et avec (B) fissure (Léger, 2023b)

Le calcul des contraintes normales dans les plans de rupture par la méthode de gravité se fait à l'aide de l'équation suivante. (Léger, 2023b)

$$\sigma = \frac{\sum F_V}{A} \pm \frac{\sum M \times y}{I} \quad (2.1)$$

Où.

- σ : Contrainte normale ($\sigma > 0$ signifie une contrainte de tension)
- $\sum F_V$ = Somme des forces verticales
- A = Aire de la section
- $\sum M$ = Somme des moments fléchissants autour d'un point
- y = Distance de la fibre comprimée jusqu'à l'axe neutre
- I = Moment d'inertie

Le facteur de sécurité au glissement FSG (SSF en anglais) peut être calculé en appliquant les principes d'équilibre des corps rigides. En fait, ce facteur correspond au ratio entre la résistance au cisaillement (τ_F) obtenue de l'enveloppe de Mohr-Coulomb et la force de cisaillement appliquée (τ) à la surface de rupture, comme montré ci-dessous. (USACE, 1995)

$$SSF = \frac{\tau_F}{\tau} = \frac{\sigma \tan\phi + c}{\tau} \quad (2.2)$$

Où :

- σ : Contrainte normale
- ϕ : Angle de frottement à l'interface étudiée
- c : Cohésion

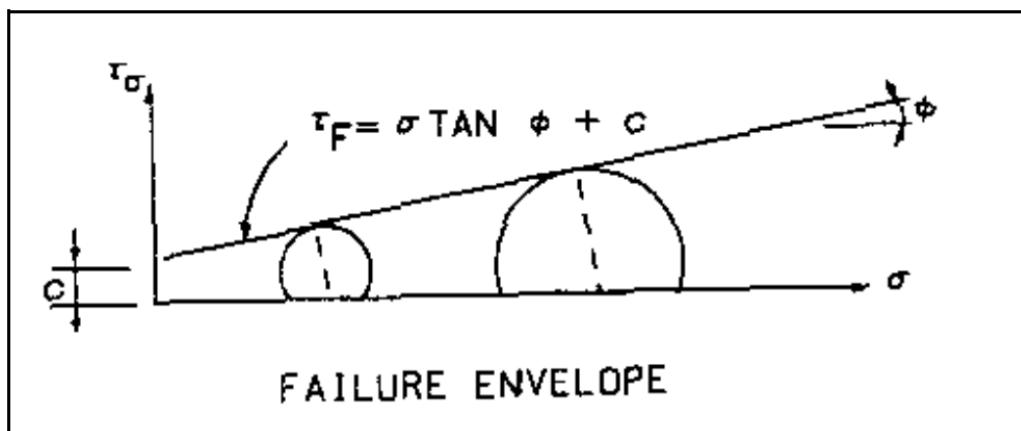


Figure 2.2 Enveloppe de rupture Mohr-Coulomb (USACE, 1995)

Cette équation peut également être écrite différemment en intégrant l'aire en compression à la base dans le joint. (Leclerc & Léger, 2014)

$$SSF = \frac{(\Sigma V + U) \tan\phi + C A_c}{\Sigma H} \quad (2.3)$$

Où :

- ΣV = Somme des forces verticales excluant les sous-pressions
- U = Force résultante des sous-pressions
- ϕ = angle de friction (valeur de pointe ou résiduelle)

- C = cohésion
- A_C = Aire en compression
- $\sum H$ = Somme des forces horizontales

Ce facteur de sécurité peut être calculé avec les valeurs des contraintes au pic et avec les valeurs post-pic (résiduelles). Ce concept est illustré dans la Figure 2.3 où il est possible de constater la diminution de la résistance au cisaillement après le pic (Léger, 2023b). La différence principale est au niveau de la cohésion entre les deux surfaces. La cohésion dans la plupart des cas peut être considérée nulle, sauf si des essais sur des échantillons et des études donnent des valeurs plus précises. (CDA, 2013)

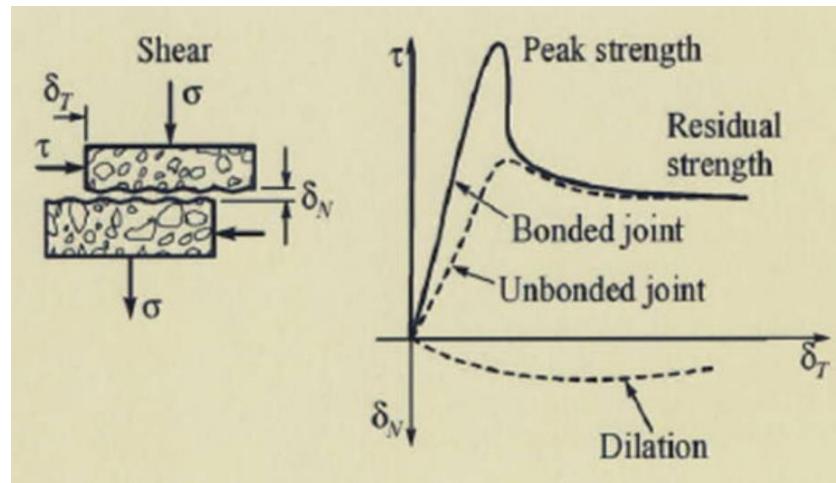


Figure 2.3 Résistances en cisaillement au pic et résiduelle (Léger, 2023b)

Suite à l'initiation de la fissure, un processus itératif est déclenché dans la méthode de gravité afin de calculer la longueur de la fissure, recalculer les contraintes et enfin essayer de retrouver l'équilibre de la structure, comme montré dans la Figure 2.4. (Leclerc & Léger, 2014)

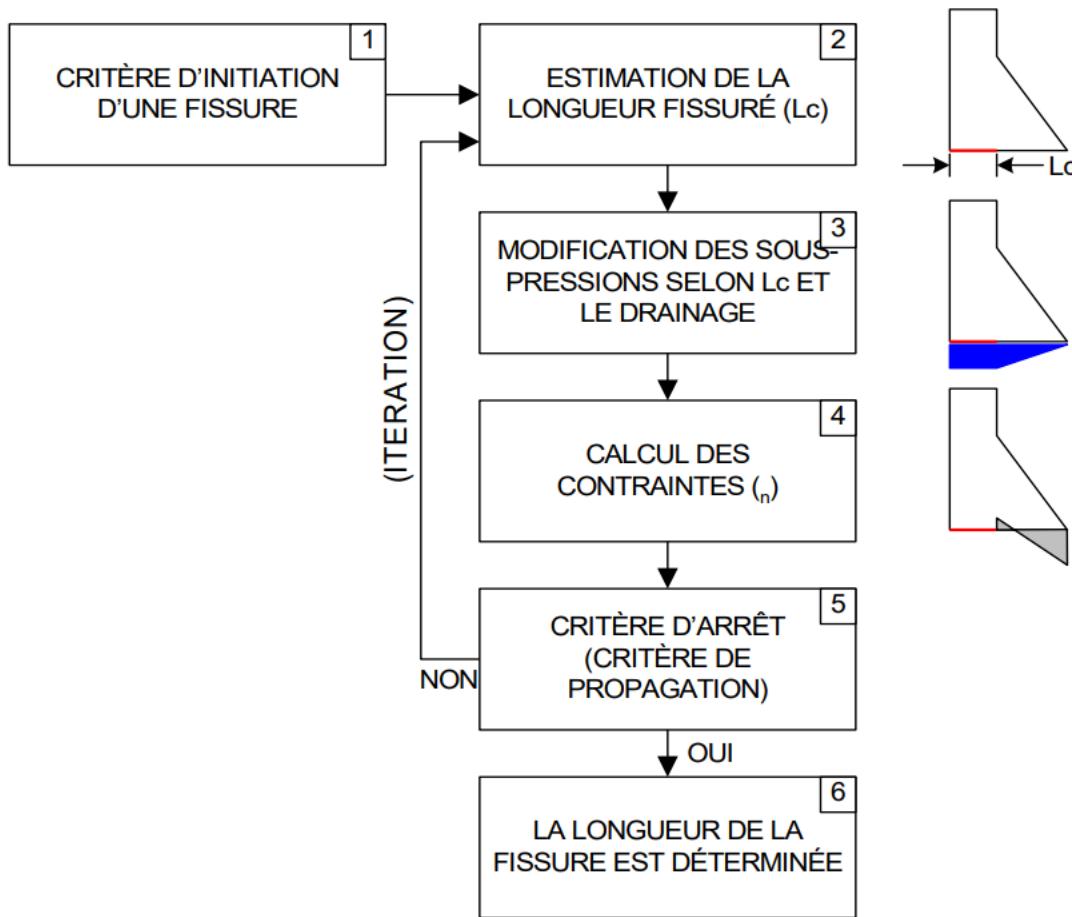


Figure 2.4 Processus itérative pour le calcul de la longueur de la fissure (Leclerc & Léger, 2014)

Un deuxième indicateur peut être calculé pour assurer la stabilité de la structure contre le renversement. Cet indicateur est le ratio de la somme des moments, ΣM , autour du pied de l'aval de la structure et la somme des forces verticales, ΣV , appliquées sur la structure. Cet indicateur qui correspond à la position de la résultante, en mètres, peut être calculé comme le montre l'équation suivante. (USACE, 1995)

$$\text{Position de la résultante} = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} \quad (2.4)$$

Il est ensuite possible de calculer la position de la résultante, en pourcentage de la base de la structure, pour évaluer si la force résultante se situe dans le tiers médian.

Une méthode progressive a été mise en place par (FEMA, 2014) pour évaluer la rupture des barrages selon une séquence logique d'événements.

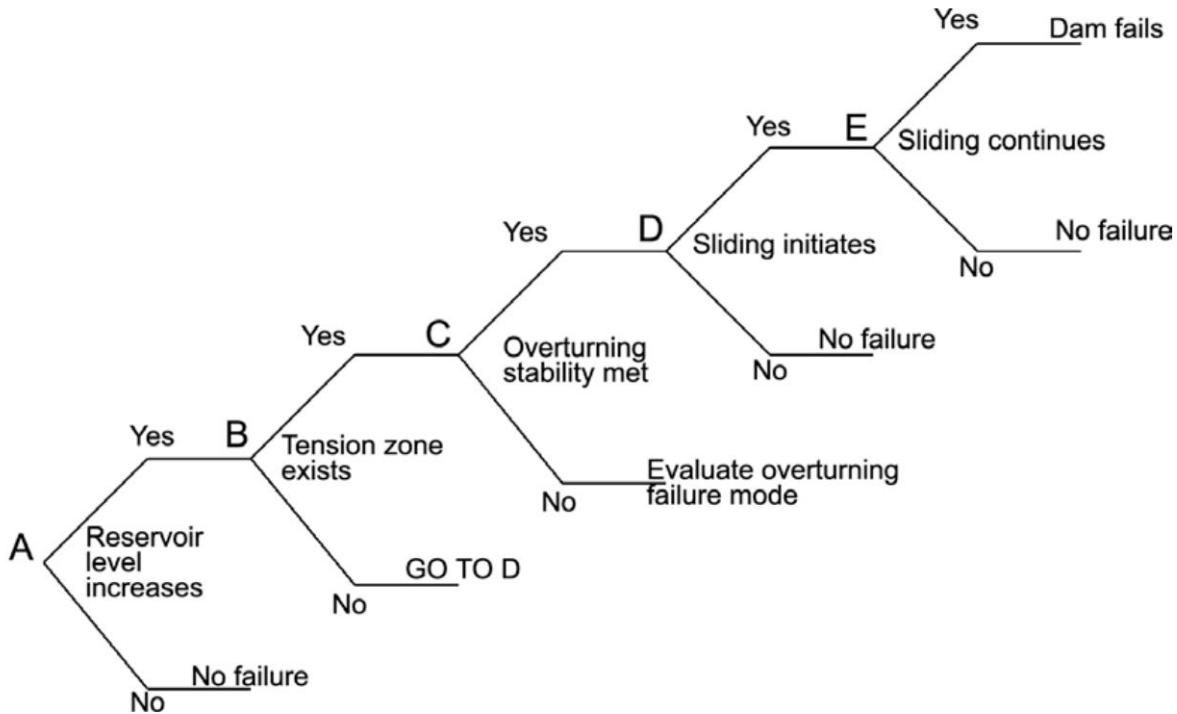


Figure 2.5 Arbre d'événements pour évaluer la stabilité du barrage (FEMA, 2014)

Les fissures dans les ouvrages hydrauliques sont presque toujours présentes, mais seules les fissures qui pénètrent profondément les barrages attirent l'attention des ingénieurs, car elles peuvent réduire la résistance de la structure et par conséquent affecter l'intégrité structurale (Bhattacharjee & Léger, 1992). Les fissures sont initiées dans un barrage lorsque la contrainte principale est égale à la résistance en traction. De plus, lorsqu'une fissure est initiée sur la face amont du barrage, et que le béton est homogène, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de plan de faiblesse en particulier, elle a souvent tendance à poursuivre son chemin en s'inclinant à 45° pour suivre le plan de rupture en traction diagonale causé par le cisaillement. Évidemment, ce comportement change lorsque la fissure rencontre des plans de faiblesse comme un joint de reprises de bétonnage (Léger, 2023b). Ce principe est illustré à la Figure 2.6. Également, en appliquant les principes du cercle de Mohr, il est possible de prédire l'orientation de la fissure selon les différentes contraintes appliquées, comme montré dans la Figure 2.7.

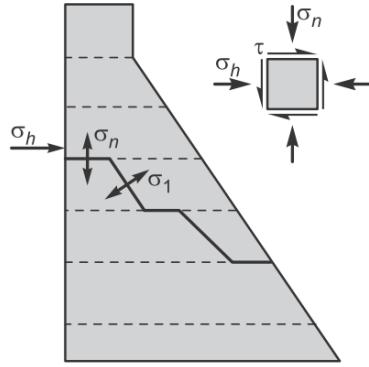


Figure 2.6 Propagation de la fissure dans le corps d'un barrage en béton (Léger, 2023b)

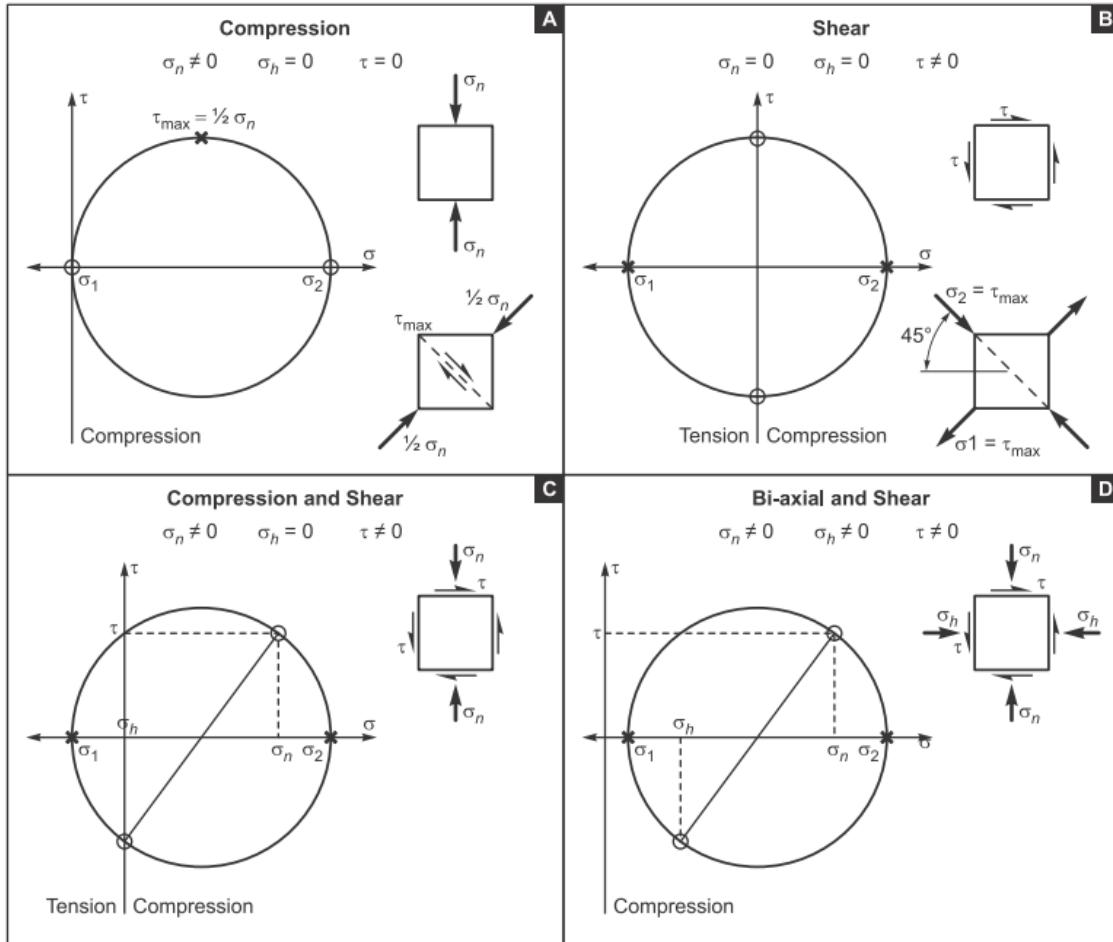


Figure 2.7 Cercle de Mohr pour l'initiation et la propagation de la fissure (Léger, 2023b)

En suivant les contraintes principales, les fissures peuvent quitter les joints de bétonnage et plonger dans le corps du barrage, comme montré dans la Figure 2.8. (Léger, 2023b)

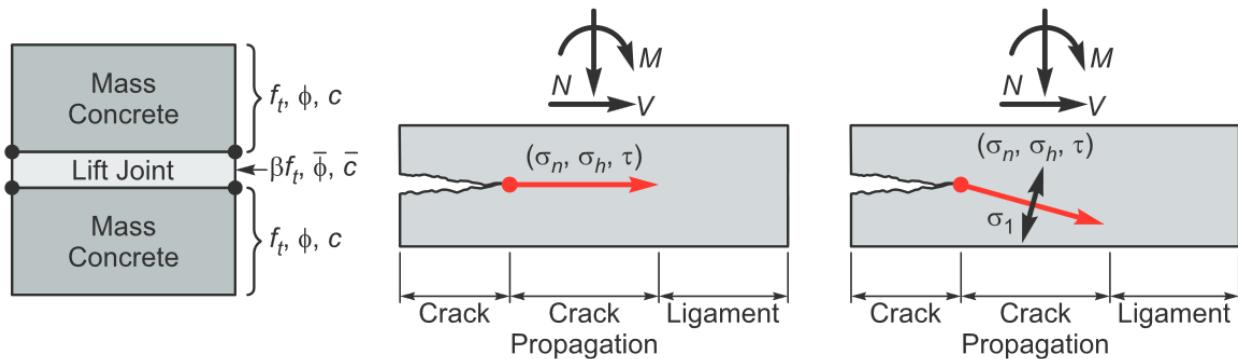


Figure 2.8 Propagation de la fissure et contraintes normale et principale. (Léger, 2023b)

La Figure 2.9 illustre deux exemples de barrages ayant démontrés des fissures diagonales plongeantes. Le barrage Bandardara en Inde ne s'est pas rompu car il était courbe. Le barrage Bouzey en France s'est rompu.

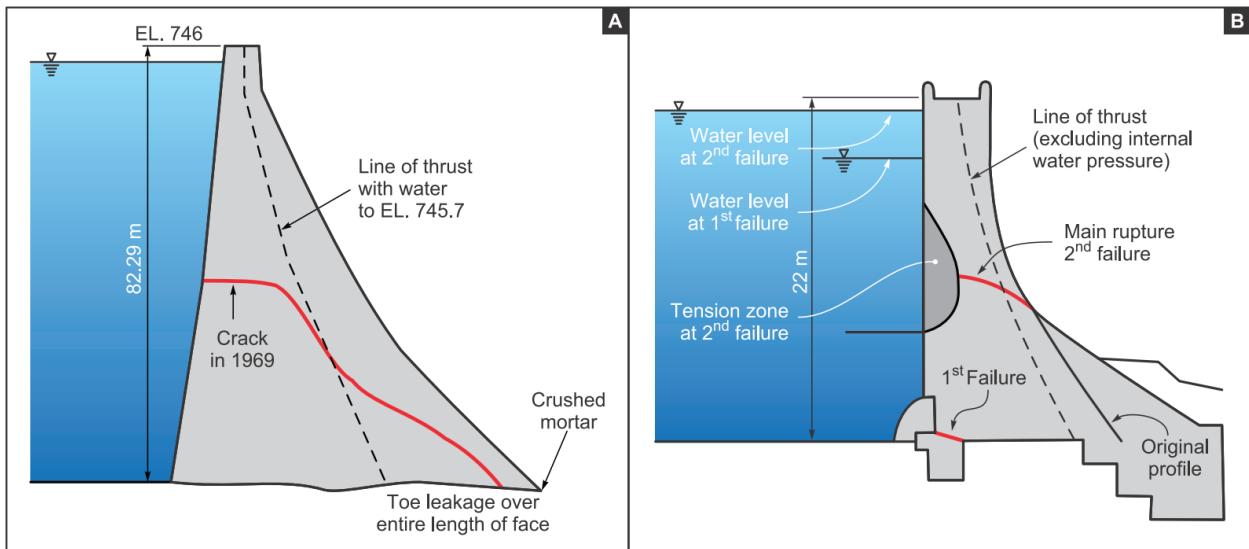


Figure 2.9 Rupture des barrages à cause des fissures plongeantes. Barrage Bandardara (A) et barrage Bouzey (B) (Léger, 2023a)

(ANCOLD, 1991) recommande d'analyser la possibilité de formation des fissures diagonales dès l'initiation de la fissure horizontale, et c'est d'ailleurs le mécanisme de défaillance observé à la rupture du barrage Bouzey en France montré dans la Figure 2.9.

Selon (Lombardi, 1988), lorsque la fissure est créée par seulement un moment fléchissant, elle va s'initier perpendiculairement à la face amont du barrage et elle va poursuivre dans la même direction (ex. joint de bétonnage). Toutefois, lorsqu'une contrainte de cisaillement agit dans la section, la fissure a tendance à s'incliner et à suivre la direction de la traction diagonale engendrée par le cisaillement. De plus, même si la rupture du barrage Malpasset en France s'est produite pour des raisons géologiques, la forme de la rupture de certains blocs du barrage laisse croire que le phénomène des fissures inclinées était présent (Figure 2.10), selon (Lombardi, 1988).

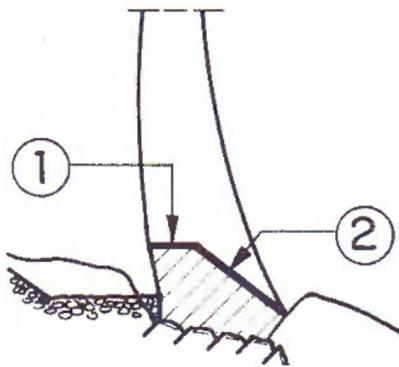


Figure 2.10 Barrage Malpasset. (1) Fissure en amont causée par le moment fléchissant. (2) Fissure en aval causée par les contraintes en tension (principales) produites par les forces transversales (cisaillement). Adapté de (Lombardi, 1988)

Les partons de fissuration ainsi que les fissures plongeantes sont analysés par (Mgalobelov & Nefedov, 1985) et (Léger, 1997) pour un barrage de 116m de hauteur. La Figure 2.11 illustre les fissures diagonales obtenues avec un niveau d'eau est de 112m. Il est possible de voir que la longueur de fissuration dans les joints ainsi que l'emplacement des fissures plongeantes sont similaires dans les deux cas d'analyse. En effet, une rangée mince d'éléments finis spéciaux est utilisée dans les modèles pour simuler les joints de reprise de bétonnage. La différence principale entre les deux analyses réside dans la définition de la courbe contrainte-déformation où (Léger, 1997) a introduit un variable de dommage d pour décrire le passage d'un état élastique τ_E à un état résiduel τ_R de la contrainte en cisaillement (Figure 2.12). De l'autre côté, une équation empirique est développée par (Mgalobelov & Nefedov, 1985). Les équations utilisées par (Léger, 1997) et par (Mgalobelov & Nefedov, 1985) sont montrées dans la Figure 2.12.

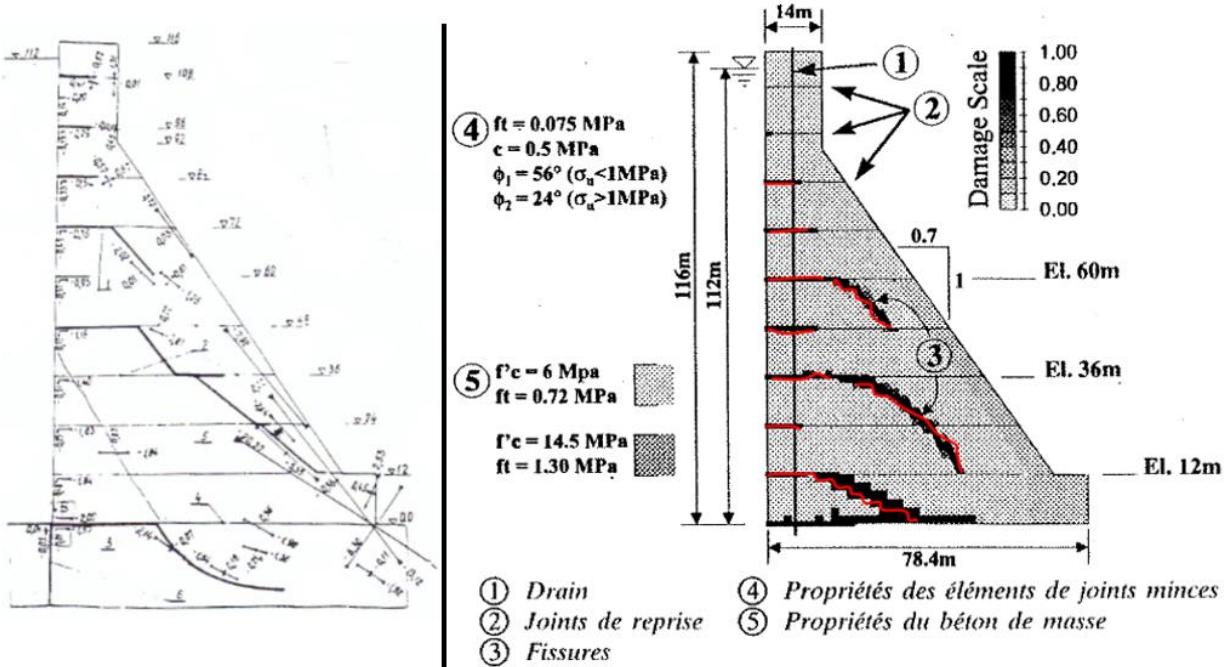


Figure 2.11 Patrons de fissuration dans un barrage de 116m de hauteur obtenus par (Mgalobelov & Nefedov, 1985) (gauche) et par (Léger, 1997) (droite).

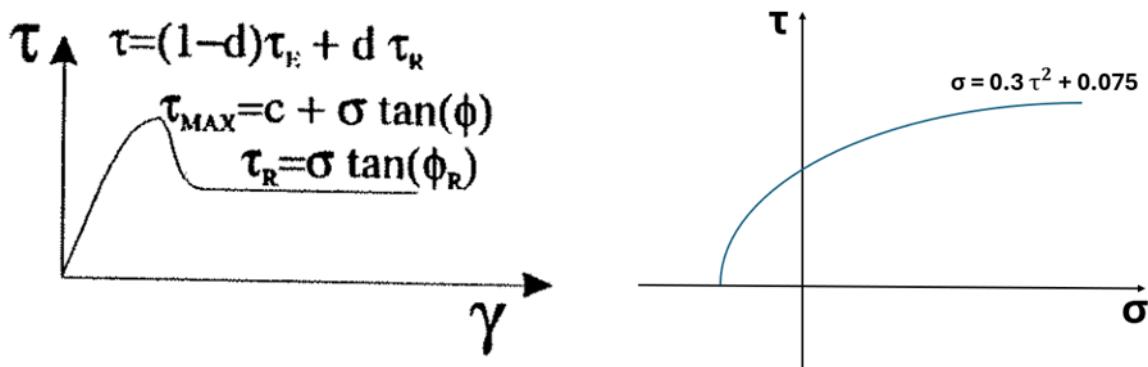


Figure 2.12 Comportement des joints de reprise de bétonnage en cisaillement. Gauche : (Léger, 1997) et Droite : (Mgalobelov & Nefedov, 1985)

Un autre aspect à prendre en considération lors de l'analyse est le ratio des modules d'élasticité du béton de du roc. Le calcul de la stabilité des barrages par la méthode de gravité ne tient pas compte des modules d'élasticité dans les équations. Cependant, un calcul par éléments finis peut intégrer ces deux modules pour donner des résultats plus proches de la réalité. Une comparaison entre plusieurs cas de ce ratio est présenté dans (FEMA, 2014). La Figure 2.13 présente la distribution

des contraintes de compression à la base d'un barrage poids de 30,48 m (100 ft) de hauteur selon un calcul par la méthode de gravité, un calcul par éléments finis avec E_{ratio} ($E_{ratio} = E_{roc}/E_{béton}$) égale à 0,25 (fondations molles) et un dernier calcul avec E_{ratio} élevé représentant une fondation très rigide.

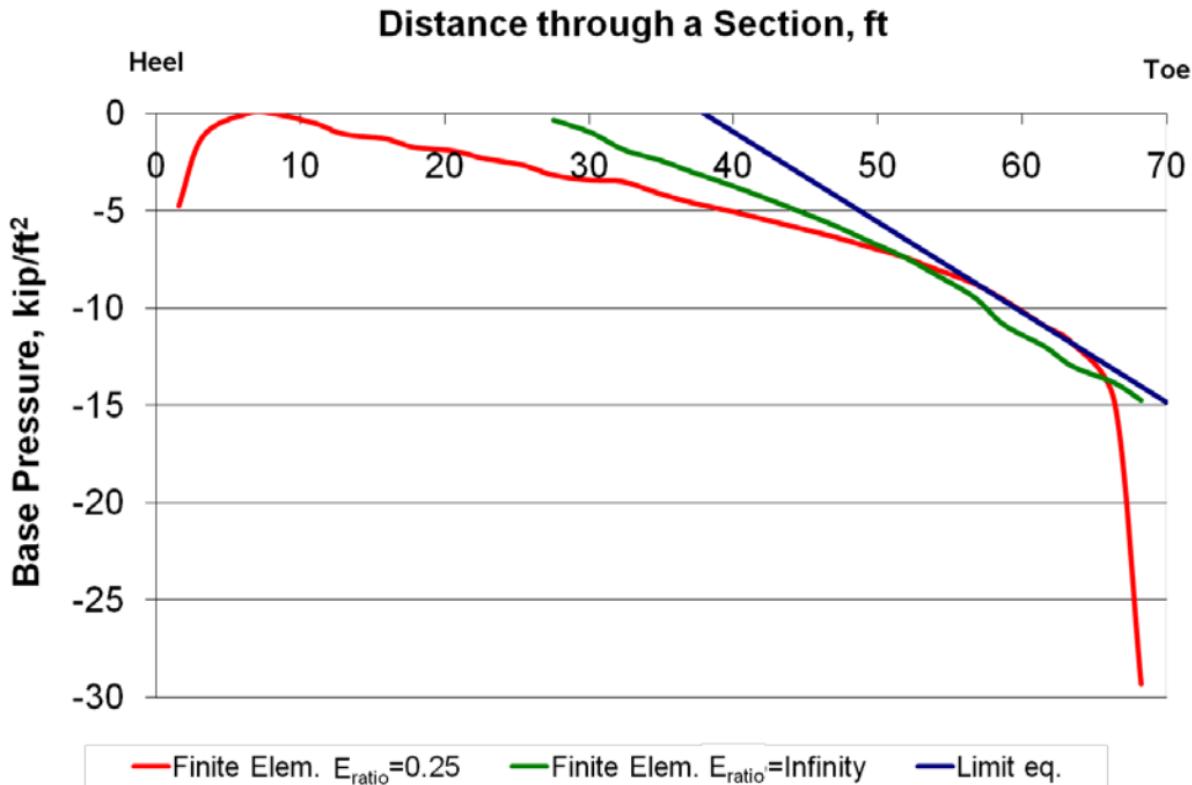


Figure 2.13 Distribution des contraintes de compression à la base d'un barrage selon plusieurs ratios de modules d'élasticité (FEMA, 2014)

Selon cette figure, il est possible de remarquer que les contraintes de compression sont distribuées sur toute la base de la structure lorsque le ratio des modules d'élasticité est faible. Les résultats du ratio très élevé se rapprochent des résultats de la méthode de gravité (*limit equilibrium* en anglais) où ces modules ne sont pas considérés dans les calculs.

Une modification de ce ratio $E_{roc}/E_{béton}$ peut cependant aider à trouver le ratio à partir duquel la longueur de fissuration à la base de la structure se stabilise. Cette analyse a été effectuée par (FEMA, 2014) et le résultat obtenu est montré à la Figure 2.14.

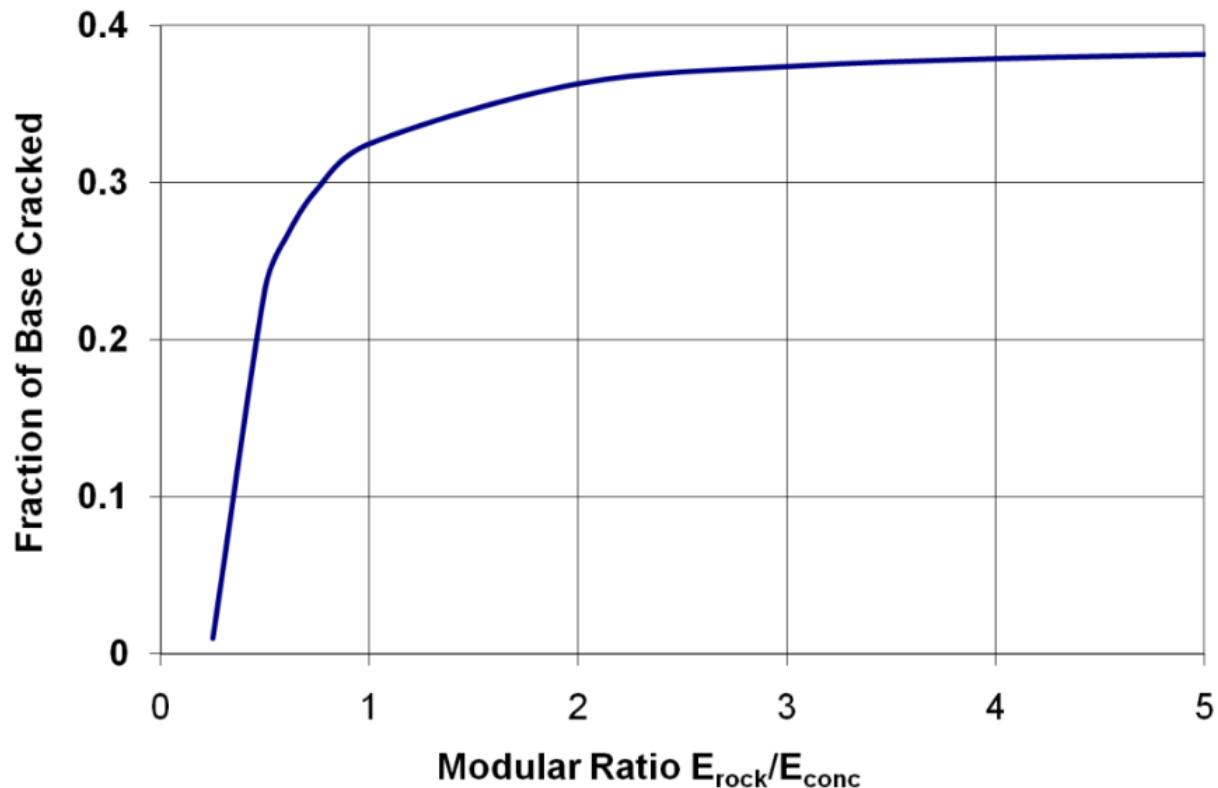


Figure 2.14 Effet du ratio des modules d'élasticité sur la fissure à la base de la structure (FEMA, 2014)

Selon cette figure, la longueur de la fissure est très sensible au ratio lorsque le module du roc est moins élevé de celui du béton. À partir d'un ratio de 1,5 à 2, il est possible de considérer que l'effet du ratio est minime sur la longueur de la fissure (FEMA, 2014). Une analyse similaire effectuée par (FERC, 2016) conduit aux mêmes conclusions.

2.3 Analyse structurale des barrages par la méthode de gravité et lignes directrices

Dans cette section, un survol sur deux différents guides de sécurité de barrages est effectué afin de comprendre la façon dont la méthode de gravité est appliquée pour l'évaluation de la stabilité des barrages.

2.3.1 CDA 2013

L'Association Canadienne des Barrages (CDA) ou *Canadian Dam Association*, en anglais, a produit en 2007 des recommandations sur la sécurité des barrages. Ce guide, révisé en 2013 n'est pas considéré comme une norme de construction, mais plutôt comme des lignes directrices pour guider l'analyse de sécurité structurale. Une méthode de classification dépendant des conséquences est présentée par l'ACB. Cette méthode consiste à identifier la population à risque (PAR) en cas de rupture de barrage ainsi que les pertes de vie et les dommages sur les plans environnemental, culturel et économique. Le Tableau 2.1 illustre cette classification.

Tableau 2.1 Classification des barrages (CDA, 2013)

Classe du barrage	Population à risque [note 1]	Pertes incrémentales		
		Pertes de vie [note 2]	Valeurs sur le plan de l'environnement et de la culture	Infrastructure et pertes économiques
Risque faible	Aucune	0	Pertes à court terme minimales Aucune perte à long terme.	Faibles pertes économiques; zone ne comptant qu'un nombre limité d'infrastructures ou de services.
Risque important	Temporaire seulement	Nombre non spécifié	Aucune perte significative ou détérioration de l'habitat piscicole ou faunique. Perte d'habitat marginal seulement. Restauration ou indemnisation en nature très possible.	Pertes d'installations de loisirs, de lieux de travail saisonnier et de voies de transport peu utilisées.
Risque élevé	Permanente	10 ou moins	Perte ou détérioration d'une partie <i>importante</i> de l'habitat piscicole ou faunique. Restauration ou indemnisation en nature très possible.	Pertes économiques élevées touchant les infrastructures, le transport public et les installations commerciales.
Risque très élevé	Permanente	100 ou moins	Perte ou détérioration importante de l'habitat piscicole ou faunique <i>essentiel</i> . Restauration ou indemnisation en nature possible, mais non pratique.	Pertes économiques très élevées touchant des infrastructures ou des services importants (p. ex. autoroutes, installations industrielles et installations d'entreposage de produits dangereux).
Risque extrême	Permanente	Plus de 100	Perte majeure de l'habitat piscicole ou faunique <i>essentiel</i> . Restauration ou indemnisation en nature impossible.	Pertes extrêmes touchant des infrastructures ou des services essentiels (p. ex. hôpitaux, complexes industriels importants et grandes installations d'entreposage produits dangereux).

L'ACB (2013) fait appel à deux méthodes pour l'analyse structurale, la première est fondée sur le risque et la deuxième est basée sur les normes. La première méthode dépend des analyses déterministes et des analyses probabilistes. La deuxième méthode est plutôt basée sur les facteurs de sécurité faisant intervenir les charges et les résistances.

En fait, les contraintes dans les régions critiques sont déterminées à l'aide de la méthode déterministe. Ensuite, ces valeurs sont comparées aux critères déterministes de stabilité et de rupture ultime. Le calcul déterministe considère différents scénarios de chargements avec la valeur nominale de résistance et des facteurs de sécurité à obtenir.

Au niveau de l'analyse structurale, afin d'assurer la stabilité des barrages-poids, l'ACB propose de considérer des indicateurs de performance. Ces indicateurs doivent tenir compte de la position de la force résultante sur la structure, les contraintes normales et de cisaillement ainsi que les facteurs de sécurité contre le glissement. Les limites à respecter pour l'analyse de stabilité tiennent compte de l'incertitude liée à l'analyse, aux propriétés de matériaux ainsi que la classification des barrages. (CDA, 2013) Le Tableau 2.2 présente les critères d'admissibilité en fonction de la combinaison des charges. Il est possible de remarquer que la limite est plus sévère pour les conditions normales et pour les cas étudiés sans données expérimentale de résistance spécifiques au site, comme des essais sur site ou sur des carottes représentatives des matériaux utilisés. Enfin, afin d'effectuer une analyse adéquate et fiable de la stabilité, l'ACB recommande d'identifier les modes de rupture pour tous les scénarios de chargement possibles et d'analyser la stabilité de la structure pour les pires scénarios.

Tableau 2.2 Critères d'acceptance pour les barrages-poids en béton (CDA, 2013)

Combinaison de charges	Position de la force résultante (pourcentage de la base en compression)	Contrainte normale en compression [note 1]	Coefficient de sécurité pour glissement		
			Frottement seulement	Frottement et cohésion [note 2]	
				Avec essais	Sans essais
Habituelle	De préférence à l'intérieur du crénage (tiers médian de la base: 100 % de compression); toutefois, pour les barrages existants, il pourrait être acceptable d'avoir une petite portion de la base à 0 de compression, si tous les autres critères d'acceptation sont respectés [note 3].	$< 0,3 \times f'_c$	$\geq 1,5$	$\geq 2,0$	$\geq 3,0$
Inhabituelle	75 % de la base en compression, pourvu que tous les autres critères d'acceptation soient respectés.	$< 0,5 \times f'_c$	$\geq 1,3$	$\geq 1,5$	$\geq 2,0$
Crue extrême	À l'intérieur du périmètre de la base, pourvu que tous les autres critères d'acceptation soient respectés.	$< 0,5 \times f'_c$	$\geq 1,1$	$\geq 1,1$	$\geq 1,3$
Séisme extrême	À l'intérieur du périmètre de la base, mais la présence instantanée de la résultante à l'extérieur du périmètre de la base peut être admise.	$< 0,9 \times f'_c$	[note 4]		
Post-séisme	À l'intérieur du périmètre de la base.	$< 0,5 \times f'_c$	$\geq 1,1$ [note 5]	[note 6]	

Note 1. f'_c est la résistance en compression du béton.

Note 2. Compte tenu de l'incidence importante que peut avoir un très faible degré de cohésion sur la résistance au cisaillement des petits et moyens barrages, on ne doit utiliser un degré de cohésion dans le calcul du facteur de sécurité pour glissement qu'avec une extrême prudence.

Note 3. Il est très important de tenir compte de tous les modes de rupture dans le cadre d'un scénario où la base est fissurée.

Note 4. La charge sismique est utilisée pour établir l'état post-séisme du barrage.

Note 5. Si l'analyse post-séisme indique la nécessité de prendre une mesure corrective, celle-ci doit être prise dans les plus brefs délais, de façon à ramener les facteurs de sécurité à leurs valeurs antérieures au séisme.

Note 6. Il faut porter une attention particulière à la résistance au cisaillement fondée sur le frottement et la cohésion, car la surface analysée pourrait fort bien ne pas demeurer en compression durant tout le séisme, ce qui pourrait entraîner la fissuration, ce qui modifiera les paramètres de résistance.

2.3.2 ANCOLD 1991

Le comité national australien pour les grands barrages, en anglais *Australian National Committee On Large Dams* (ANCOLD) a publié en novembre 1991 des lignes directrices pour la construction de nouveaux barrages et pour l'évaluation des barrages existants. Le but de ce rapport est de fournir des critères de conception et des coefficients de pondération pour les charges ainsi que pour la résistance des matériaux de construction. De plus, ce rapport discute des types de défaillance. La considération des charges et surtout la sous-pression appliquées sur la structure est similaire aux approches discutées dans les sections précédentes.

Selon (ANCOLD, 1991), l'évaluation de la stabilité des barrages contre les modes de rupture doit être fait dans les conditions ultimes juste avant la rupture. Pour prendre en considération la distribution statistique de ces valeurs et pour fournir une certaine marge, (ANCOLD, 1991) introduit certains facteurs à multiplier par les charges appliquées sur la structure. (ANCOLD, 1991) propose deux méthodes pour le calcul des contraintes, la méthode de porte-à-faux et la méthode des éléments finis (ÉF). La première méthode consiste à calculer les contraintes selon la méthode statique en considérant que les surfaces planes restent planes. Cependant, ce principe ne peut pas être considéré dans toutes les sections de la structure. Dans ce cas, des analyses plus sophistiquées sont exigées. En absence de ces analyses, (ANCOLD, 1991) propose d'utiliser un facteur de 3 pour prendre en considération la concentration de contraintes en amont et à l'interface béton-fondations, et un facteur de 10 est recommandé à la pointe de la fissure pour les contraintes de traction.

Comme les contraintes de tension peuvent causer des fissures si elles dépassent un certain seuil, (ANCOLD, 1991) conseille de ne pas seulement considérer la formation des fissures horizontales, mais également les fissures diagonales qui peuvent se former à 45 degrés de l'horizontal. La deuxième méthode d'analyse est celle des éléments finis. Cette méthode peut être utilisée pour des analyses bidimensionnelles (2D) et tridimensionnelles (3D). La méthode d'ÉF peut être utilisée pour modéliser les fissures ainsi que pour calculer la longueur de celles-ci. De plus, il est possible de prédire les endroits où la fissure s'incline à 45 degrés (ANCOLD, 1991). Pour évaluer la stabilité des barrages-poids contre le renversement, (ANCOLD, 1991) conseille d'examiner les contraintes à la pointe des fissures ainsi que la propagation de celles-ci. La stabilité contre la propagation de la fissure peut être évaluée en observant les contraintes de tension à la pointe de la fissure pour un petit allongement de celle-ci. Si la contrainte reste stable en tension, c'est alors métastable. Si les

contraintes deviennent des contraintes de compression, la situation est alors stable. Enfin, si les contraintes de tension augmentent, la fissure commence à propager et cela peut conduire à une rupture soudaine. (ANCOLD, 1991)

2.4 Méthode des éléments finis linéaires et concentration des contraintes

Le principe de la méthode des éléments finis repose sur la discréétisation de la géométrie en un modèle mathématique d'éléments connectés via des nœuds. Le calcul des résultats entre ces nœuds se fait par des fonctions de forme (*Shape functions*) (Malm, 2016). Des fonctions linéaire et quadratique sont montrés dans la Figure 2.15.



Figure 2.15 Fonctions de forme linéaire et quadratique pour interpolation entre les nœuds.

(Malm, 2016)

Des techniques d'intégration numérique sont utilisées pour calculer les matrices de rigidité des éléments. Une des méthodes les plus couramment utilisées est celle de la quadrature de Gauss. La Figure 2.16 illustre un exemple d'intégration numérique en deux dimensions avec des points de Gauss. Dans cet exemple, l'intégration est d'ordre 2 dans la direction r et d'ordre 5 dans la direction s . Le nombre de points de Gauss pour que l'intégration soit exacte dans chaque direction est donné dans l'équation suivante où n est un nombre entier. (Bouaanani, 2011)

$$2n - 1 \geq \text{ordre d'intégration} \quad (2.5)$$

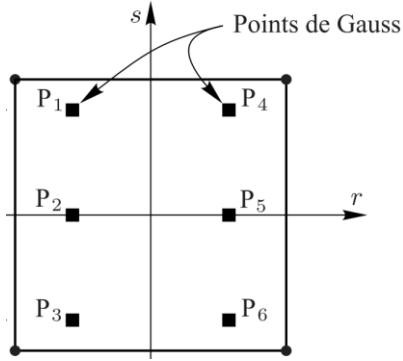


Figure 2.16 Intégration numérique 2D avec des point de Gauss (Bouaanani, 2011)

Les déplacements et les rotations sont calculés aux nœuds de l’éléments pour les degrés de liberté (DDL). Grâce à ces valeurs aux nœuds, les déformations aux points de Gauss peuvent être calculées. Ensuite, il est possible de calculer les contraintes correspondantes aux points de Gauss (Malm, 2016). Les éléments à 4 et à 8 nœuds sont illustrés dans la Figure 2.17.

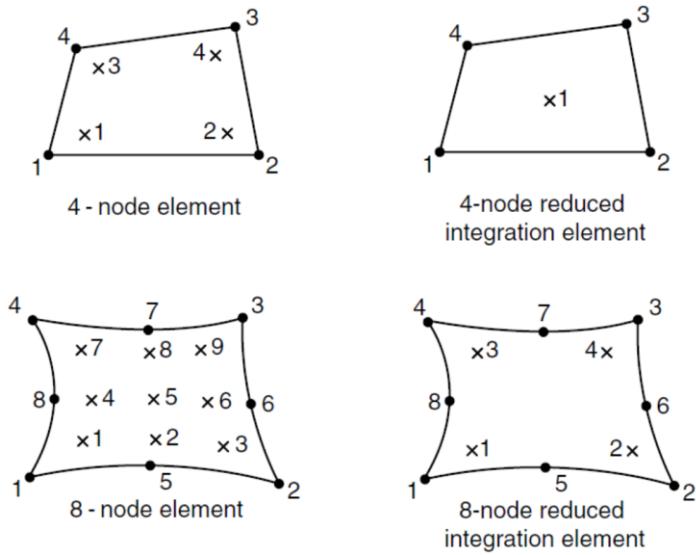


Figure 2.17 Éléments à 4 et à 8 nœuds ainsi que les points de Gauss. (Dassault Systèmes, 2014a)

Les éléments à intégration réduite offrent des avantages en termes d’efficacité énergétique et de temps de calcul, mais présentent une précision moindre. Leur principal inconvénient réside dans l’apparition du mode de déformation *Hourglass*, qui peut se manifester dans certaines situations. Ce phénomène se produit lorsque les déformations n’engendrent ni efforts ni contraintes au sein de l’élément, entraînant ainsi une énergie nulle après calcul des déformations. Cela conduit à une sous-

estimation de la rigidité et des contraintes dans l'élément. Cependant, les logiciels d'analyse par éléments finis intègrent des mécanismes pour atténuer ce phénomène et en limiter les impacts sur les résultats (Malm, 2016). Les éléments de maillage utilisés dans cette recherche sont des éléments cubiques de type *C3D8R* *C3D8R, 8-node linear brick, reduced integration, hourglass control*.

L'utilisation des éléments finis linéaires dans les barrages en béton peut causer un problème au niveau de la concentration des contraintes. (Léger, 2009) a testé plusieurs tailles de maillages et différentes formulations d'éléments à 4 nœuds (Q4) ou 9 nœuds (Q9) en contraintes planaires pour analyser ce phénomène sur un barrage-poids de 52m, comme montré dans la Figure 2.18. En effet, il est possible de constater que le maillage le plus fin (GD40EQ4) avec 40 éléments à la base du barrage présente une concentration de contraintes à l'amont plus importante que le maillage le plus grossier (GD8EQ4). La concentration de contraintes augmente avec le raffinement du maillage utilisé. Il n'est pas possible de capturer la concentration de contraintes avec la méthode de gravité, car celle-ci est basée sur la théorie des poutres, d'où la distribution linéaire des contraintes calculées par la méthode de gravité. (Léger, 2009)

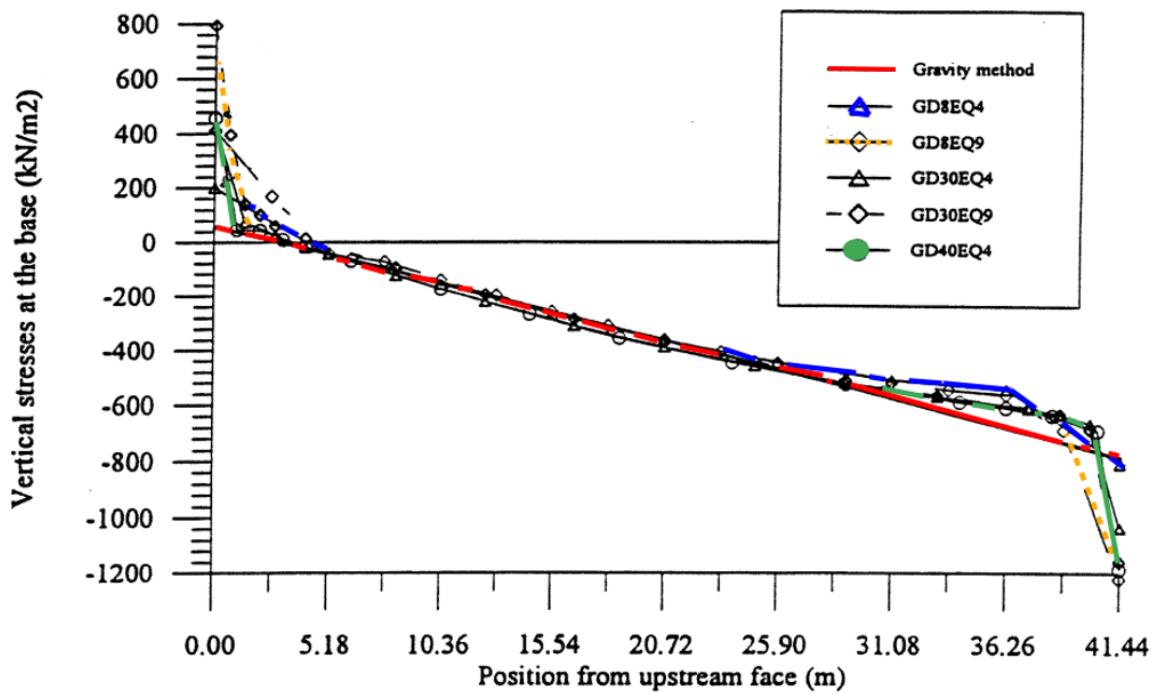


Figure 2.18 Effet de la taille de maillage sur la concentration des contraintes pour un barrage-poids de 52m. (Léger, 2009)

2.5 Méthode des éléments finis non-linéaires et considération de la fissuration

Deux types de non-linéarités sont considérés dans ce travail de recherche : la non-linéarité de matériaux et la non-linéarité de contact. La non-linéarité de matériaux est basée sur une loi de comportement non-linéaire du béton qui compose le corps du barrage. Plusieurs lois ont été suggérées dans la littérature, basées sur la mécanique de la rupture (*Fracture mechanics theory*), la théorie de plasticity (*Plasticity theory*) et/ou la théorie d'endommagement (*Damage theory*) (Malm, 2016). Certaines lois constitutives sont présentes dans les logiciels commerciaux et ont été utilisées dans le contexte d'éléments en béton non armé (Freitas et al., 2022): (i) *Concrete Damage Plasticity* (CDP/Abaqus) (Dassault Systèmes, 2014a), (ii) *Endommagement Progressif Multiaxial Tridimensionnel* (loi EPM3D programmée comme sous-routine dans Abaqus) (Massicotte & Ben Ftima, 2017), (iii) *Karagozian & Case Concrete* (KCC/LS-Dyna) (Malvar et al., 1997), (iv) *Continuous Surface Cap Model* (CSCM/LS-Dyna) (Murray, 2007) et (v) *StahlBETonAnalyse* (SBETA/ATENA) (Cervenka Consulting, 2015).

La loi constitutive utilisée pour la non-linéarité de matériaux dans le cadre de ce travail est *EPM3D* développée par (Massicotte & Ben Ftima, 2017). Cette loi tient compte de la fissuration en traction et de l'écrasement en compression du béton en se basant sur une théorie similaire à celle de l'endommagement. La courbe contrainte-déformation pour un élément de béton en tension est montrée dans la Figure 2.19

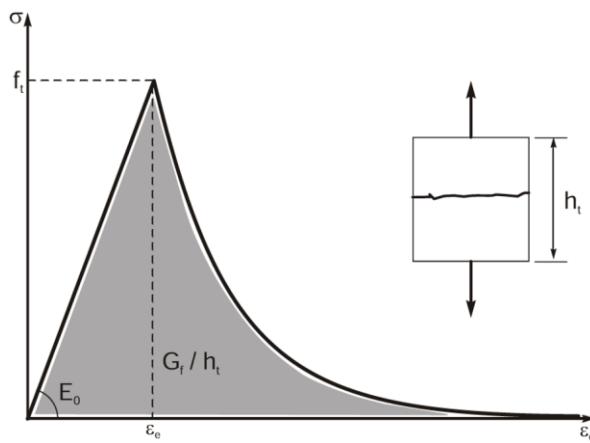


Figure 2.19 Comportement du béton pour des chargements uniaxiaux en tension (Massicotte & Ben Ftima, 2017)

Le comportement du béton en traction est issu d'une courbe contrainte-ouverture de fissure, assumée comme caractéristique du matériau (Figure 2.20). σ correspond à la contrainte en tension et w correspond à l'ouverture de fissure. La résistance en traction, notée f'_t , gère l'initiation de la fissure, tandis que la courbe post-fissuration, qui peut être représentée par l'énergie de fissuration notée G_F , gère la propagation de la fissure.

Les variables d'états utilisés dans le cadre de ce travail de recherche avec *EPM3D* sont SDV1, SDV13 et SDV28. L'acronyme SDV utilisé dans le logiciel Abaqus, vient de l'anglais et veut dire *State Dependent Variable*. Pour la loi EPM3D, SDV1 représente l'indice de dommage, indiquant la présence des fissures dans le béton. SDV13 représente la contrainte résiduelle en traction. Si le matériau n'est pas fissuré, SDV13 correspond à la résistance initiale en traction f'_t . Lorsqu'une fissure est initiée, la valeur de SDV13 diminue avec l'augmentation de l'ouverture de la fissure jusqu'à atteindre une valeur de zéro. Cet indicateur peut alors être utilisé pour repérer les fissures complètement ouvertes (macro-fissures) avec une valeur nulle de SDV13. L'indice SDV28 représente une estimation de l'ouverture de la fissure basée sur l'espacement des fissures (entré par l'utilisateur) et la déformation dans les points de Gauss correspondants. (Massicotte & Ben Ftima, 2017) La relation entre SDV13 et SDV28 est illustrée dans la Figure 2.20.

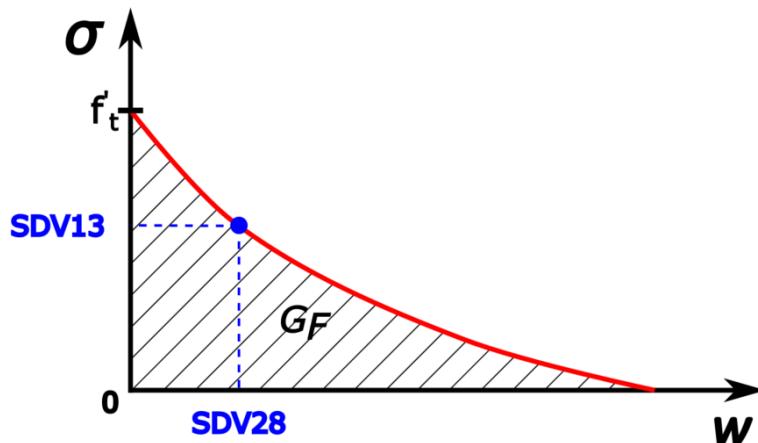


Figure 2.20 Courbe caractéristique en traction contrainte/ouverture de fissure et variables d'états SDV13 et SDV28.

Une des techniques d'utilisation des interfaces de contact est celle de contact général (*General Contact*). C'est cette méthode qui est utilisée dans les modèles de ce travail de recherche. Lorsque cette méthode est appliquée, Abaqus considère toutes les surfaces qui peuvent rentrer en contact à

chaque pas de temps. Il n'y a alors pas besoin de définir les surfaces de contact manuellement. De plus, Abaqus associe automatiquement les surfaces maître/esclave avec la discrétisation surface-à-surface (*surface-to-surface*). (Dassault Systèmes, 2014b)

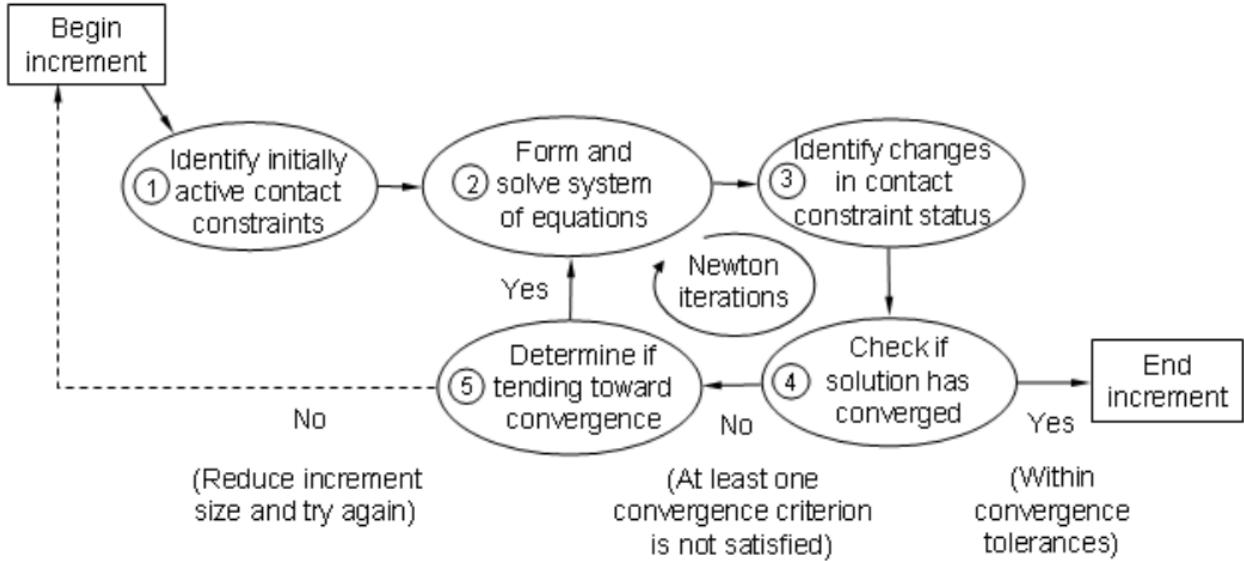


Figure 2.21 Algorithme de contact dans Abaqus. (Dassault Systèmes, 2014b)

L'algorithme de contact dans Abaqus est illustré dans la Figure 2.21 pour le comportement normal du contact (*Normal Behaviour*). L'équation de la méthode de résolution directe est la suivante. (Boulbes, 2020)

$$(K)\{u\} = \{F\} \quad (2.6)$$

Lorsque les multiplicateurs de Lagrange sont insérés dans cette équation, elle devient comme suit. (Boulbes, 2020)

$$\begin{pmatrix} K & B^T \\ C & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u \\ \lambda \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F \\ 0 \end{pmatrix} \quad (2.7)$$

Où K est la matrice de rigidité du modèle, u est le vecteur de solution recherché, F est le vecteur de forces nodales appliquées, C représente la matrice de coefficients de forces ($B=C$ lorsque les matrices sont symétriques), B^T est la matrice de distribution des coefficients de forces, λ est le vecteur de multiplicateurs de Lagrange de DDL (1 par force). La méthode stricte (*Hard Contact* - à gauche dans la Figure 2.22) peut rapidement rendre le système d'équation lourds et difficile à résoudre en raison de la taille importante de la matrice. (Boulbes, 2020)

La méthode de pénalité est une bonne estimation de la méthode stricte. En fait, lorsque cette méthode est utilisée, l'équation de résolution devient comme suit.

$$(K + K_p)\{u\} = \{F\} \quad (2.8)$$

Où K_p est la rigidité de pénalité et est calculée automatiquement par Abaqus. K_p est calculée pour être assez élevée pour ne pas causer une pénétration excessive et est calculée pour être assez basse pour ne pas causer des problèmes de convergence. L'utilisation de la méthode de pénalité améliore la convergence et ainsi le temps de résolution tout en ayant une bonne approximation de la méthode stricte. (Boulbes, 2020)

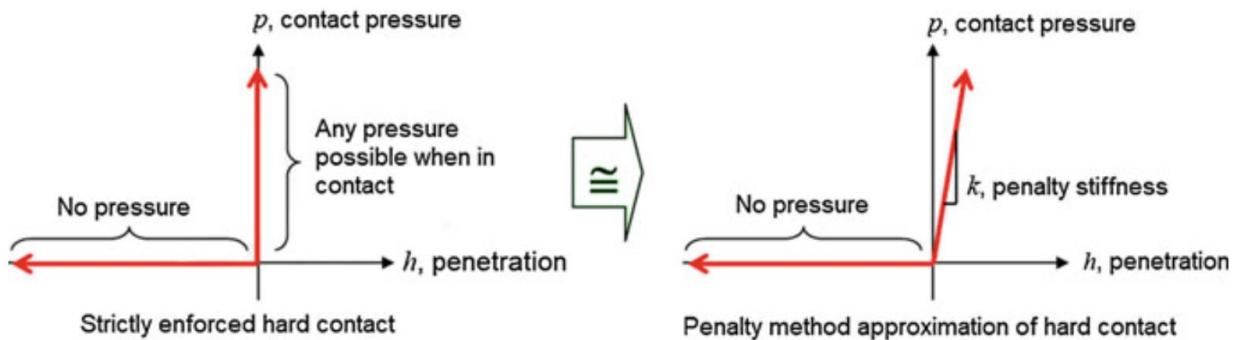


Figure 2.22 Formulation de contact avec la méthode stricte (*Hard Contact*) et de pénalité (*Penalty Method*). (Boulbes, 2020)

Ce même concept est appliqué pour le comportement tangentiel (*Tangential Behaviour*) des interfaces de contact. (Ben Ftima, 2018) L'algorithme de contact *General Contact* dans ABAQUS-Explicit est utilisé dans ce projet. Cet algorithme de contact, robuste et automatique, est capable de résoudre des problèmes de contact tridimensionnels complexes et très généraux. Grâce à un algorithme sophistiqué de suivi sur le domaine de contact, le logiciel identifie toutes les pénétrations nœud-à-face et arrête-à-arrête à chaque incrément de temps explicite et applique une contrainte de contact dans la direction normale en utilisant une méthode de pénalité.

Les joints de reprise de bétonnage peuvent être modélisés dans un barrage par une interface de contact, tel que discuté ci-haut, ou par des rangées d'éléments de béton avec des lois constitutives non-linéaires. La modélisation d'une rangée d'éléments de béton au lieu d'une interface de contact s'avère une technique plus simple pour la prise en compte d'évolution des sous-pressions dans les

joints de reprise de bétonnage. Un exemple de cette application est montré dans la Figure 2.23. Cette technique a été également utilisée par (Léger, 1997) pour l'analyse des fissures inclinées.

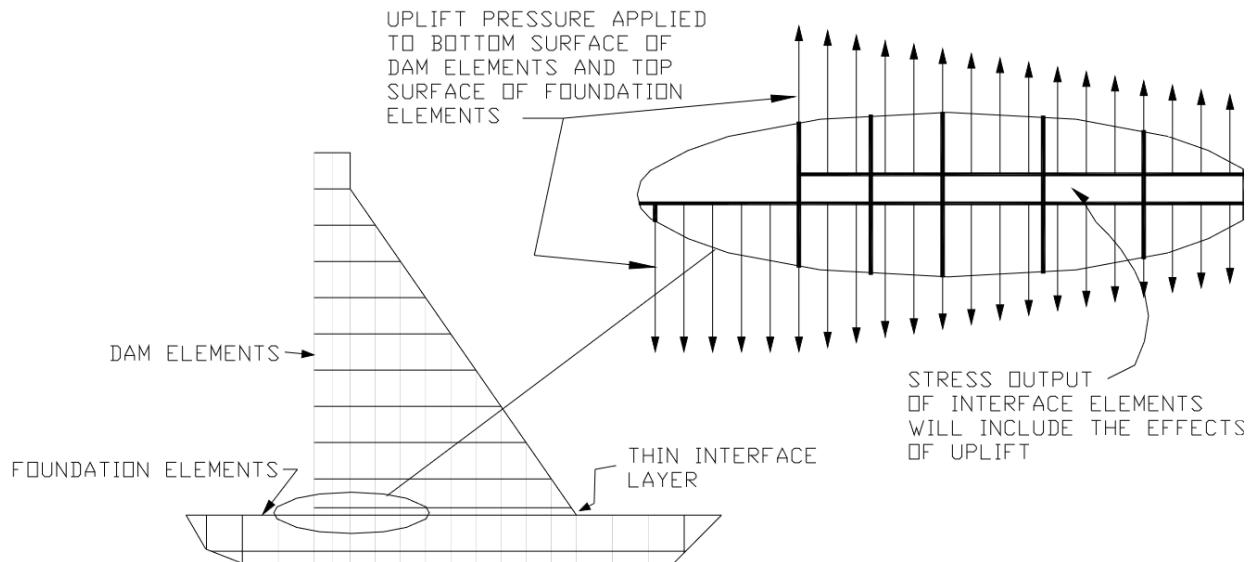


Figure 2.23 Utilisation d'une rangée d'éléments de béton au lieu d'interfaces de contact. (FERC, 2016)

Les fissures dans les éléments de béton peuvent être considérées selon deux approches : la fissuration diffuse (*Smeared crack*) et la fissuration discrète (*Discrete crack*). Les fissures discrètes sont représentées par des discontinuités physiques entre les éléments le long du chemin de fissuration. Les fissures diffuses sont distribuées dans l'élément, sans nécessairement avoir une discontinuité (Malm, 2016). L'approche de fissuration diffuse peut être utilisée au début de l'analyse pour prédire la localisation de la fissuration et d'effectuer un nouveau maillage avant de poursuivre l'analyse avec la méthode de fissurations discrètes (Léger, 2023b). Les Figure 2.24 et Figure 2.25 illustrent la différence entre la fissuration discrète et diffuse.

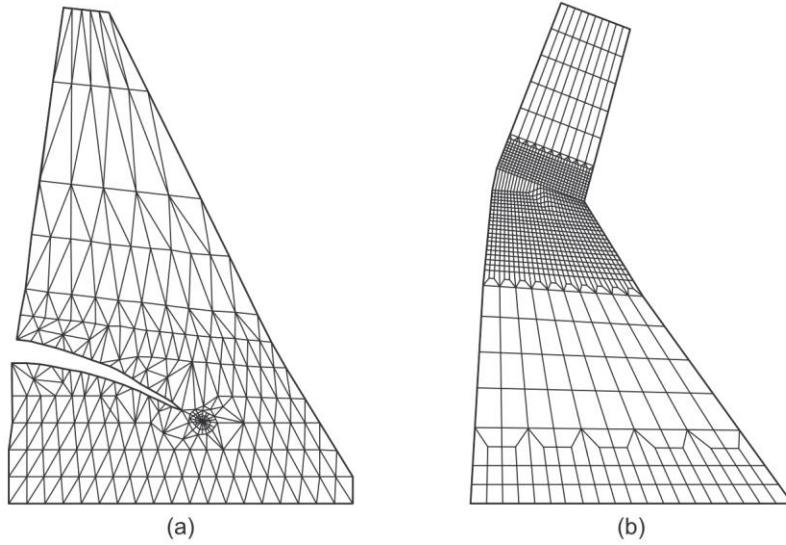


Figure 2.24 (a) Modèle de fissuration discrète. (b) Modèle de fissuration diffuse. (Léger, 2023b)

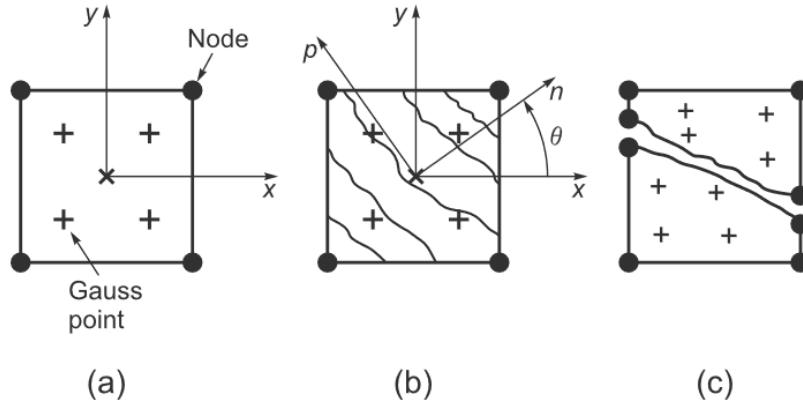


Figure 2.25 Fissuration du béton. (a) comportement élastique. (b) modèle de fissuration diffuse (*Smeared*). (c) modèle de fissuration discrète. Adapté de (Malm, 2016)

Les paramètres utilisés avec les deux modèles de fissuration discrète et diffuse sont différents. D'un côté, puisque les fissures discrètes sont basées sur la discontinuité physique, l'indicateur utilisé pour mesurer la fissuration est l'ouverture w de la fissure. En effet, les fissures discrètes sont initiées à l'intersection de deux éléments adjacents et l'ouverture est calculée à cet endroit lorsque le noeud se sépare en deux. De l'autre côté, les fissures diffuses apparaissent dans les points d'intégration (points de Gauss) et leur effet est distribué sur tout l'élément de béton. De ce fait, les déformations totales ε_{tot} dans un élément sont la somme des déformations élastiques ε_{el} du béton

sain et des déformations issues du calcul non-linéaire des fissurations ε_{cr} , comme montré dans l'équation suivante. (Malm, 2016)

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{cr} \quad (2.9)$$

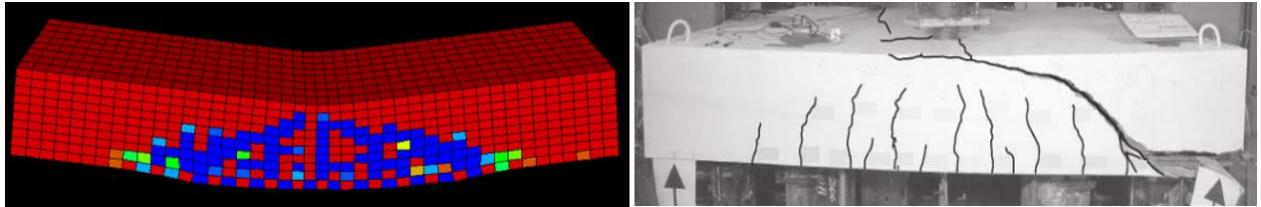


Figure 2.26 Exemple de fissurations diffuses dans une poutre en béton armé. Modèle numérique à la rupture (gauche) et modèle expérimental à la rupture (droite). (Ben Ftima, 2018)

Depuis l'introduction du concept de fissuration diffuse par (Rashid, 1968), cette approche intéresse les chercheurs pour prédire le comportement des fissures dans les régimes non-linéaires. De plus, le modèle de fissuration diffuse est implanté dans les logiciels de calcul par la méthode d'éléments finis ainsi que les modèles constitutifs tel que *EPM3D*. (Massicotte & Ben Ftima, 2017)

Il existe deux principaux modèles de fissuration diffuse (Bhattacharjee & Léger, 1994) : le modèle de fissuration rotationnelle coaxiale (*CRCM*) et le modèle de fissuration fixe avec une résistance en cisaillement variable (*FCM-VSRF*). La différence entre les deux est que le système d'axes locaux (*n-p*) reste toujours aligné avec les directions des déformations principales pour *CRCM*, tandis que pour *FCM-VSRF*, le système de référence local est initialement aligné avec les directions des déformations principales au moment de l'initiation de l'adoucissement, puis il reste fixe (non rotatif) pour le reste de l'analyse. La loi *EPM3D* programmée dans Abaqus est basée sur le modèle *CRCM*.

Le béton étant un matériau adoucissant quasi-fragile (*Softening quasi-brittle material*), il est capable de transmettre des contraintes en post-fissuration (Saouma, 2022). Lorsqu'une fissure ouvre, la contrainte prise par le béton ne chute pas à une valeur nulle instantanément. Celle-ci décroît au fur et à mesure que l'ouverture de la fissure w croît. Entre le point où la fissure complète est formée (W_2 , voir Figure 2.27) et le début de formation de la fissure, des microfissures sont formées avec des ligaments pour le transfert des contraintes (Hillerborg et al., 1976). En effet, selon (Hillerborg et al., 1976), la fissure est composée de deux parties. Dans la première partie, la fissure

complète est formée et aucune contrainte n'est transmise. La deuxième partie est appelée la zone de formation de fissures (*Fracture Process Zone, FPZ*). Dans cette partie, la contrainte à la pointe de la fissure est égale à la résistance en tension f'_t et décroît jusqu'à zéro à la fin de cette.

L'énergie dépensée pour former les fissures est appelée l'énergie de fissuration G_F . (Hillerborg et al., 1976).

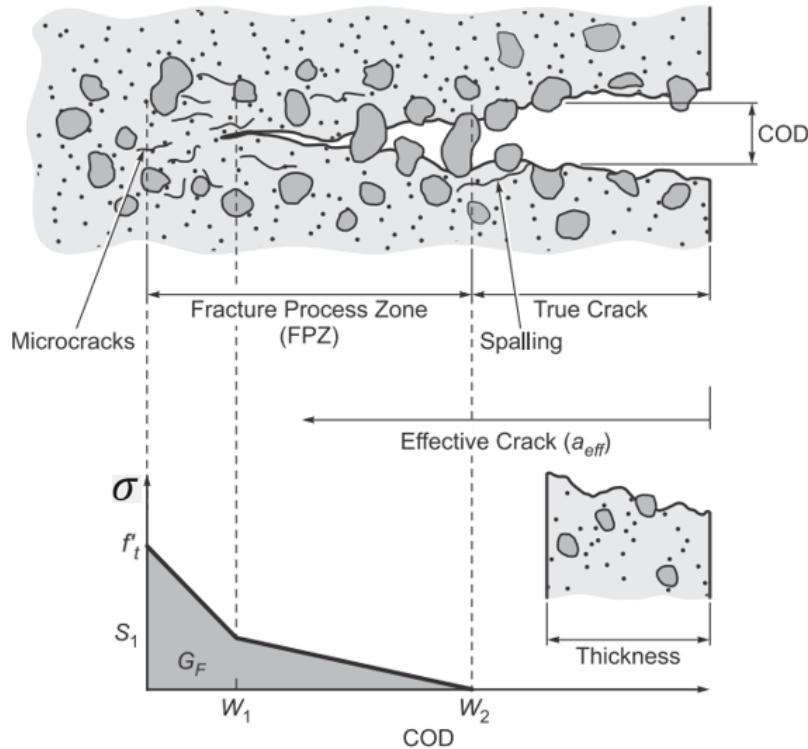


Figure 2.27 Ouverture de fissure et énergie de fissuration. Adapté de (Saouma, 2022)

Les contraintes $\{\sigma\}$ et les déformations $\{\varepsilon\}$ dans un domaine linéaire élastique sont définies comme suit.

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (2.10)$$

La matrice de déformations-contraintes $[D]$ pour une condition *plane stress* isotrope est définie comme suit. (Léger, 2023b)

$$[D] = \frac{E}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

E est le module de Young et ν est le coefficient de Poisson.

À partir du point de début de l'adoucissement, des microfissures diffuses commencent à se former dans la direction perpendiculaire (p) à la déformation en tension. La matrice de déformations-constraints locale est définie dans l'équation suivante. (Léger, 2023b)

$$[D]_{np} = \frac{E}{1 - \eta \nu^2} \begin{bmatrix} \eta & \eta\nu & 0 \\ \eta\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \mu \frac{1 - \eta \nu^2}{2(1 + \nu)} \end{bmatrix}; \quad \eta = \frac{E_n}{E} \quad (2.12)$$

Avec η ($0 \leq \eta \leq 1$) est le ratio entre le module de Young en adoucissement E_n dans la direction normale (n) au plan de fissure, et E le module d'élasticité initial isotrope. Le coefficient μ est le facteur de résistance au cisaillement, défini dans l'équation suivante. (Bhattacharjee, 1993)

$$\mu = \frac{1 + \nu}{1 - \eta \nu^2} \left(\frac{\eta \varepsilon_n - \varepsilon_p}{\varepsilon_n - \varepsilon_p} - \eta \nu \right); \quad (0 \leq \mu \leq 1) \quad (2.13)$$

Où ε_n et ε_p sont respectivement des déformations normales dans des directions normale et parallèle au plan de fissuration.

Une analyse Quasi-statique est une analyse dynamique utilisée pour une analyse statique. Les charges dans l'analyse Quasi-statique sont appliquées assez lentement pour réduire l'effet de l'énergie cinétique. Cette analyse peut être implicite ou explicite (Malm, 2016). Dans le cas de ce travail de recherche, une analyse explicite est utilisée dans le contexte d'analyse quasi-statique.

Dans ce cas, et afin de minimiser les oscillations, la fonction d'amplitude utilisée pour l'application de la charge est une fonction douce (*Smooth Amplitude*). Cette fonction applique les charges lentement au début et à la fin de la période d'application au lieu d'une amplitude linéaire, selon l'équation suivante. (Dassault Systèmes, 2014a).

$$A = A_0 + (A_1 - A_0) \xi^3 (10 - 15 \xi + 6 \xi^2) \quad (2.14)$$

$$\xi = \frac{t - t_0}{t_1 - t_0} \quad (2.15)$$

Où A est l'amplitude. A_0 et A_1 sont les amplitudes au début et à la fin du pas d'analyse (*Step*), respectivement. t est le temps. t_0 et t_1 sont respectivement les valeurs de temps au début et à la fin du pas d'analyse (*Step*).

La règle de pouce pour calculer la période d'application de la charge est d'appliquer chaque charge sur une période de $20 T_1$ où T_1 est la période naturelle de la structure (Ben Ftima, 2018). Un exemple d'application de la charge selon une amplitude douce est montré dans la Figure 2.28.

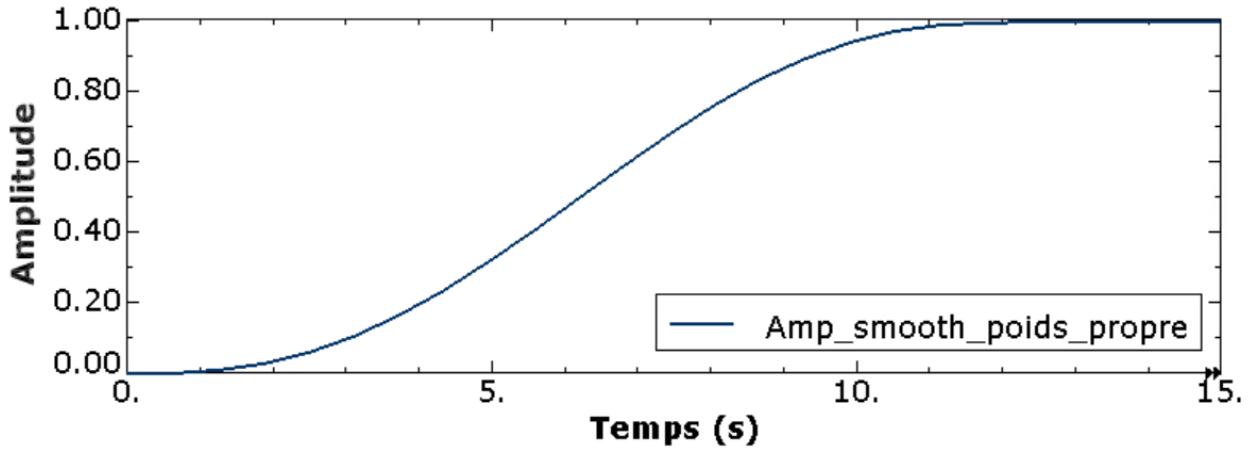


Figure 2.28 Exemple d'application de la charge selon une amplitude douce (*Smooth*).

Une analyse non-linéaire est requise pour prédire plus précisément le chemin de la fissure. La direction de propagation de la fissure peut faire une différence pour la stabilité de la structure. Par exemple une fissure inclinée rend la structure plus vulnérable au glissement et au renversement (Bhattacharjee & Léger, 1992). Les fissures inclinées et plongeantes dans le corps du barrage sont discutées dans la section 2.2.

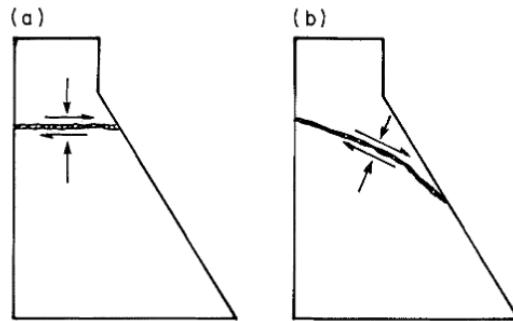


Figure 2.29 Différentes orientations de la fissuration dans des barrages gravité (Bhattacharjee & Léger, 1992)

2.6 Considération de la pression d'eau dans les fissures

La considération de la pression d'eau dans les modèles numériques des barrages peut prendre plusieurs formes. D'un côté, il est seulement possible pour la méthode de gravité de considérer la pression d'eau sur la surface d'application directe (pression hydrostatique) et le long des joints de bétonnage (fissure et ligament). De l'autre côté, il est possible à l'aide de la méthode d'éléments finis d'appliquer une pression d'eau à l'intérieur des éléments de béton pour prendre en considération la porosité du béton. Cette application est possible à l'aide d'une méthode développée par (Bhattacharjee & Léger, 1995).

Selon (Leliaovsky, 1947), la contrainte effective avant la fissure peut être approximée par la contrainte totale et la pression de porosité, comme montré dans l'équation suivante.

$$\sigma = \sigma' + p \quad (2.16)$$

Cette équation peut être modifiée pour prendre en considération la porosité b (coefficient Biot) dans le cas du béton.

$$\sigma = \sigma' + bp \quad (2.17)$$

Le coefficient Biot peut être défini comme le rapport de la somme de toutes les surfaces de pores infinitésimales sur une unité de longueur dans la direction normale à la surface de la section transversale. La porosité b représente également un rapport entre le volume poreux (V_p) et le volume apparent (V_b). (Biot, 1955)

L'évolution de la pression d'eau dans les éléments poreux peut être calculée à l'aide de ces deux équations.

$$b_\eta = 1 - (1 - b_0) \eta \quad (2.18)$$

$$p = p_0 + (1 - \eta)(p_{max} - p_0) \quad (2.19)$$

Où b_η est le coefficient de porosité effective, b_0 est le coefficient de porosité effective initiale isotropique, η est le ratio du module de Young pour le béton endommagé sur sa valeur initiale élastique, p est la pression d'eau dans une fissure, p_0 est la pression de porosité au béton sain intact et p_{max} est la pression maximale lorsque l'élément de béton est complètement fissuré ($p_{max} = \gamma_{eau} h$). (Bhattacharjee & Léger, 1995)

Le comportement adoucissant du béton ainsi que l'évolution de la pression d'eau dans les éléments fissurés sont illustrés dans la Figure 2.30.

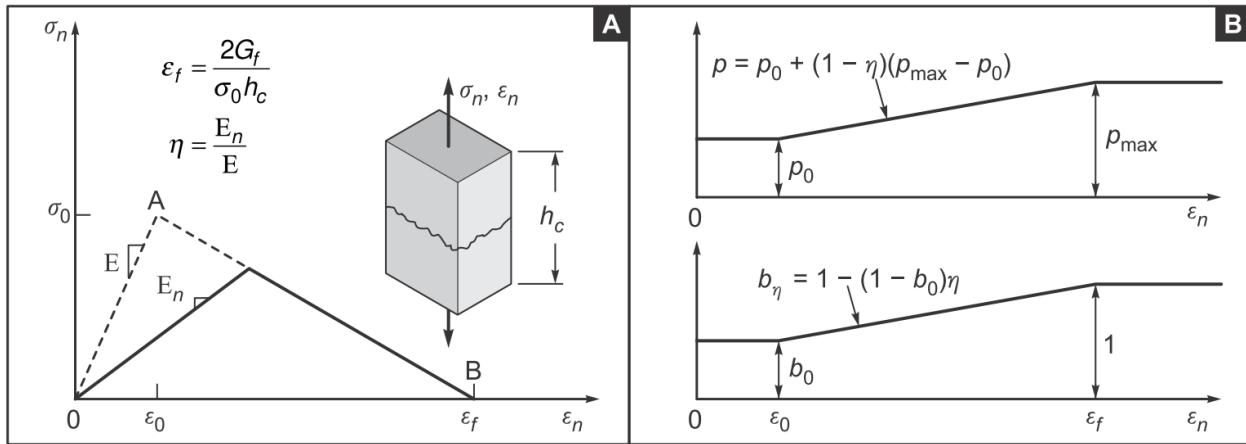


Figure 2.30 Comportement adoucissant du module de Young (A) et Évolution de la pression d'eau dans les éléments fissurés (B). (Bhattacharjee & Léger, 1995)

Si l'élément de béton est complètement fissuré, $\eta = 0$ et $b_\eta = 1$. De plus, pour les éléments de béton, une valeur de $b_0 = 0,1$ à $0,2$ correspondant à la porosité du béton sain, est utilisée dans le domaine élastique (Fauchet et al., 1991).

D'autres chercheurs ont utilisé une différente approche pour l'implantation de la sous-pression dans les modèles d'éléments finis. Au lieu d'ajouter la pression d'eau dans les éléments à l'aide des équations présentées dans cette section, (Jensen, 2013) a modifié les propriétés de matériaux dans Abaqus pour prendre en considération la perméabilité et la porosité du béton. De plus, un drain est modélisé de la même manière pour réduire la sous-pression agissant à l'interface béton-rock. Aussi, (McKay & Lopez, 2013) ont séparé les analyses en deux parties à l'aide du logiciel DIANA : la première est pour calculer la pression d'eau dans les éléments à l'aide d'un calcul d'écoulement hydraulique et la deuxième est pour faire un calcul d'analyse structurale en considérant la force hydraulique calculée à la première étape. Le résultat de la première étape est alors utilisé comme intrant pour la deuxième étape (analyse structurale). La Figure 2.31 présente un modèle typique pour l'analyse couplée, incluant les composants du système, le type d'éléments finis et les propriétés matérielles requises.

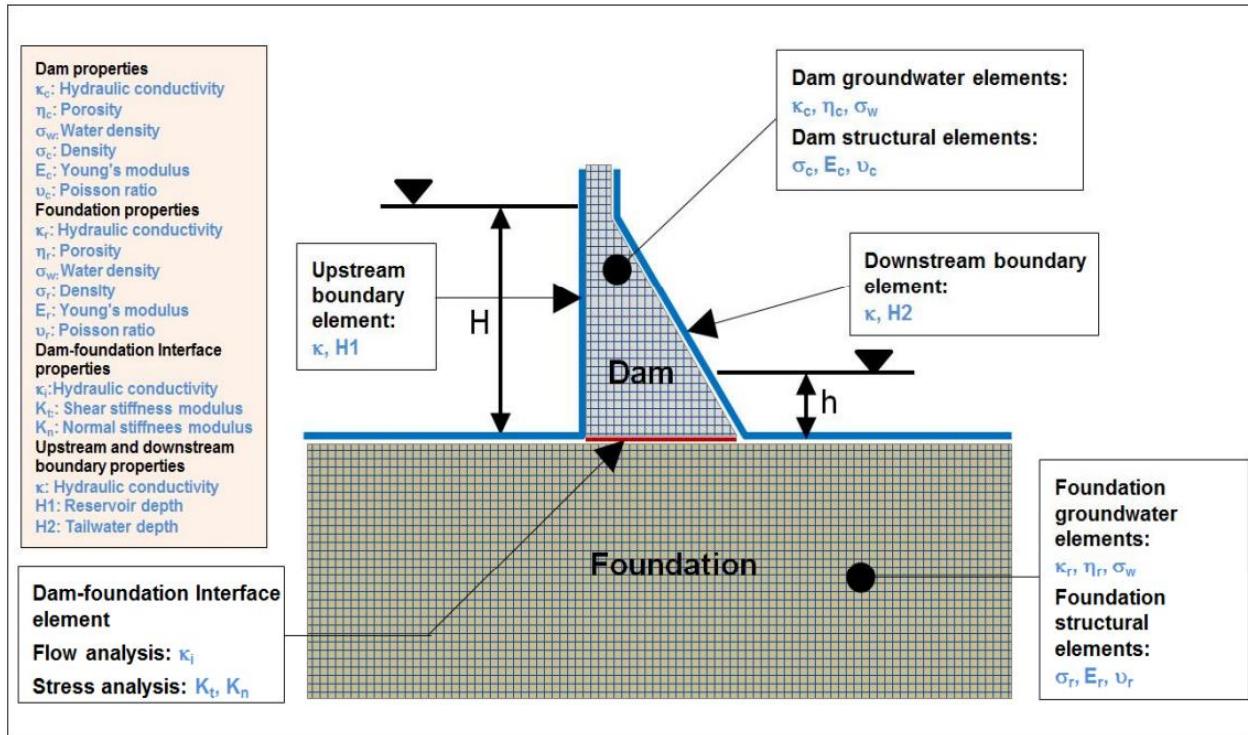


Figure 2.31 Modèle d'EF pour les analyses couplées d'écoulement et de contrainte. (McKay & Lopez, 2013)

2.7 Méthode d'augmentation de la charge

La méthode d'augmentation de la charge est une première approche qui peut être utilisée pour atteindre l'état ultime de la défaillance. La charge à augmenter dans cette méthode est la charge hydrostatique (Feng et al., 2011). Celle-ci peut être augmentée de deux façons : soit en augmentant le niveau de l'eau ou en augmentant la densité de l'eau graduellement (Lin et al., 2018). La différence entre les deux méthodes est illustrée dans la Figure 2.32.

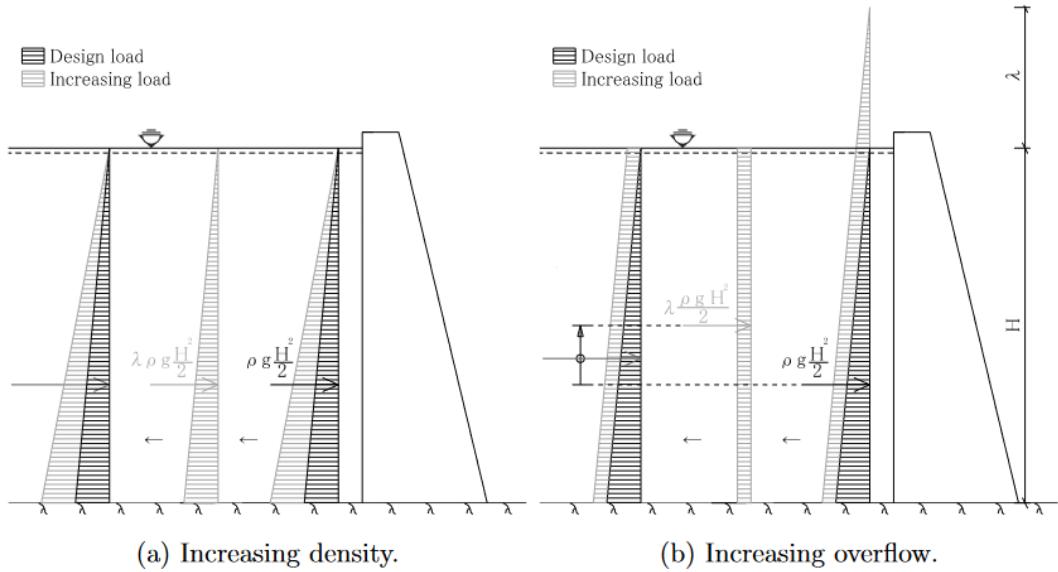


Figure 2.32 Méthodes considérées pour l'augmentation de la charge (Fu & Hafliðason, 2015)

Le coefficient λ dans la Figure 2.32 est le facteur de multiplication de la charge d'opération. La position de la résultante de la force hydrostatique change avec chaque incrément pour la méthode d'augmentation du niveau d'eau, et ce dernier peut dépasser la crête. Dans ce cas, la contrainte hydrostatique devient trapézoïdale, et la charge qui dépasse la crête n'est pas considérée dans les calculs de la stabilité. Contrairement à cette méthode, la position de la résultante de la force hydrostatique ne change pas avec le changement de la densité de l'eau. De plus, le niveau d'eau opérationnel est généralement considéré pour cette dernière méthode (Malm et al., 2016) La charge est augmentée pour les deux méthodes jusqu'à la rupture de la structure. Le facteur de sécurité de la structure peut être calculé pour chaque incrément λ de la charge appliquée, à l'aide de l'équation suivante. (Enzell et al., 2021)

$$\text{Facteur de sécurité} = s = \frac{\text{Charge à la rupture}}{\text{Charge de conception}} = \frac{(1 + \lambda)P}{P} = 1 + \lambda \quad (2.20)$$

L'évaluation de la sécurité de la structure peut également se faire selon les principes discutés dans les sections 2.2 et 2.3. Cependant, d'autres approches sont proposées par (Lin et al., 2018). Il s'agit de trois coefficients d'augmentation de la charge, K_1 , K_2 et K_3 . K_1 représente l'initiation de la fissure. K_2 représente l'initiation du comportement non linéaire de la structure, par exemple, la fissure dépasse le rideau de drainage. À ce stade, la structure subit un grand déplacement à cause de la déformation non-linéaire. K_3 représente la défaillance de la structure. (Feng et al., 2011). Ces

coefficients d'augmentation de la charge peuvent être déterminés expérimentalement sur un modèle réduit par une analyse de déplacements et une surveillance vidéo (Zhang et al., 2015), ou par une analyse des signaux d'une émission acoustique (Wang et al., 2018). Cependant, d'autres chercheurs comme (Feng et al., 2011) et (Lin et al., 2018) ont calculé ces facteurs de sécurité à l'aide d'une analyse non-linéaire par la méthode d'éléments finis. Des analyses ont été fait sur trois barrages voûtes, Kōlnbrein, Ertan et Xiaowan par (Feng et al., 2011). Le déplacement de la crête en fonction du coefficient d'augmentation de la charge a été analysé, comme la montre la Figure 2.33.

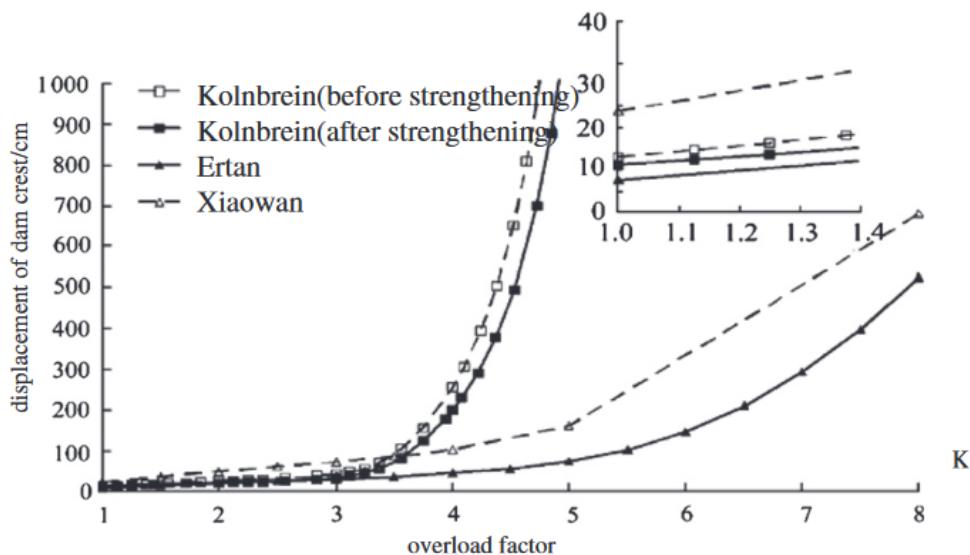


Figure 2.33 Exemple de coefficients d'augmentation de la charge pour trois barrages (Feng et al., 2011)

Les coefficients d'augmentation de la charge peuvent ensuite être déterminés comme le montre le Tableau 2.3.

Tableau 2.3 Coefficients d'augmentation de la charge pour les barrages Xiaowan, Ertan, et Kōlnbrein. (Feng et al., 2011)

Arch dam	k_1	k_2	k_3
Xiaowan	1.1	2.0	3.5–4.0
Ertan	1.3	2.0	4.5–5.0
Kōlnbrein (before strengthening)	0.9	1.65	2.56
Kōlnbrein (after strengthening)	1.2	2.0	3.00

2.8 Méthode de réduction de la résistance

La méthode de diminution de la résistance est une deuxième approche qui peut être utilisée pour atteindre l'état ultime et la défaillance. Cette méthode est basée sur la définition et la variation du facteur de sécurité au glissement. En fait, la base de cette méthode vient du fait que la résistance en cisaillement des matériaux utilisés ne peut pas être garantie. Cette résistance peut varier. Un facteur de réduction est alors introduit pour compenser l'incertitude liées aux matériaux. Dans le cas d'un barrage-poids, la cohésion c et l'angle de friction interne ϕ sont réduits constamment jusqu'à l'atteinte de la défaillance de la structure. Ces deux paramètres sont modifiés continuellement comme montré dans les équations suivantes. (Chen & Du, 2011) et (Li et al., 2022)

$$c_f = \frac{c}{K} \quad (2.21)$$

$$\phi_f = \arctan\left(\frac{\tan\phi}{K}\right) \quad (2.22)$$

Où c_f et ϕ_f sont la cohésion et l'angle de frottement interne modifiés. K est le facteur de réduction.

Une analyse non-linéaire peut également être utilisée pour la méthode de réduction de la résistance. Une analyse incrémentale est utilisée pour déterminer le facteur de réduction (facteur de sécurité) qui permet d'avoir un équilibre statique non-linéaire de la structure. Cette analyse incrémentale permet de calculer avec précision le facteur de sécurité à l'état ultime de défaillance. Cette procédure est utilisée dans les logiciels de calcul d'éléments finis, comme DIANA. (DIANA, 2015)

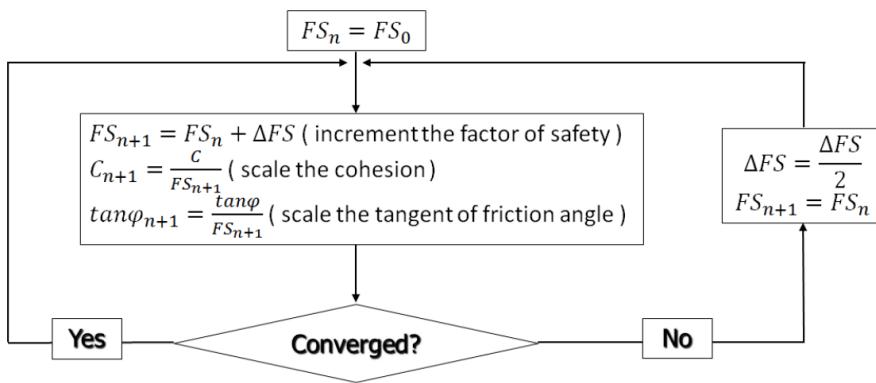


Figure 2.34 Processus itératif pour la détermination du facteur de sécurité par la méthode de réduction de la résistance (DIANA, 2015)

Plus spécifiquement, la modification de la cohésion et de l'angle de frottement interne introduit une nouvelle enveloppe Mohr-Coulomb (Figure 2.35), qui servira pour le calcul d'équilibre par analyse statique non-linéaire. Si un équilibre peut être trouvé, une nouvelle boucle d'incrémentation est initiée pour le calcul du facteur de sécurité. Si l'équilibre ne peut pas être réalisé, le calcul s'arrête et le facteur de sécurité est alors le dernier satisfaisant l'équilibre.

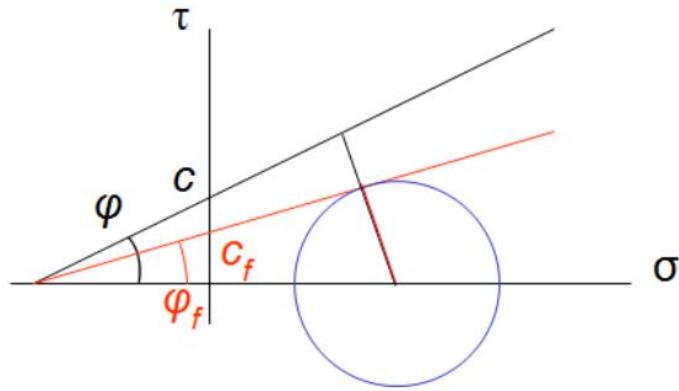


Figure 2.35 Modification de l'enveloppe Mohr-Coulomb après la réduction de la résistance
(DIANA, 2015)

CHAPITRE 3 BARRAGE POIDS 2D DE 17 M -FISSURATION AU CONTACT BÉTON ROCHER

3.1 Introduction

Deux types de défaillance sont discutés dans ce chapitre, la fissuration et le glissement au contact béton-rocher. Un barrage-poids de 17,9 mètres est utilisé comme modèle pour étudier ces types de défaillance. Les analyses sont faites selon deux méthodes de calcul : la méthode de gravité et la méthode d'éléments finis. De plus, pour la méthode de gravité, la méthode d'augmentation de la charge et la méthode de réduction de la résistance sont utilisées. La méthode d'éléments finis est utilisée d'abord avec des analyses linéaires élastiques et ensuite avec des analyses linéaires itératives pour appliquer la sous-pression bi-linéaire (pleine sous-pression dans la fissure et sous-pression triangulaire le long du ligament). Finalement, la non-linéarité de contact est introduite dans le modèle pour calculer la longueur de fissuration à l'interface béton/roc.

3.2 Description du barrage et du chargement

Le barrage existant étudié dans ce chapitre est de 17,907 mètres de hauteur et de 13,887 mètres de largeur à la base. Une profondeur unitaire est utilisée dans les calculs. Les charges appliquées sont le poids propre, une charge hydraulique proportionnelle au niveau d'eau et une charge de sous-pression appliquée à la base de la structure. Dans un premier temps, un modèle linéaire élastique est développé pour la méthode de gravité et la méthode d'éléments finis. La possibilité de formation de fissures à la base de la structure est considérée, par une approche itérative à l'aide d'une série d'analyses linéaires où on élimine la rigidité des éléments dont la résistance à la traction est dépassée. La résistance à la traction est nulle pour la méthode de gravité et est égale à 10 kPa, une petite valeur non nulle, pour la méthode d'éléments finis. La pression d'eau dans les fissures est considérée, et les contraintes des sous-pressions sont influencées par la longueur de la fissure à la base du barrage. La cohésion à l'interface béton-rocher est considérée nulle ou avec une petite valeur apparente résiduelle.

Le barrage est constitué de béton avec un module de Young de 25 000 MPa, un coefficient de Poisson de 0,2 et une densité de 2 400 kg/m³. Pour le roc, le module de Young est de 50 000 MPa et le coefficient de Poisson est de 0,2. La cohésion à l'interface béton-rocher est considéré nulle

dans un premier temps, et égale à 100 kPa, une valeur résiduelle apparente dans un deuxième temps. L'angle de frottement de l'interface est de 45°. La structure ne comprend pas de drain.

Les dimensions ainsi que les niveaux d'eau d'opération et de crue sont montrés dans la Figure 3.1.

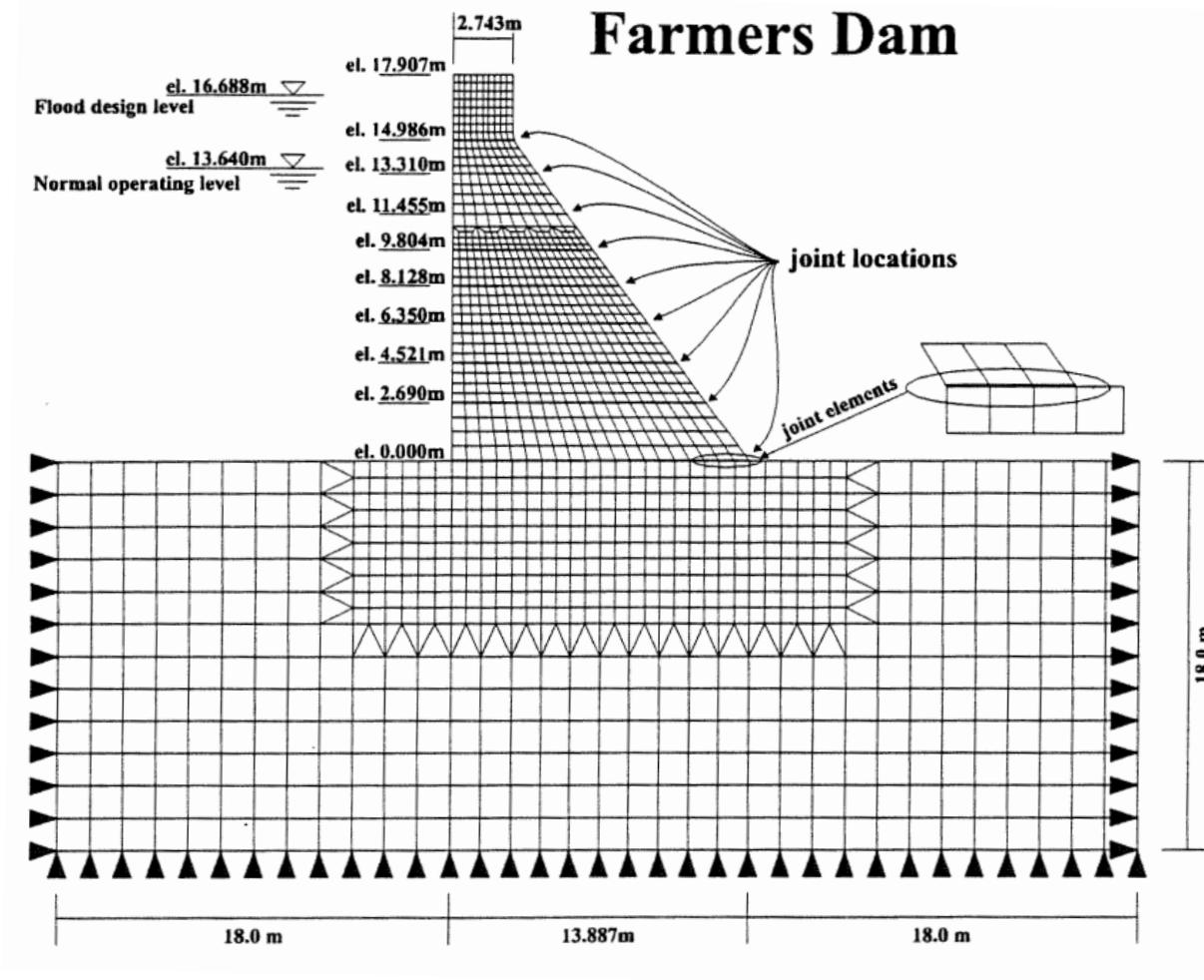


Figure 3.1 Géométrie du barrage. (Tinawi et al., 1998)

Afin de comparer les résultats obtenus des analyses effectuées dans ce chapitre, plusieurs paramètres sont introduits, comme K^H_1 , K^H_2 et K^H_3 .

Ces paramètres utilisés dans ce chapitre sont définis comme suit, et font référence au joint de base, entre le béton et la fondation du barrage. K^H_1 signifie le début de fissuration, K^H_2 signifie 25% de fissuration et K^H_3 est associé à 100 % de la fissuration de la base (sauf si la rupture par glissement intervient avant d'attendre la fissuration complète de la base à 100%).

Le facteur de multiplication K^H est intégré dans les analyses afin de quantifier les marges de sécurité existantes. Ce facteur de multiplication de la poussée hydrostatique est utilisé avec la hauteur d'eau et la densité de l'eau pour la méthode d'augmentation de la charge. Un facteur K^R additionnel qui correspond au ratio du coefficient de friction ($\tan \phi$) existant sur le coefficient de friction entraînant le glissement est également utilisé pour la méthode de réduction de la résistance. Cette méthode peut également être mise en œuvre avec une cohésion non nulle.

3.3 Méthode de gravité

Cette section portera principalement sur la méthode de gravité et le calcul du facteur de sécurité au glissement FSG (SSF en anglais) et la fissuration à la base de la structure, et ce, pour le niveau d'eau opérationnel de 13,64 m. Le calcul est fait pour une tranche d'épaisseur unitaire de 1 m. Les valeurs suivantes sont utilisées pour les calculs.

- Poids volumique du béton : $\gamma_c = 23,544 \text{ kN/m}^3$
- Poids volumique de l'eau : $\gamma_w = 9,807 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne à l'interface béton/fondations : $\phi = 45^\circ$
- Cohésion à l'interface béton/fondations : $C = 100 \text{ kPa}$ (valeur résiduelle apparente) et $C = 0 \text{ kPa}$ (deux cas d'études)

À l'aide du logiciel de calcul CADAM3D et la méthode de gravité, il est possible d'obtenir les résultats suivants.

Tableau 3.1 Résultats de la méthode de gravité pour le barrage de 17m.

Cohésion de 0 kPa				Cohésion de 100 kPa			
H _n (m)	FSG	L _f (%)	Pos. Résult. (%)	FSG	L _f (%)	Pos. Résult. (%)	
13,64	2,403	0	46,391	3,926	0	46,391	

La distribution des contraintes normales à la base ainsi que les sous-pressions sont identiques pour les deux cas, avec ou sans cohésion à l'interface béton-rocher. La distribution de ces paramètres est illustrée à la Figure 3.2.

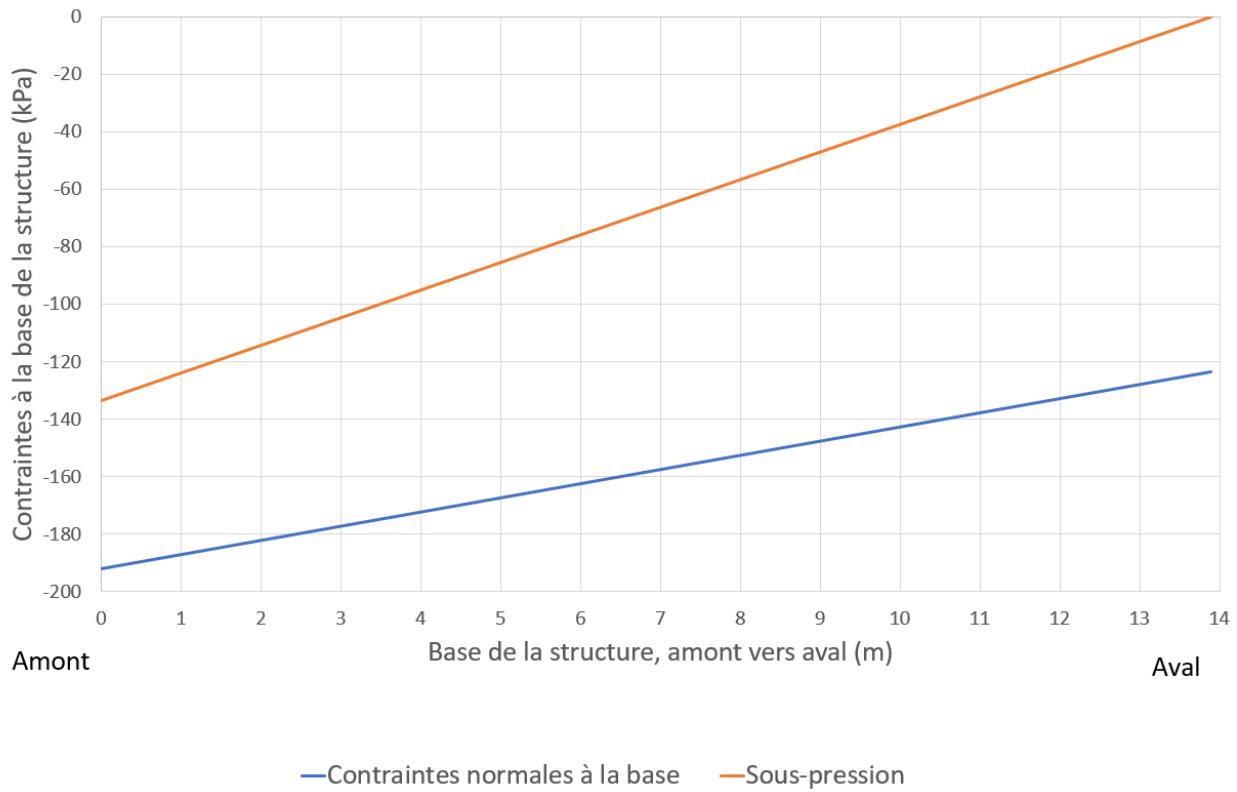


Figure 3.2 Distribution des contraintes normales et des sous-pressions à la base du barrage.

3.4 Méthode de gravité – augmentation de la charge : niveau d'eau

La méthode d'augmentation de la charge peut être appliquées de deux façons, soit en augmentant le niveau d'eau ou en augmentant la densité de l'eau du réservoir, tel que discuté à la section 2.7.

D'abord, une augmentation graduelle du niveau d'eau est réalisée jusqu'à 18,99 m. Comme la crête se situe à 17,907 m, il est alors important de préciser les paramètres de distribution de l'eau sur la crête pour les niveaux allant de 17,907 m jusqu'à 18,99 m. Pour ce faire, une analyse comparative est réalisée pour observer la différence entre une pression de 100% en amont et de 50% en aval, comme la montre la Figure 3.3, et une pression nulle.

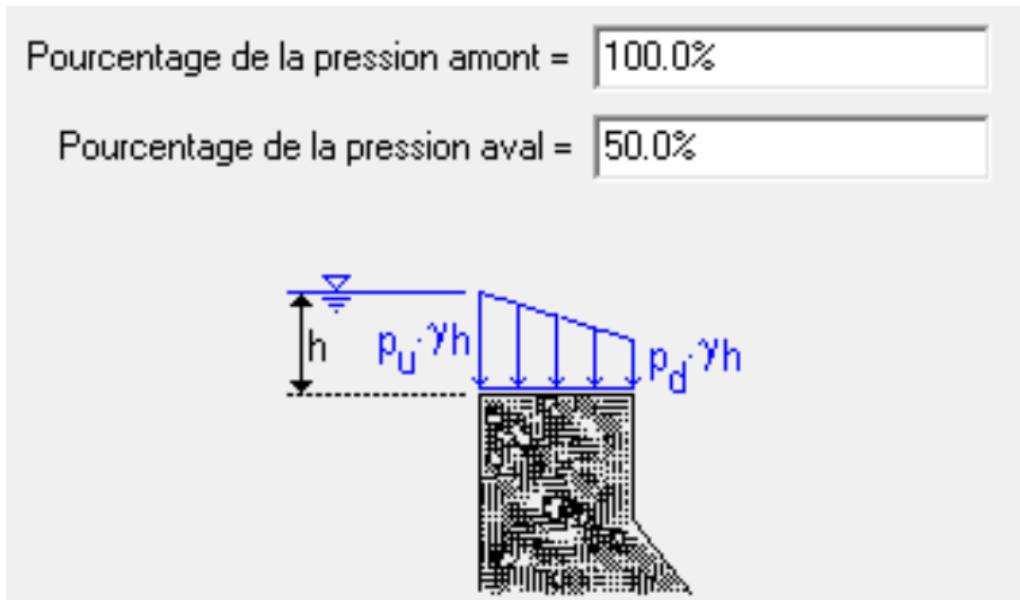


Figure 3.3 Paramètres de submersion de crête (Leclerc & Léger, 2014)

Le Tableau 3.2 montre la différence entre les facteurs de sécurité au glissement FSG et la longueur de la fissure par rapport à la base L_f pour les deux cas de distribution.

Tableau 3.2 Facteur de sécurité au glissement et longueur de la fissure selon la distribution des pressions sur la crête

H_n (m)	Pression de 0%		Pression de 100% et de 50%	
	FSG	L_f (%)	FSG	L_f (%)
13,64	2,40	0,00	2,40	0,00
16,69	1,45	0,00	1,45	0,00
17,90	1,11	12,49	1,11	12,49
18,09	0,99	24,76	1,00	23,66
18,99	0,31	99,00	0,40	88,31

Lorsque le niveau d'eau atteint 18,09 m, les FSG et les L_f sont très similaires dans les deux cas. Lorsque le niveau d'eau atteint 18,99 m, une différence de 22,5% et de 10,8% est observée pour les FSG et les L_f respectivement. Cependant, ces différences ne sont pas prises en compte, car le FSG et L_f n'ont pas de sens physique après la rupture par glissement. Une considération de la pression sur la crête ajoute un poids sur la structure et alors contribue à la stabilité de celle-ci.

Comme le montre le Tableau 3.2, les deux indicateurs donnent des résultats légèrement meilleurs que lorsque la pression est non nulle. À la lumière de ces résultats il est possible d'ignorer la pression sur la crête et donc de simplifier les modèles.

Une augmentation graduelle du niveau d'eau permet d'identifier la hauteur d'eau exacte qui correspond à un facteur de sécurité au glissement de 1, et à partir duquel la structure est instable. Le facteur d'augmentation de la charge, K^H , peut être calculée selon l'équation suivante.

$$K^H = \frac{\text{Nouvelle poussée hydrostatique}}{\text{Poussée hydrostatique de référence}} = \frac{\gamma_w h (h/2)}{\gamma_w h_o (h_o/2)} = \frac{h^2}{h_o^2} \quad (3.1)$$

Où γ_w est la masse volumique de l'eau. h et h_o sont la nouvelle hauteur d'eau et la hauteur d'eau de référence (13,64m).

Pour ce modèle, la hauteur d'eau correspondant à un FSG de 1 est de 18,09 m et la fissuration de la base est alors de 24,76%. Afin d'intégrer le facteur de multiplication K^H dans l'analyse effectuée, la Figure 3.4 présente les résultats en terme du coefficient de multiplication de la poussée hydrostatique pour une hauteur d'eau d'opération, H_n , qui est de 13,64 m. Comme la longueur de la fissure et le facteur de sécurité au glissement sont deux indicateurs souvent évalués ensemble, il est également important d'identifier la longueur de la fissure à partir de laquelle la structure n'est plus stable (ici FSG=1). Dans ce cas, il s'agit d'une longueur de fissure de 23,4% et qui correspond à K^H égal à 1,76, en considérant une cohésion de 0 kPa.

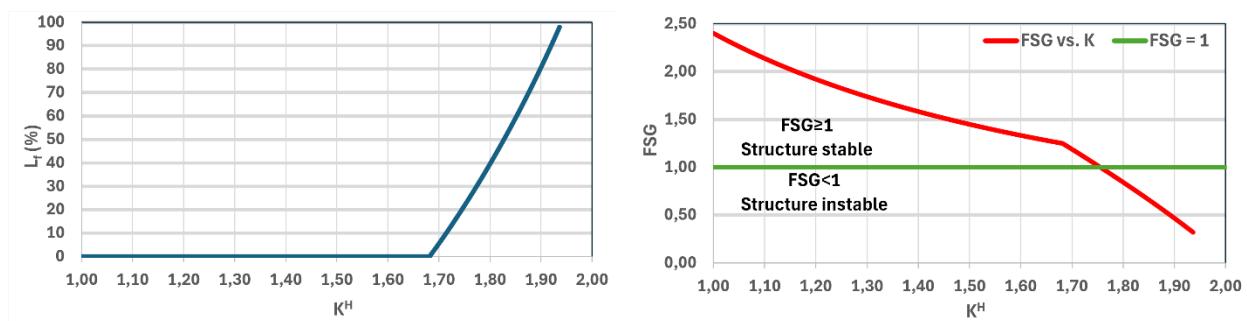


Figure 3.4 FSG et L_f en fonction de K^H le facteur de multiplication de la poussée hydrostatique
(hauteur d'eau de référence 13,64m)

Le Tableau 3.3 présente les résultats selon le multiplicateur de la charge K^H ainsi que les paramètres de fissuration K^{H_1} , K^{H_2} et K^{H_3} . Il est à noter que K^{H_3} a été pris à une fissuration de 99%, en raison d'un problème de convergence lorsque la fissure atteint 100%.

Tableau 3.3 Résultats de l'analyse selon K^H , K^{H_1} , K^{H_2} et K^{H_3} , sans cohésion (hauteur d'eau de référence 13,64m)

Paramètre de fissuration	H_n (m)	K^H	FSG
K^{H_1} (initiation)	17,69	1,68	1,25
K^{H_2} (25% fiss.)	18,10	1,76	0,98
K^{H_3} (100% fiss.)	18,99	1,94	0,31

Un autre indicateur de la stabilité de la structure est la position de la force résultante exprimée en % de la longueur de la base à partir de l'amont. Dans le cas du barrage étudié, l'évolution de la position de la force résultante en fonction du niveau d'eau dans le réservoir est présentée dans la Figure 3.5.

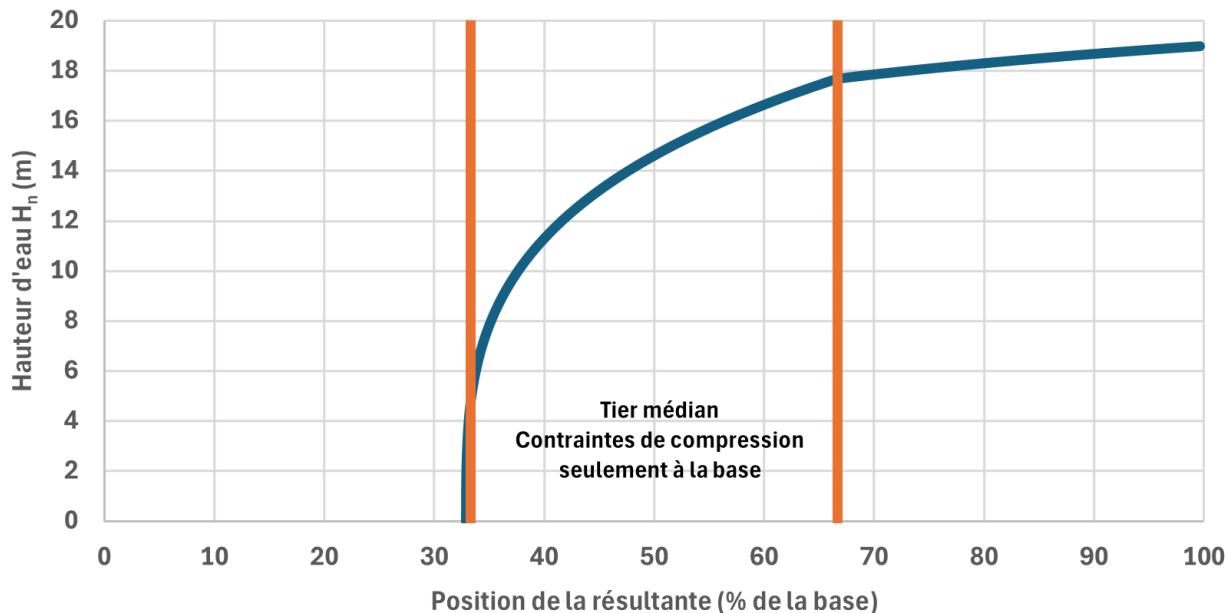


Figure 3.5 Position de la force résultante en % de la largeur de la base du barrage en fonction de la hauteur d'eau

Lorsque la force résultante se situe dans les deux zones d'extrême, hors du tiers médian, cela signifie qu'une partie des contraintes à la base de la structure est en tension, et alors une possibilité de rupture en renversement. De plus, à partir du niveau d'eau de 17,68 m, la force résultante se trouve à l'extérieur du tiers médian, et l'évolution de la position de cette force devient sensible à

l'augmentation de la hauteur d'eau. Cela signifie qu'une fissure en amont se forme tout rapidement à partir du niveau d'eau de 17,68 m.

Ces mêmes résultats peuvent être exprimés en fonction de K^H , comme montré dans la Figure 3.6.

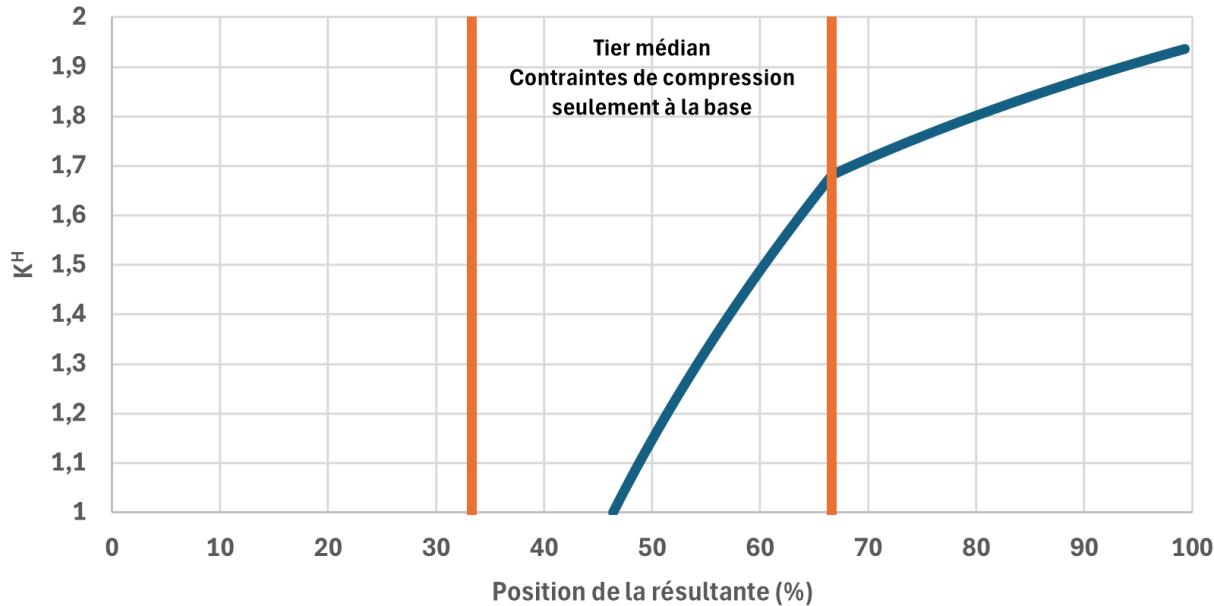


Figure 3.6 Position de la force résultante en fonction de K^H le facteur multiplicateur de la poussée hydrostatique (niveau d'eau de référence 13,64 m)

Selon la Figure 3.6, il est possible de conclure que la structure commence à fissurer partir d'une valeur de K^H de 1,68, ce qui est équivalent dans le cas de ce barrage à un niveau d'eau de 17,68 mètres.

L'analyse précédente peut également être faite en intégrant une cohésion résiduelle apparente de 100 kPa à l'interface béton-rocher, ou une cohésion nulle.

Le tableau suivant présente les résultats du facteur de sécurité au glissement selon le multiplicateur de la charge K^H ainsi que les paramètres de fissuration K^H_1 , K^H_2 et K^H_3 . Les résultats sont présentés pour un cas sans cohésion et un autre avec une cohésion apparente de 100 kPa.

Tableau 3.4 Résultats de l'analyse selon K^H , K^H_1 , K^H_2 et K^H_3 sans et avec cohésion (niveau de référence 13,64m)

Paramètre de fissuration*	H_n (m)	Sans cohésion		Avec cohésion $C = 100$ kPa
		K^H	FSG	FSG
K^H_1 (initiation)	17,69	1,68	1,25	2,15
K^H_2 (25% fiss.)	18,1	1,76	0,98	1,63
K^H_3 (100% fiss.)	18,99	1,94	0,31	0,32

* La valeur de K^H correspondant à FSG=1 est de 1,76.

Il est possible de remarquer que les résultats avec et sans cohésion ne sont pas semblables, à l'exception du cas où 100% de la base est fissurée. Les résultats pour les deux cas, avec et sans cohésion à l'interface béton-rocher, sont illustrés dans le Tableau 3.5.

Tableau 3.5 Comparaison entre les résultats avec et sans cohésion à l'interface béton-rocher (niveau de référence 13,64m).

H_n (m)	Sans cohésion		Avec cohésion		Écart absolu	
	K^H	FSG	L_f (%)	FSG	L_f (%)	FSG
13,64	1,00	2,40	0,00	3,93	0,00	1,53
16,69	1,50	1,45	0,00	2,47	0,00	1,02
17,90	1,72	1,11	12,49	1,89	12,49	0,78
18,07	1,76	1,00	23,43	1,67	23,43	0,67
18,09	1,76	0,99	24,76	1,64	24,76	0,65
18,55	1,85	0,66	58,89	1,00	58,89	0,34
18,99	1,94	0,31	99,00	0,32	99,00	0,01

L'écart entre les deux cas est considéré négligeable pour le facteur de sécurité au glissement pour la plupart des niveaux d'eau élevés, et est nul pour la longueur de la fissuration à la base. En fait, comme la cohésion n'influence pas les contraintes normales à la base de la structure, il est attendu d'avoir exactement les mêmes résultats pour les deux cas.

3.5 Méthode de gravité – augmentation de la charge : densité de l'eau

Une autre méthode peut également être utilisée pour l'augmentation de la charge appliquée sur la structure hydraulique : l'augmentation de la densité de l'eau. Dans cette analyse, le niveau d'eau reste stable, soit à 13,64 mètres, et la densité d'eau est multipliée par le coefficient K^D , qui augmente graduellement à partir de 1. L'accélération gravitationnelle est considérée égale à $9,807 \text{ m/s}^2$. La densité de l'eau (poids volumique ou poids spécifique) est égale à $\gamma = 9,807 \text{ kN/m}^3$ lorsque K^D est égal à 1.

L'analyse incrémentale avec le logiciel CADAM3D permet de faire varier la masse volumique de l'eau ρ_w au lieu du poids volumique γ . La valeur de la masse volumique de l'eau qui correspond à $K^D=1$ est 1000 kg/m^3 . L'équation suivante est alors utilisée pour ce calcul.

$$\gamma \left[\frac{kN}{m^3} \right] = \rho \left[\frac{kg}{m^3} \right] \times g \left[\frac{m}{s^2} \right] \times 10^{-3} \quad (3.2)$$

Afin de faire varier la valeur de ρ en variant γ dans CADAM3D, l'équation précédente devient comme suit.

$$\gamma \left[\frac{kN}{m^3} \right] = K^D \rho \left[\frac{kg}{m^3} \right] \times g \left[\frac{m}{s^2} \right] \times 10^{-3} \quad (3.3)$$

Le facteur de multiplication de la charge, K^D , est calculé comme suit.

$$K^D = \frac{\gamma_w}{\gamma_{w,o}} = \frac{\rho \cdot g}{\rho_o \cdot g} = \frac{\rho}{\rho_o} \quad (3.4)$$

L'analyse incrémentale à l'aide de CADAM3D se fait alors en variant la valeur de K^D à partir de 1000 kg/m^3 . L'évolution du FSG et de la fissure en amont en fonction de K^D sont illustrées dans la Figure 3.7 et la Figure 3.8.

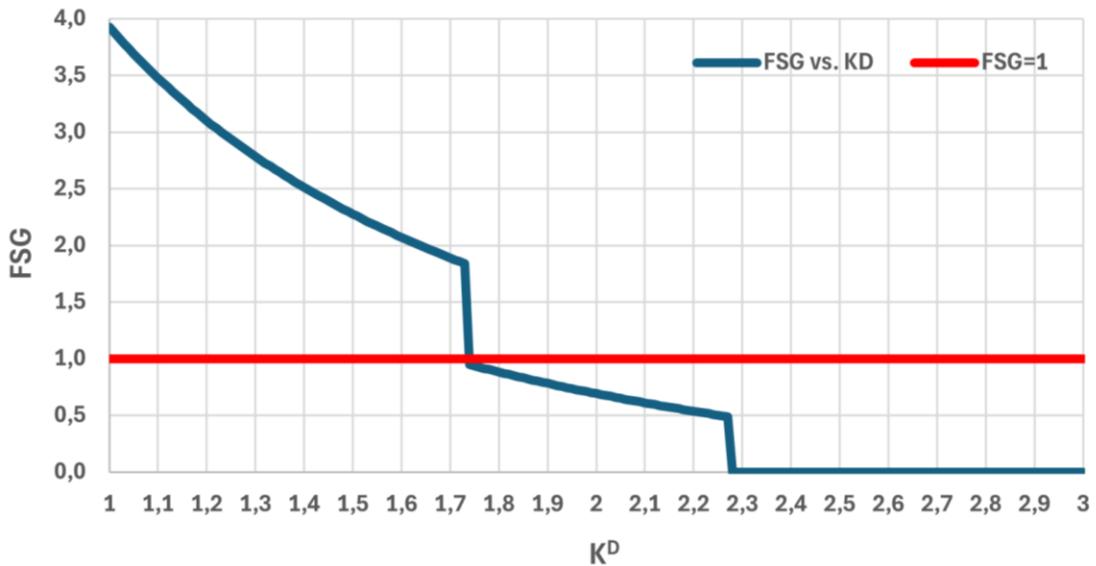


Figure 3.7 Évolution du facteur de sécurité au glissement en fonction de K^D (facteur multiplicateur de la densité de l'eau)

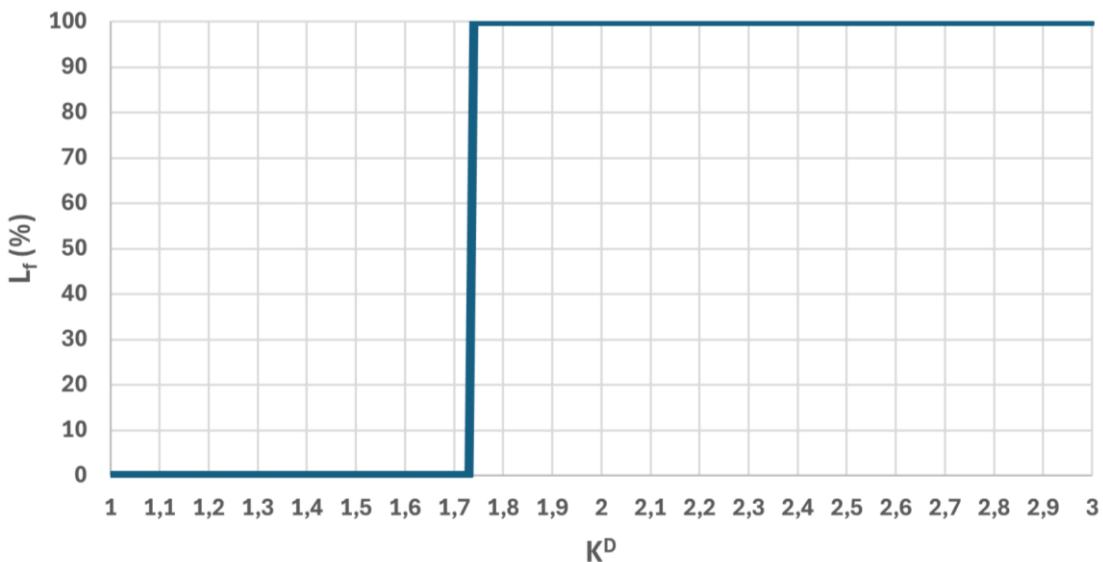


Figure 3.8 Évolution de la fissure amont en fonction de K^D (facteur multiplicateur de la densité de l'eau)

Selon ces deux figures, une perte soudaine de la stabilité du barrage et une fissure brusque totale ($FSG < 1$ et $L_f = 100\%$) sont observées lorsque le facteur K^D est égal à 1,74. Le FSG dans ce cas diminue de 1,84 à 0,95. Ceci peut être expliqué par l'initiation de la fissure. En fait, lorsque la fissure est initiée, une redistribution des contraintes normales et des contraintes de sous-pression est effectuée, comme discuté dans la section 2.2.

En suivant la procédure itérative décrite dans la Figure 2.4, il n'est pas possible de trouver la stabilité de la structure et une longueur de fissuration inférieure à 100%. Alors dans ce cas, les deux indicateurs, le FSG et la fissuration à la base, indiquent une situation problématique à partir de K^D égal à 1,74. L'évolution de la position de la force résultante est illustrée sur la Figure 3.9.

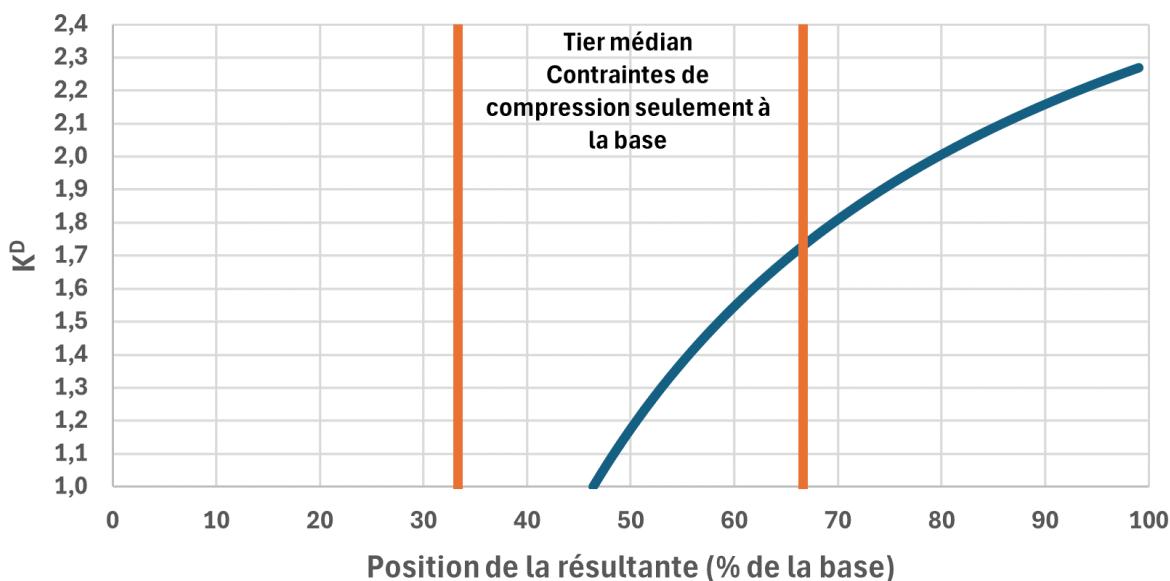


Figure 3.9 Évolution de la position de la résultante en fonction de K^D (facteur multiplicateur de la densité de l'eau)

Selon cette figure, il est possible de remarquer que la position de la résultante sort du tiers médian à partir de K^D égal à 1,74. Ceci confirme l'initiation de la fissure à ce stade de chargement. De plus, ce résultat peut également être confirmé en observant la Figure 3.10 où les contraintes normales en amont deviennent nulles à partir d'une valeur de K^D égale à 1,74.

En faisant la même analyse en considérant une cohésion nulle à l'interface de contact, des résultats semblables sont obtenus, sauf pour le FSG. Ces résultats sont montrés dans le Tableau 3.6.

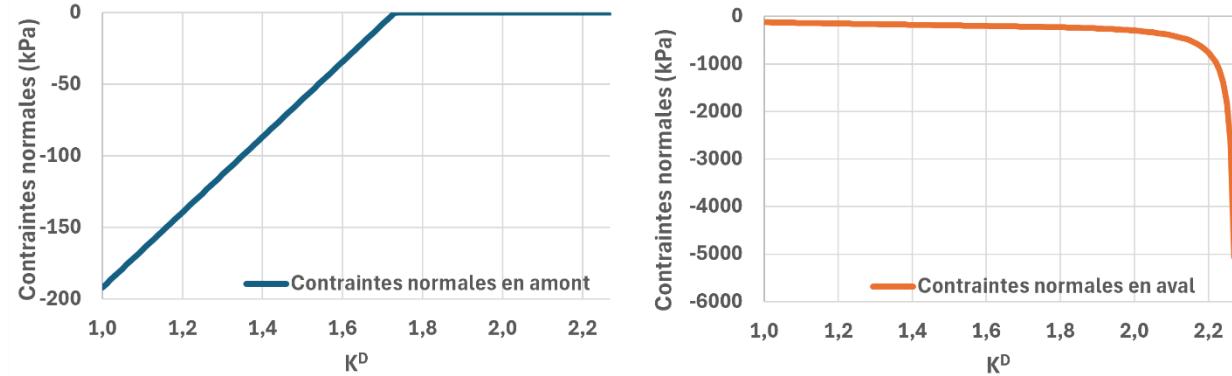


Figure 3.10 Évolution des contraintes normale en amont et en aval en fonction de K^D (facteur multiplicateur de la densité de l'eau)

Tableau 3.6 Résultats méthode de gravité - Augmentation de la densité de l'eau

Cohésion de 0 kPa				Cohésion de 100 kPa			
K^D	FSG	L_f (%)	Pos. Résult. (%)	K^D	FSG	L_f (%)	Pos. Résult. (%)
1,69	1,01	0	65,06	1,91	0	65,06	
1,70	0,99	0	65,45	1,89	0	65,45	
1,73	0,96	0	66,63	1,84	0	66,63	
1,74	0,95	100	67,04	0,95	100	67,04	

Il est possible de remarquer que les valeurs du Tableau 3.6 sont identiques pour les cas avec et sans cohésion, sauf pour le FSG. Dans le cas avec une cohésion apparente résiduelle de 100 kPa, les deux indicateurs, FSG et longueur de fissure, deviennent problématiques à partir de K^D égal à 1,74. Cependant, pour le cas sans cohésion, le FSG est inférieur à 1 pour K^D égal à 1,70, et la fissure brusque survient lorsque K^D est égal à 1,74.

3.6 Méthode de gravité – réduction de la résistance

La méthode de réduction de la résistance consiste à réduire la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (ϕ) graduellement, comme expliqué dans la section 2.8.

À l'aide de CADAM3D, il est possible de faire une analyse incrémentale sur la cohésion, C , et l'angle de frottement interne, ϕ , séparément. Cette méthode n'est pas exactement comme celle discuté précédemment où les deux paramètres sont réduits simultanément. Ce qui est cependant intéressant avec cette méthode est que l'effet de la réduction de chaque paramètre peut être analysé

séparément. Comme CADAM3D permet d'incrémenter l'angle ϕ et pas le coefficient de friction μ , les résultats obtenus par CADAM3D sont par la suite convertis pour calculer K^R comme étant le ratio entre les tangentes des angles.

$$\mu = \tan(\phi) \quad (3.5)$$

$$K^R = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_f)} \quad (3.6)$$

Pour la cohésion, le facteur K^R est considéré comme ceci.

$$K^R = \frac{C}{C_f} \quad (3.7)$$

Où C et ϕ sont les valeurs de référence ($\phi=45^\circ$, $C=0$ kPa et $C=100$ kPa), ϕ_f et C_f sont les valeurs incrémentées jusqu'à la rupture.

Les résultats de ces deux cas sont montrés à la Figure 3.11. L'effet de la cohésion de 100 kPa est analysé en effectuant deux cas d'étude pour la variation de ϕ , l'une avec cohésion de 100 kPa et l'autre avec une cohésion nulle. Pour ces deux cas, l'angle de frottement interne est égal à 45° lorsque K^R est égal à 1, et alors le coefficient de friction μ est égal à 1.

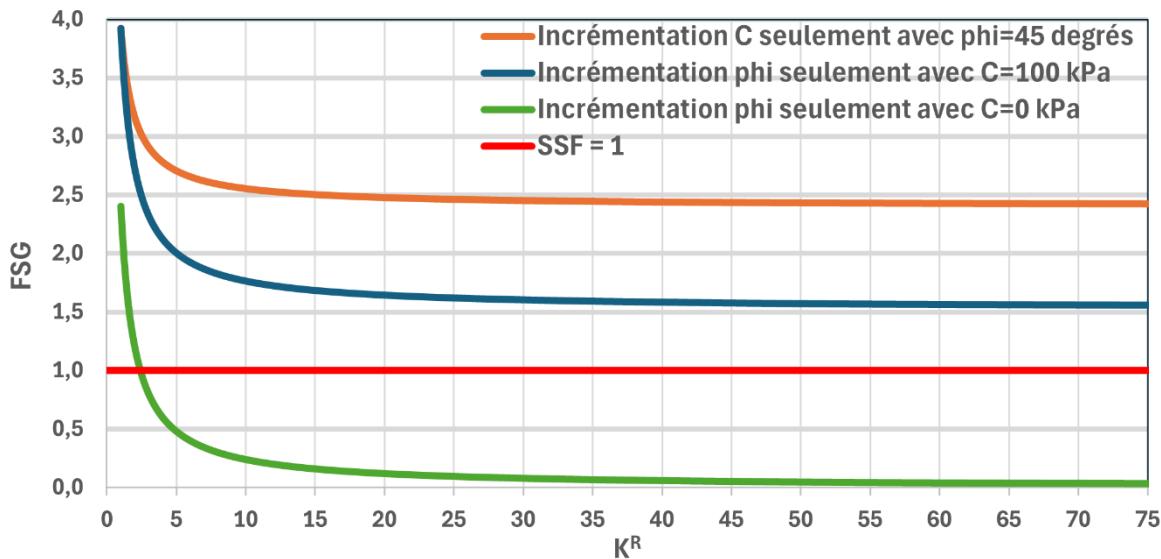


Figure 3.11 Évolution du FSG en fonction de la variation de C et de ϕ séparément

Il est possible de remarquer que le facteur de sécurité au glissement se stabilise autour de 2,45 lorsque la cohésion est incrémentée avec une valeur fixe de 45° pour ϕ . Ceci correspond à une

valeur de 4 kPa pour la cohésion. Le FSG satisfait la limite recommandée par l'ACB dans ce cas ($\geq 1,5$) pour les conditions normales d'opération, en considérant uniquement le frottement. Le FSG se stabilise autour de 1,63 lorsque l'angle de frottement interne est incrémenté avec une cohésion fixe de 100 kPa. Ceci correspond à un angle de $2,5^\circ$. Ces deux plateaux n'atteignent alors pas le facteur de sécurité de 1 à partir duquel la structure n'est plus stable. Lorsque ϕ est incrémenté avec une cohésion fixe de 0 kPa, le FSG a tendance à atteindre des valeurs inférieures à 1 assez rapidement. En effet, la structure n'est plus stable lorsque ϕ atteint des valeurs inférieures à 23° avec K^R égal à 2,36. Cette valeur de K^R est très semblable à celle obtenue pour le FSG dans le cas de référence avec un niveau d'eau de 13,64 m (voir section 3.7).

Une analyse semblable à la méthode discutée dans la section 2.8 dans lequel la cohésion et l'angle de frottement interne sont réduits simultanément est également faite. Les résultats de cette analyse sont montrés dans la Figure 3.12.

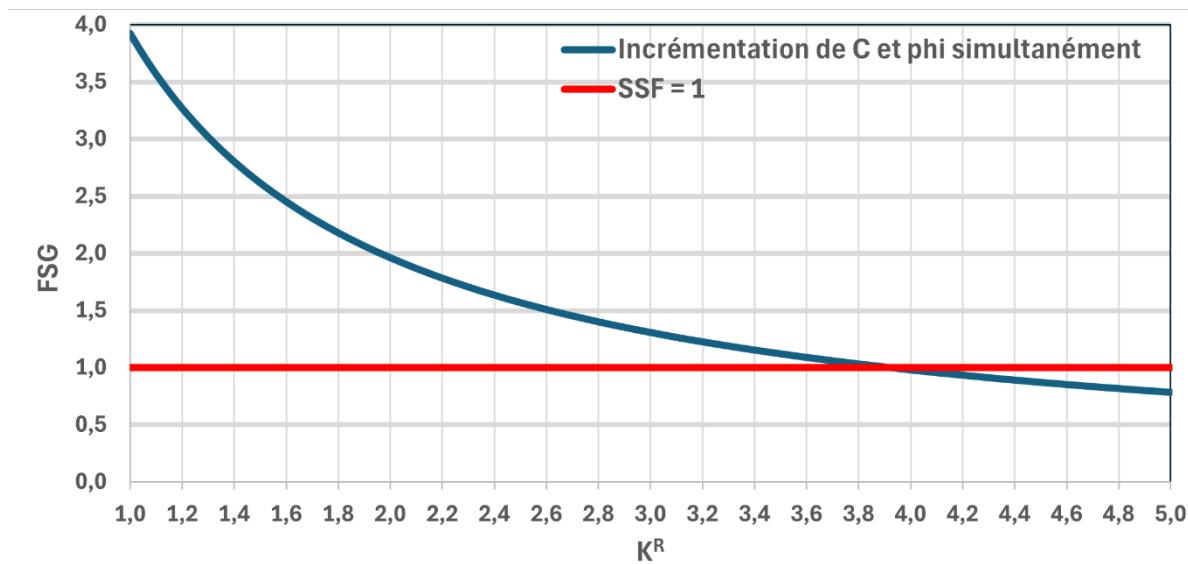


Figure 3.12 Évolution du FSG en fonction de la variation de C et de ϕ simultanément pour un facteur de réduction K^R donné.

Dans ce cas d'étude, le facteur de sécurité au glissement atteint des valeurs au-dessous de la limite de stabilité de 1 lorsque le facteur de multiplication K^R atteint une valeur de 3,95. À cet incrément, les valeurs de l'angle de frottement interne modifié ϕ_f et de la cohésion modifiée C_f sont $14,21^\circ$ et 25,32 kPa respectivement. La position de la force résultante étant inchangée, 46,39%, dans le tiers

médian de la base de la structure, il est possible de conclure qu'il n'y a pas de fissure à la base. Les contraintes à la base sont toujours en compression.

Comme discuté dans la section 2.8, la modification de C et de ϕ modifie l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb. Il est possible de tracer ces enveloppes de ruptures à l'aide des valeurs de C_f et ϕ_f selon l'équation suivante.

$$y = Ax + B \quad (3.8)$$

Cette équation peut être réécrite en remplaçant y par τ , A par $\tan(\phi)$, x par σ et B par C .

$$\tau = \tan(\phi) \sigma + C \quad (3.9)$$

L'équation linéaire précédente peut être utilisée ici, car il s'agit d'une simplification où le comportement de la surface de contact est considéré linéaire dans le cas en tension et en compression.

La Figure 3.13 illustre l'effet de la réduction de la résistance sur l'enveloppe de rupture.

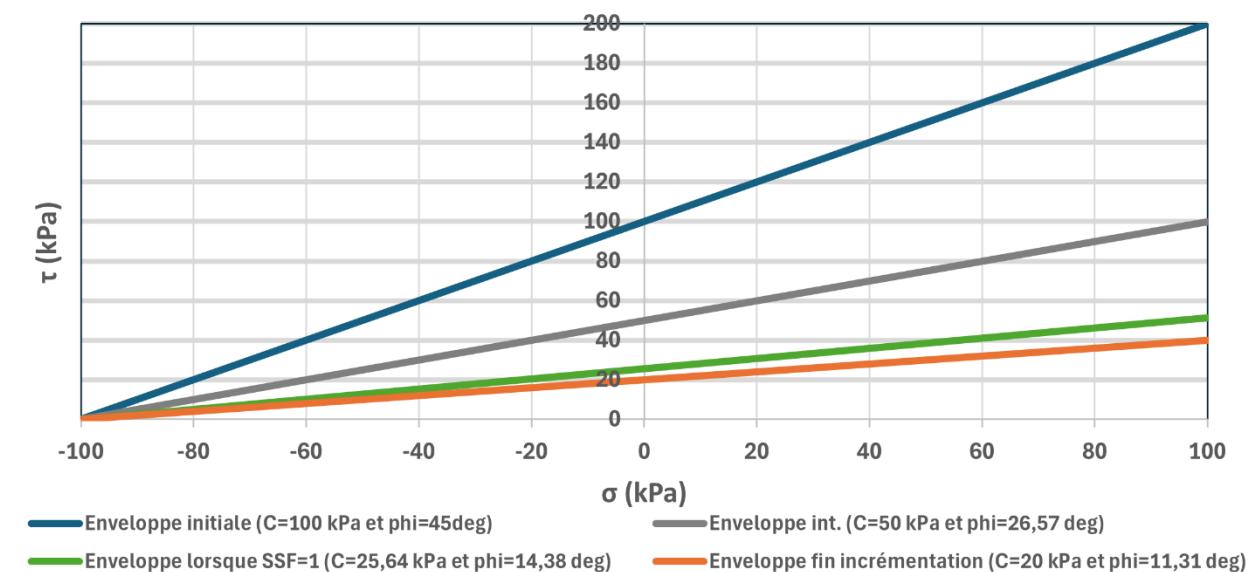


Figure 3.13 Enveloppe Mohr-Coulomb pour plusieurs cas d'analyses

3.7 Méthode de gravité – synthèse et conclusions

Tel que montré dans les précédentes sections, plusieurs approches sont possibles pour évaluer la stabilité de la structure en utilisant la méthode de gravité, notamment en augmentant le niveau d'eau, en augmentant la densité de l'eau et en réduisant la résistance (cohésion et angle de frottement interne). Les résultats des analyses effectuées par la méthode de gravité, avec et sans cohésion apparente résiduelle, sont illustrés dans le Tableau 3.7 et le Tableau 3.8. Les résultats où la cohésion est incrémentée sont présentés dans le Tableau 3.9.

La discussion des résultats illustrés dans les tableaux est présentée à la fin du chapitre.

Tableau 3.7 Résultats de la méthode de gravité avec $C=0$ kPa

	Cas de référence	Augmentation du niveau d'eau	Augmentation de la densité d'eau	Réduction de la résistance
H_n (m)	13,64	Variable incrémentée	13,64	13,64
ϕ (deg.)	45	45	45	Variable incrémentée
C (kPa)	0	0	0	0
ρ (kg/m³)	1000	1000	Variable incrémentée	1000
K pour FSG=1	-	$K^H = 1,76$	$K^D = 1,70$	$K^R = 2,36$
K pour $L_f \approx 100\%$	-	$K^H = 1,94$	$K^D = 1,74$	-
Indicateur limitant	-	FSG	FSG	FSG
K final à considérer	$FSG = 2,40$ $L_f = 0 \%$	$K^H = 1,76$	$K^D = 1,70$	$K^R = 2,36$
		$FSG \approx 1$	$FSG \approx 1$	$FSG = 1$
		$L_f = 24,76 \%$	$L_f = 0 \%$	$L_f = 0 \%$
Pos. rés. (%) pour K considéré	46,39	$H_n = 18,07 \text{ m}$	$\rho = 1700 \text{ kg/m}^3$	$\phi = 23^\circ$
K_1 (init. fiss.)	-	$K^{H_1} = 1,68$ $FSG = 1,25$	-	-
K_2 (25% fiss.)	-	$K^{H_2} = 1,76$ $FSG = 0,98$	-	-
K_3 (100% fiss.)	-	$K^{H_3} = 1,94$ $FSG = 0,31$	-	-

Tableau 3.8 Résultats de la méthode de gravité avec $C=100$ kPa

	Cas de référence	Augmentation du niveau d'eau	Augmentation de la densité d'eau	Réduction de la résistance
H_n (m)	13,64	Variable incrémentée	13,64	13,64
ϕ (deg.)	45	45	45	Variable incrémentée
C (kPa)	100	100	100	100
ρ (kg/m³)	1000	1000	Variable incrémentée	1000
K pour FSG=1	-	$K^H = 1,85$	$K^D = 1,74$	-
K pour L_f≈100%	-	$K^H = 1,94$	$K^D = 1,74$	-
Indicateur limitant	-	FSG	FSG et L _f	N/A
K final à considérer	FSG = 3,93 L _f = 0 %	$K^H = 1,85$ FSG = 1 L _f = 58,89 % $H_n = 18,55$ m	$K^D = 1,74$ FSG = 1 L _f = 100 % $\rho = 1700$ kg/m ³	$K^R = 22,90$ FSG = 1,63 L _f = 0 % $\phi = 2,5^\circ$
Pos. rés. (%) pour K considéré	46,391	86,30	67,04	46,39
K₁ (init. fiss.)	-	$K^H_1 = 1,68$ FSG = 2,15	-	-
K₂ (25% fiss.)	-	$K^H_2 = 1,76$ FSG = 1,64	-	-
K₃ (100% fiss.)	-	$K^H_3 = 1,94$ FSG = 0,32	-	-

Tableau 3.9 Résultats de la réduction de la résistance avec incrémentation de la cohésion et de l'angle de friction (cohésion initiale $C=100$ kPa)

	$\phi = 45^\circ$ et $C = \text{incrémenté}$	$\phi = \text{incrémenté et } C = \text{incrémenté}$
H_n (m)	13,64	13,64
ρ (kg/m³)	1000	1000
K^R pour FSG=1	-	3,95
K^R pour L_f≈100%	-	-
Indicateur limitant	-	46,39
[K^R] final à considérer	[30*] FSG = 2,45 L _f = 0 % $C = 4$ kPa	[3,95] FSG = 1 L _f = 0 % $\phi = 14,21^\circ$ $C = 25,32$ kPa
Pos. rés. (%) pour K^R considéré	46,39	46,39

* Cette valeur correspond à une cohésion presque nulle.

Les cas de référence qui seront comparés aux calculs de la méthode d'éléments finis sont ceux avec la pleine hauteur du niveau d'eau (17,907 m), comme montré dans le Tableau 3.10.

Tableau 3.10 Résultats des cas de référence pour les calculs avec la méthode d'éléments finis

Cas de référence pour les calculs d'ÉF $f't = 0 \text{ kPa}$	
$H_n \text{ (m)}$	17,907
$\phi \text{ (deg.)}$	45
$C \text{ (kPa)}$	0
$\rho \text{ (kg/m}^3\text{)}$	1000
FSG	1,11
L_f	12,87% (= 1,79 m)
Pos. rés. (%)	71,0

3.8 Méthode des éléments finis – utilisation itérative des analyses linéaires élastiques

Des analyses par éléments finis non-linéaires sont normalement requises pour étudier la progression de la fissuration à l'interface béton-roche. Cependant, il est essentiel de commencer par des analyses linéaires élastiques afin de mieux comprendre le comportement de la structure étudiée. Une série d'analyses linéaires itératives sont effectuées en attribuant une faible rigidité aux éléments de béton endommagés le long de l'interface béton/roc afin de simuler la fissuration. Ces éléments sont considérés endommagés lorsque la contrainte normale appliquée dépasse la résistance en tension du béton. De plus, dans le cas de ce projet de recherche, les résultats d'analyses sont comparés aux résultats de la méthode de gravité obtenus par le logiciel CADAM3D, et notamment la longueur de fissuration, L_f . Ces résultats sont montrés dans le Tableau 3.10 pour CADAM3D.

Un modèle est créé dans le logiciel Abaqus en se basant sur les dimensions et le modèle illustrés dans la section 3.2, avec un niveau d'eau incrémenté jusqu'à la rupture. Les charges appliquées sont le poids propre du béton, la pression hydrostatique ainsi que la sous-pression. La sous-pression est introduite comme une charge externe de pression positive qui agit sur les deux surfaces de l'élément de béton touchant à l'interface béton/roc. Ainsi, la sous-pression applique une tension sur les éléments de béton à la base du barrage. La magnitude et la distribution de la sous-pression

sont modifiées en suivant la progression de la fissure, comme discuté dans la section 2.2. Deux modules de Young sont utilisés, l'un pour le béton sain et l'autre pour le béton endommagé. Afin de choisir la bonne taille de maillage, plusieurs simulations linéaires élastiques sont faites pour la distribution de contraintes normales à la base du barrage, tel que montré dans la Figure 3.14. Les éléments utilisés dans ces maillages sont de type C3D8R, *8-node linear brick, reduced integration, hourglass control*.

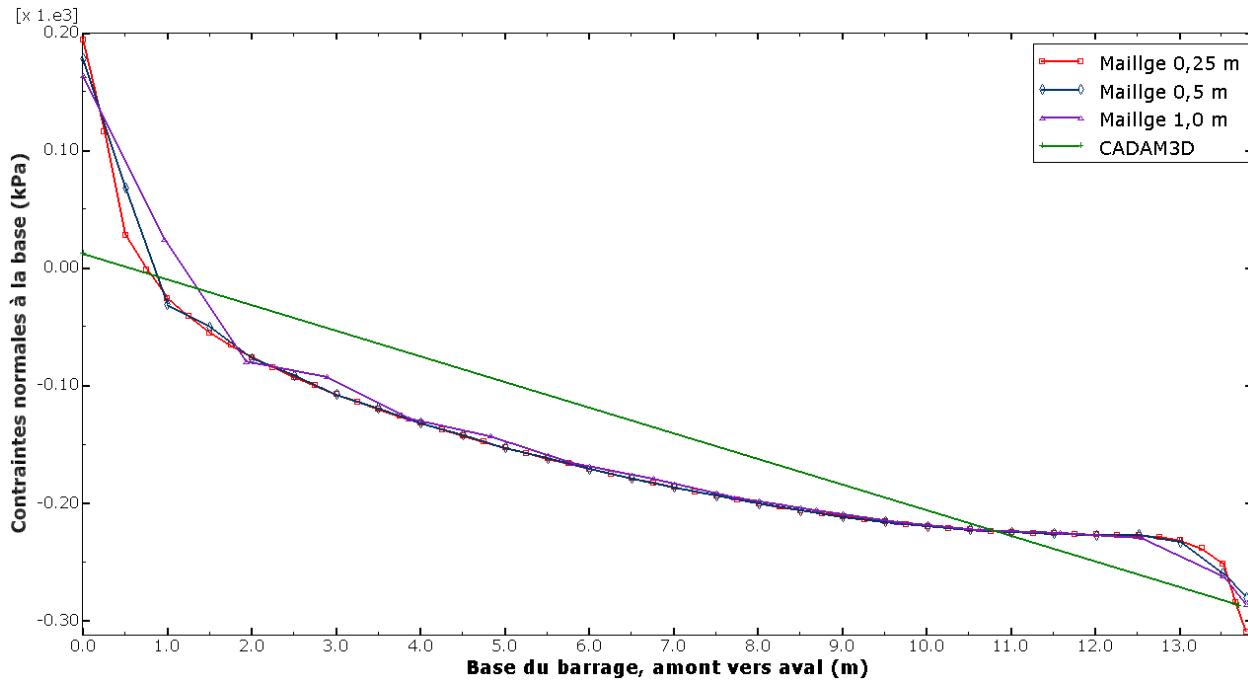


Figure 3.14 Distribution des contraintes normales à la base pour plusieurs maillages (Analyses linéaires élastiques)

Les résultats des trois maillages présentés dans la Figure 3.14 montrent une tendance similaire à celle obtenue avec la méthode de gravité dans CADAM3D, à l'exception des sections situées aux extrémités amont et aval. Ces écarts s'expliquent par la concentration des contraintes observée dans ces zones. Suite à cette étude de convergence du maillage, il a été jugé pertinent de retenir un maillage intermédiaire de 0,5 m. Le modèle final utilisé dans ce chapitre est présenté dans la Figure 3.15.

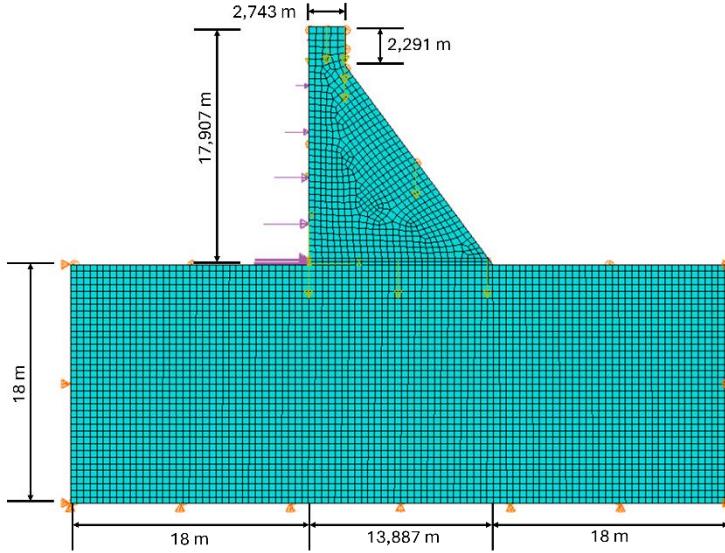


Figure 3.15 Modèle utilisé dans le logiciel Abaqus

Une méthode itérative est utilisée pour appliquer la sous-pression dans le joint étudié à l'interface barrage-fondation. Les sous-pressions sont mises à jour tel que montré dans la Figure 2.1. La limite de résistance en traction est fixée à une faible valeur de 10 kPa. Ainsi, lorsque la contrainte normale dans le premier élément (direction amont vers aval) de la première rangée d'éléments de béton subit des efforts de traction de 10 kPa ou plus, cet élément de béton devient endommagé. Par conséquent, le module de Young dans cet élément endommagé est réduit par un facteur de réduction α :

$$E_{\text{béton endommagé}} = \frac{E_{\text{béton sain}}}{\alpha} \quad (3.10)$$

Où $E_{\text{béton sain}}$ est égal à 25 GPa.

Comme montré dans la Figure 3.16, le joint étudié se situe à la première rangée du béton. Les éléments des fondations ne sont alors pas endommagés par la fissure. Le module de Young du roc est 2 fois plus élevé que celui du béton.

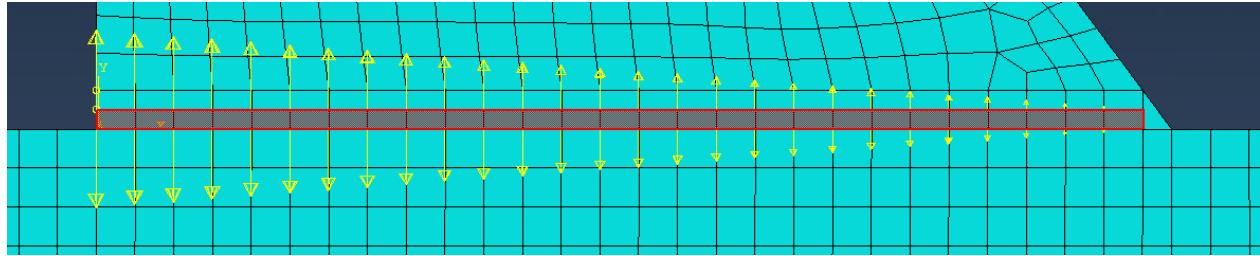


Figure 3.16 La rangé d'éléments sur lesquels la sous-pression est appliquée

Ensuite, à l'aide d'un code Python développé dans le cadre de ce projet, les valeurs de sous-pression sont modifiées, l'analyse est relancée et une nouvelle lecture des contraintes à la base est effectuée pour déterminer si la fissure est stable. La longueur de fissuration est ainsi déterminée selon le nombre d'éléments de béton endommagés. Comme la taille de maillage choisi est de 0,5 m, alors l'incertitude sur la longueur de fissuration est de $\pm 0,5$ m. Le processus d'itérations est montré dans la Figure 3.17.

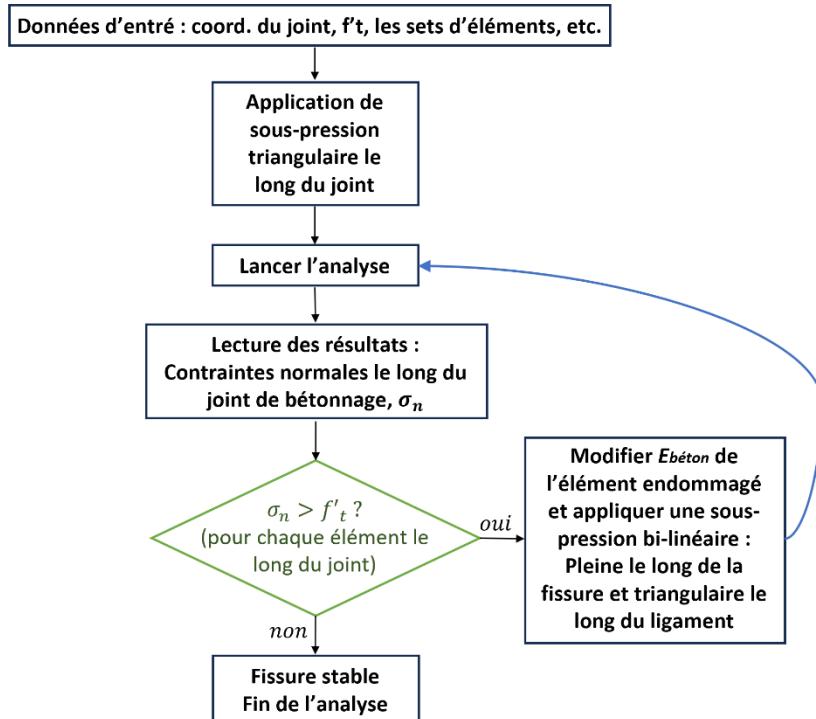


Figure 3.17 Processus d'itération pour la détermination de la longueur de fissuration.

Une première itération avec une sous-pression triangulaire permet d'avoir la déformée présentée dans la Figure 3.18.

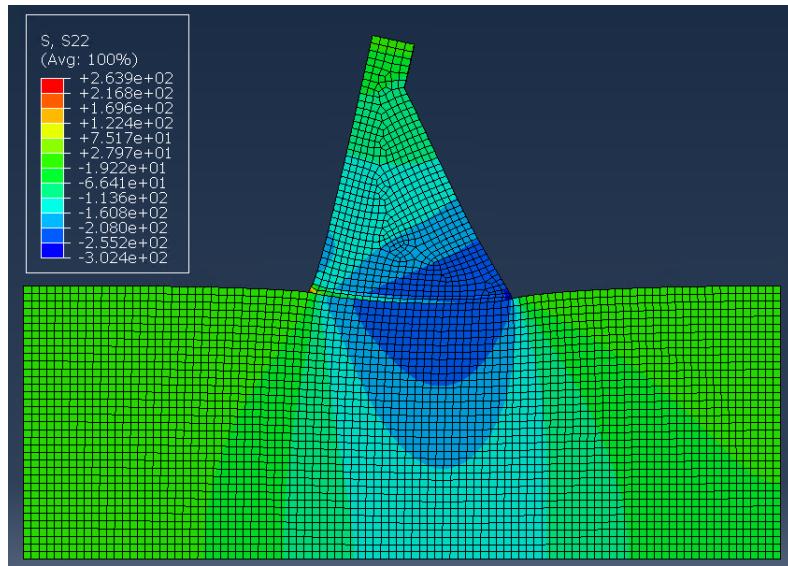


Figure 3.18 La structure déformée et les contraintes normales (kPa) à la fin de la première itération (facteur d'amplification de 100 pour la déformée)

Afin de valider la méthodologie développée, un exemple de validation simple, d'un mur encastré à la base a été considéré. Les résultats sont présentés à l'Annexe A et démontrent une certaine sensibilité de la longueur de fissure en fonction du facteur de réduction α . À partir d'une valeur égale à 100 000, retenue dans cette étude, la longueur de fissure calculée par les éléments finis se stabilise et devient très proche de celle trouvée par la méthode de gravité.

La méthodologie validée a ensuite été appliquée pour le barrage. La distribution des contraintes normales à la base pour ces itérations est illustrée dans la Figure 3.19.

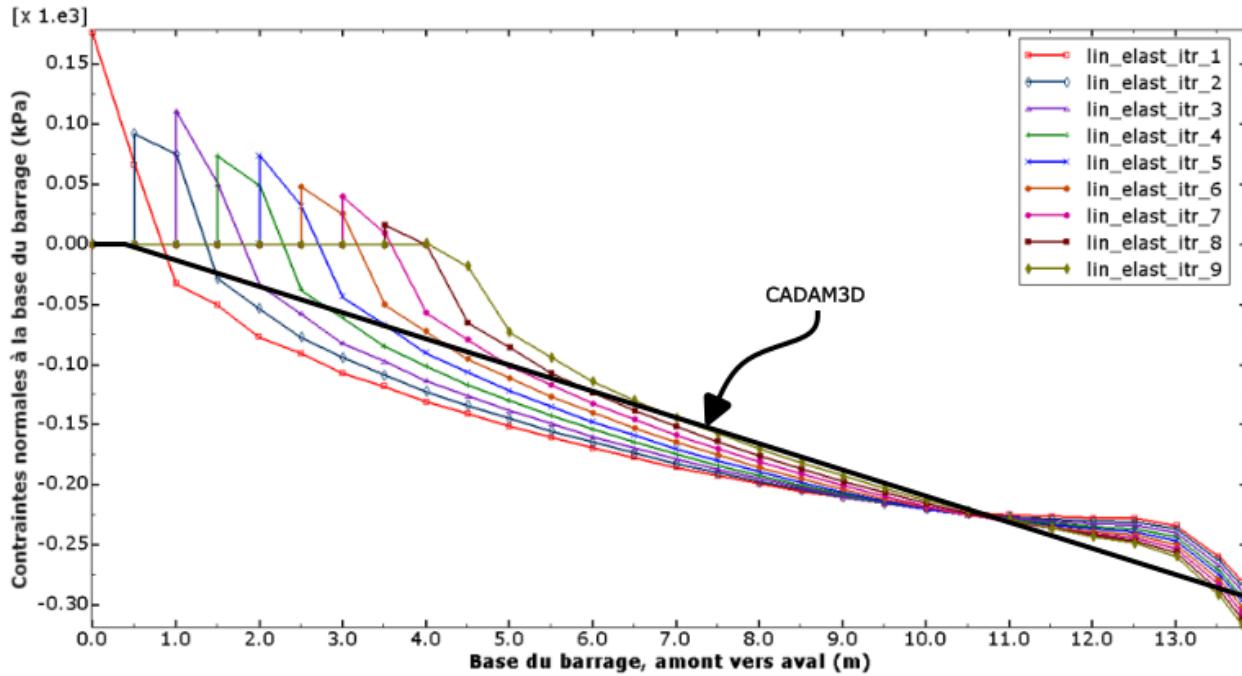


Figure 3.19 Contraintes normales à la base du barrage pour chaque itération avec α de 100 000 (Abaqus) et comparaison avec la distribution obtenue par CADAM3D

La contrainte normale à la pointe de la fissure diminue avec les itérations.

Une analyse détaillée avec la méthode de la superposition des contraintes est également réalisée pour un état de contraintes après 6 itérations afin de vérifier le diagramme calculé par Abaqus. Les résultats de la superposition sont montrés dans la Figure 3.20.

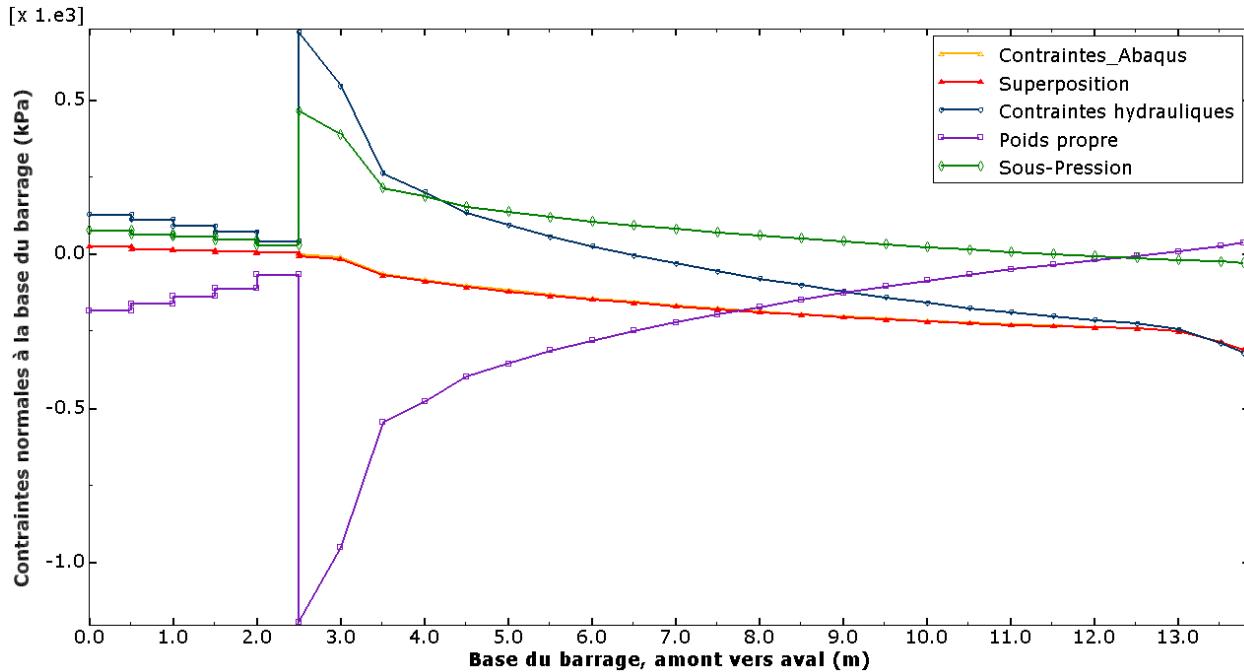


Figure 3.20 Décomposition des contraintes normales à la base du barrage

La courbe jaune (Contraintes_Abaqus) est obtenue directement par Abaqus et la courbe rouge (Superposition) est obtenue par superposition des résultats de trois analyses séparées sous l'effet des charges hydrostatiques, poids propre et sous-pression. Les deux courbes sont parfaitement superposées. Cependant, la distribution des contraintes normales suite à l'application de la sous-pression seulement est inattendue. En fait, comme la pleine sous-pression est appliquée dans les fissures, il est attendu de voir une distribution constante des contraintes dans le béton endommagé, et non pas des valeurs relativement faibles comme montré dans la Figure 3.20.

Afin de comprendre ce comportement, une analyse est effectuée sur un modèle constitué de deux blocs d'éléments, l'un avec du béton sain et l'autre avec du béton endommagé. Le maillage utilisé est celui de modes incompatibles (C3D8I, *Incompatible Modes*). Une contrainte de traction de 1 kPa est appliqué sur la surface des quatre éléments, comme montré dans la Figure 3.21.

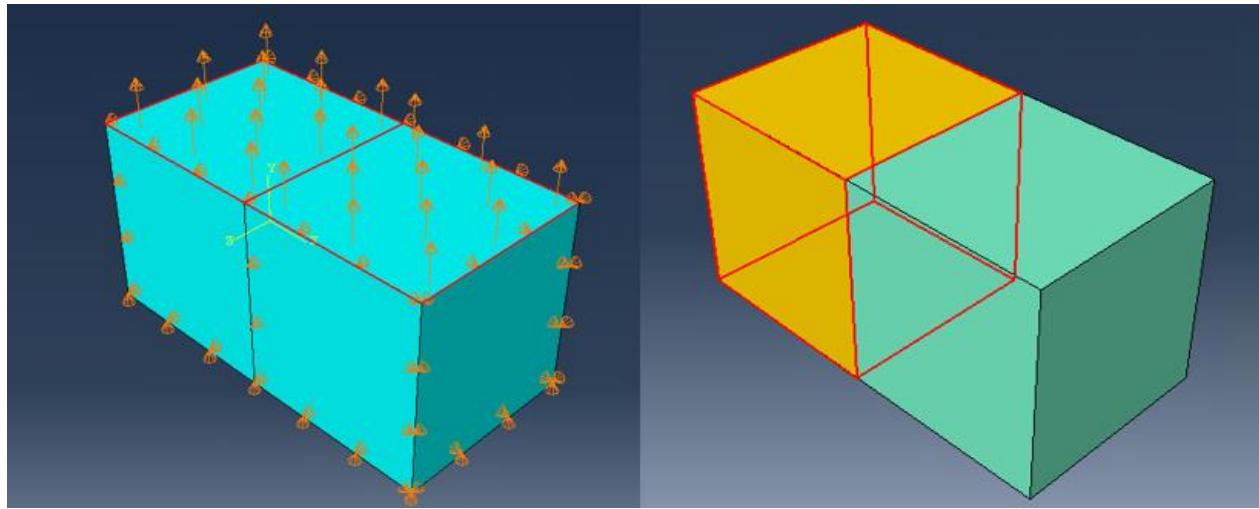


Figure 3.21 Analyse de deux éléments sous une contrainte de tension de 1 kPa

Afin de comparer les résultats, une autre analyse avec deux éléments de béton sain est effectuée. Les contraintes normales des analyses sont présentées dans la Figure 3.22.

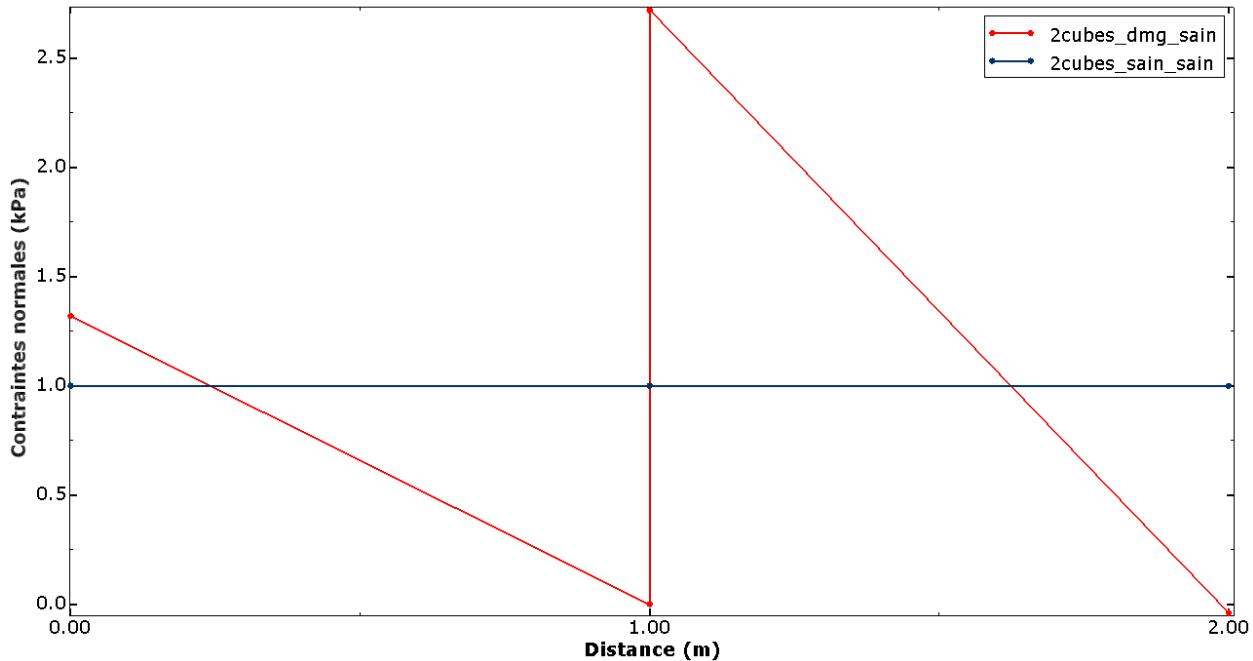


Figure 3.22 Contraintes normales de deux analyses : deux éléments de béton sain et un élément de béton sain et l'autre de béton endommagé

La distribution des contraintes normales dans le cas d'un élément sain et d'un élément endommagé peut alors expliquer le phénomène observé à la Figure 3.20. En effet, puisqu'une différence

importante de rigidité existe entre les deux éléments, les contraintes de l'élément endommagé sont concentrées dans l'élément adjacent avec du béton sain. Cette concentration de contraintes peut être observée dans la courbe rouge de la Figure 3.22. Ce même phénomène peut être observé dans les résultats d'analyse du barrage, montrés dans la Figure 3.19.

La concentration de contraintes est représentée par les pics à la pointe de la fissure pour chaque itération et elle est générée artificiellement vu l'utilisation d'analyses linéaires élastiques avec des éléments adjacents de rigidités très différentes. Cela peut également expliquer la différence entre la longueur de fissure trouvée avec CADAM3D et Abaqus. L_f calculée par CADAM3D est de 0,47 m, correspondant à 3,37% de la base. Les résultats d'Abaqus sont montrés à la Figure 3.23, et démontrent une convergence de la longueur de la fissure à une valeur de 4.0 m, donc beaucoup plus élevée que celle obtenue par CADAM3D. Cette sur-estimation de la longueur de fissure par Abaqus, si l'on prend comme référence CADAM3D, est due à la concentration de contraintes obtenue à la pointe de fissure par la méthode des éléments finis linéaire itérative, tel qu'il est possible de voir dans la Figure 3.19.

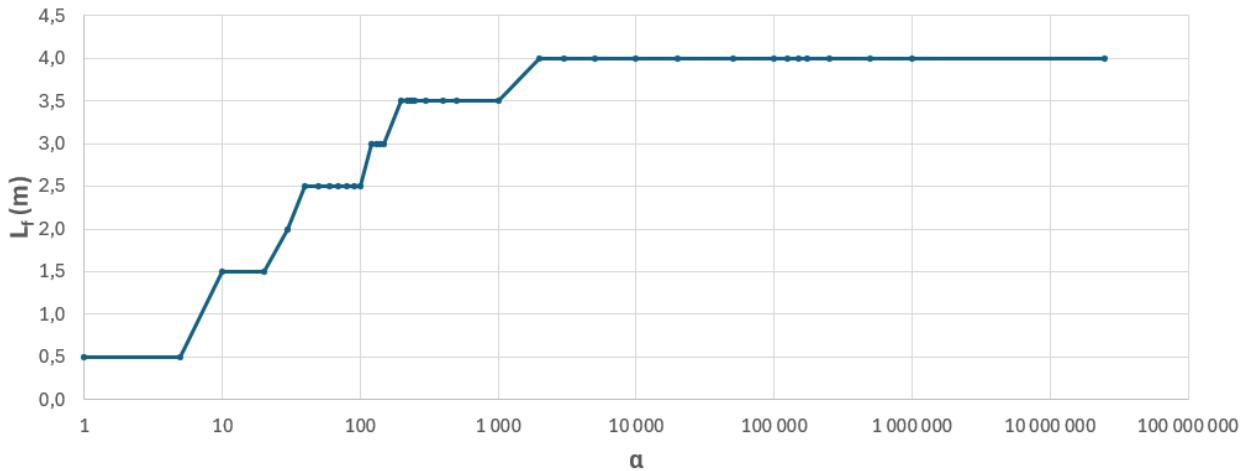


Figure 3.23 Variation de la longueur de fissuration en fonction du facteur de réduction α pour le cas du barrage de 17 m

Le FSG correspondant à une fissure de 4 m peut être calculé à l'aide de l'équation 2.4. Cette équation devient alors :

$$FSG = \frac{(W + U)\tan\phi}{\Sigma H} = \frac{(3121.36 \text{ kN} - 1570.60 \text{ kN}) \tan(45^\circ)}{1572.30 \text{ kN}} = 1.0$$

De plus, la position de la force résultante se situe à l'extérieur du tier médian (73,9%).

Enfin, une analyse sur la sensibilité de la fissure est effectuée en faisant varier la résistance en traction, f'_t . Les résultats obtenus par Abaqus et par CADAM3D sont montrés dans la Figure 3.24.

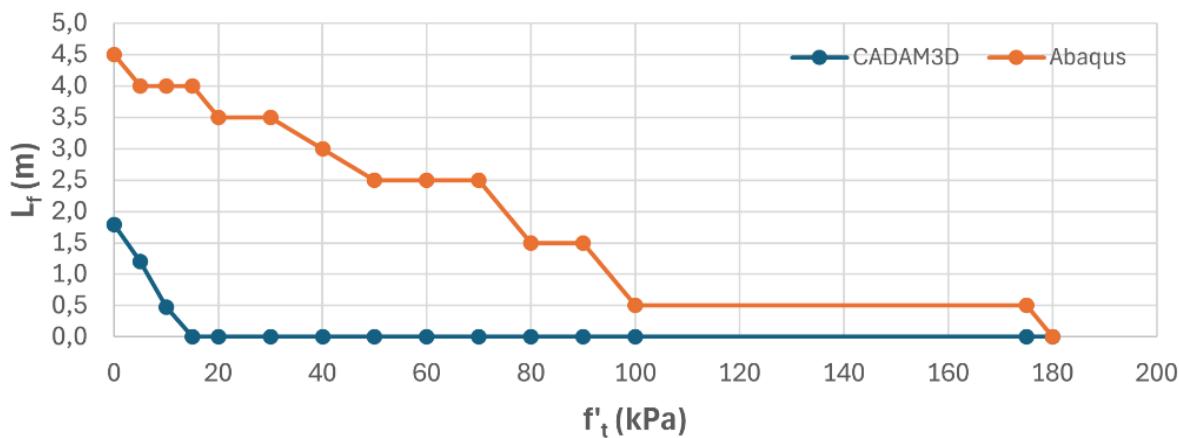


Figure 3.24 Longueur de fissure en fonction de la résistance en tension du béton endommagé

Les résultats de la Figure 3.24 ci-dessus montrent que les deux méthodes sont sensibles à la résistance en traction. Il est même surprenant de remarquer que CADAM3D est plus sensible pour des variations de résistance en traction de 0 kPa à 20 kPa. Dans tous les cas, la longueur de fissure obtenue par la méthode des éléments finis linéaire élastique reste beaucoup plus élevée que celle obtenue par la méthode de gravité. Cette sur-estimation est très probablement reliée à la concentration de contraintes générée artificiellement par l'utilisation des analyses linéaires élastiques, d'où la nécessité du passage à des analyses non-linéaires avec interfaces de contact, objet de la section suivante.

3.9 Méthode des éléments finis – utilisation des interfaces de contact

L'utilisation des interfaces de contact et le type d'analyse non-linéaire sont mis en œuvre à l'aide d'une méthode de calcul explicite dans Abaqus. Il est alors nécessaire de calculer la période fondamentale de la structure en effectuant une analyse modale. La période fondamentale sert à appliquer les charges lentement par rapport à la période fondamentale de la structure pour éviter les effets dynamiques. Il faut alors appliquer les charges de façon quasi-statique dans des étapes, *Steps*, différentes lors de l'analyse dynamique explicite. Les charges sont appliquées avec une

amplitude, *Smooth step*, et sont étalées sur une période égale à 20 fois la période fondamentale, $20T_1$. La période fondamentale de la structure étant de 0,056 secondes, les charges sont appliquées sur une période de 1,12 secondes, comme le montre la Figure 3.25.

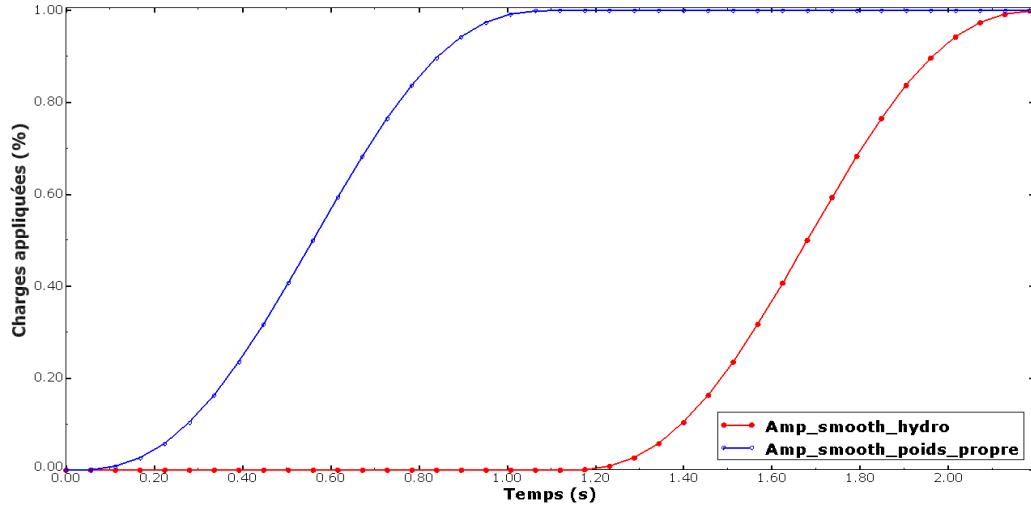


Figure 3.25 Application des charges par une douce amplitude, *Smooth Step*.

Après avoir lancé l'analyse explicite, il est possible de vérifier si l'analyse est bien quasi-statique et non pas dynamique. Le ratio de l'énergie cinétique sur l'énergie de déformation interne, E_c/E_i , doit être inférieur à une valeur de 2% à 5%. Cette condition est respectée dans le modèle utilisé, comme montré dans la Figure 3.26.

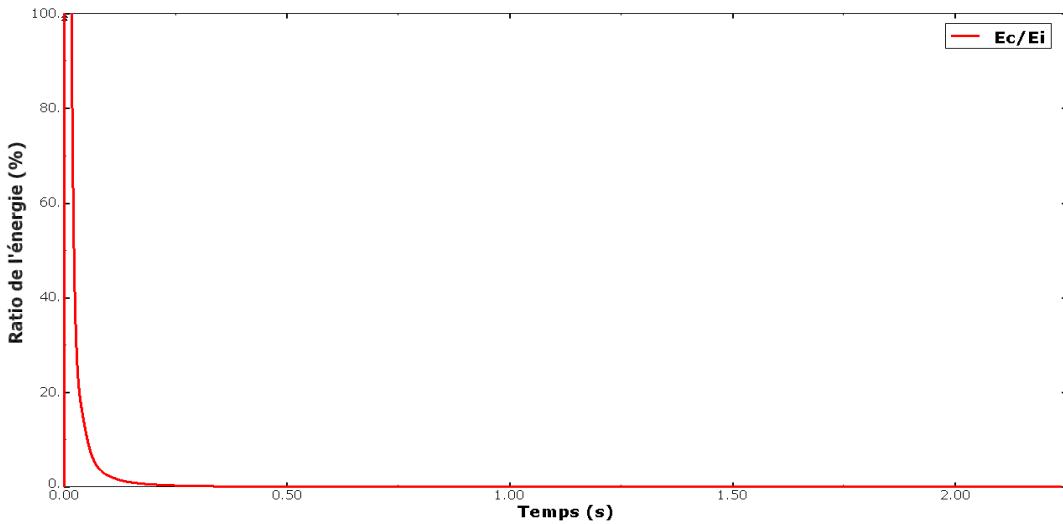


Figure 3.26 Ratio de l'énergie cinétique sur l'énergie de déformation interne

Les résultats de l'analyse linéaire explicite sont ensuite comparés à ceux de l'analyse implicite pour un premier modèle élastique linéaire. Cette étape permet de valider la fiabilité du modèle explicite développé, qui sera par la suite utilisé pour les analyses intégrant des interfaces de contact et la sous-pression à l'interface béton/roc. Les résultats de cette validation sont présentés dans la Figure 3.27.

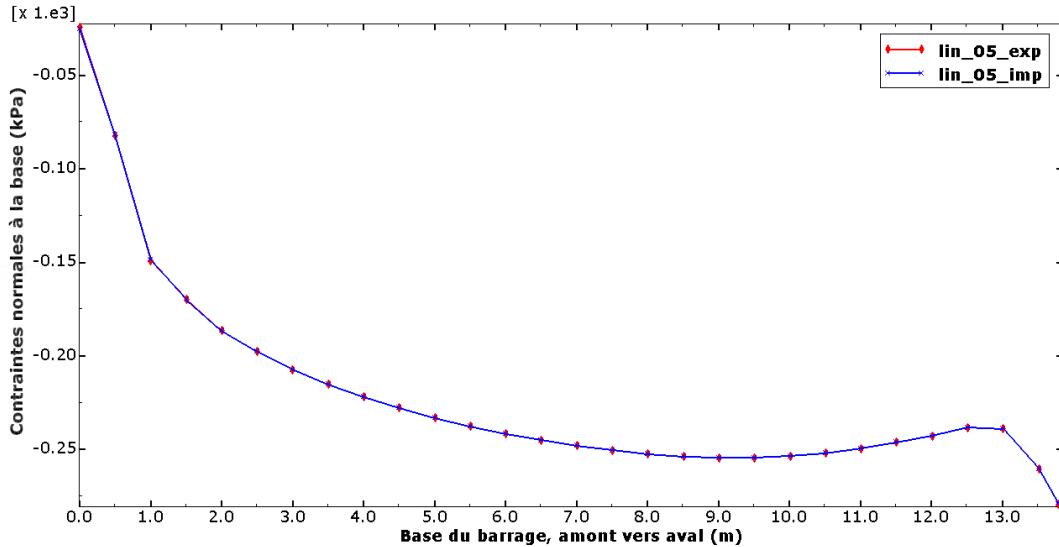


Figure 3.27 Comparaison des résultats d'analyse explicite et implicite – modèle linéaire élastique

Les interfaces de contact sont introduites dans le modèle avec un coefficient de friction μ égal à 1 ($=\tan(\phi) = \tan(45^\circ)$), comme expliqué dans la section 2.5. Le contact est de type *General Contact*, avec une interaction seulement possible à l'interface béton/roc dans cet exemple.

Les sous-pressions sont appliquées de part et d'autre sur les faces des éléments en contact au niveau de l'interface de contact.

Il est possible d'attribuer une résistance en traction à l'interface de contact, à l'aide de la propriété disponible dans Abaqus de *Cohesive Contact*. Ainsi et tel que montré à la Figure 3.28, il est possible d'avoir des forces de contact *cohésives* qui sont opposées aux forces de contact habituelles.

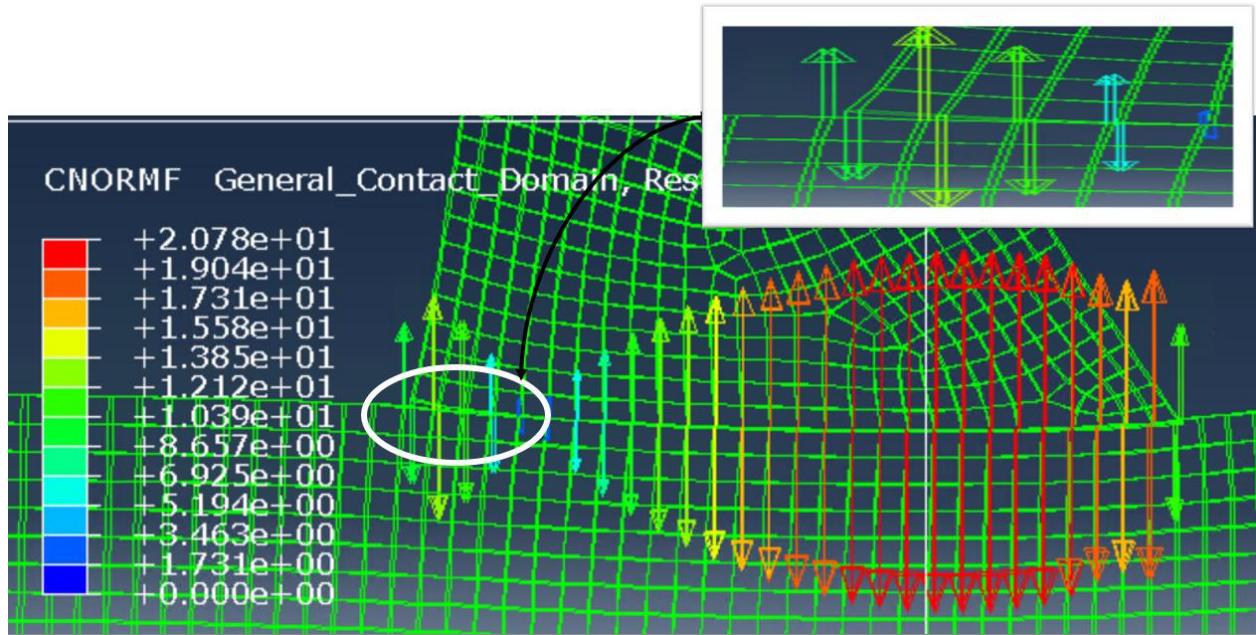


Figure 3.28 Forces de contact (kN) cohésives (encerclées) au niveau de l’interface de contact béton-barrage

Toutefois, des anomalies (*Bug*) ont été observées avec cette propriété (*Cohesive Contact*) disponible dans la version explicite de Abaqus. Plus spécifiquement, il a été observé que les pressions de contact cohésives pendant l’analyse, dépassent la résistance en traction spécifiée par l’utilisateur. Afin de prouver ce bug, le modèle de barrage avec sa fondation a été soumis successivement et dans des *steps* différents aux charges de gravité, de sous-pression triangulaire et finalement aux pressions hydrostatiques. Deux modèles différents ont été considérés afin d’étudier l’état de la pression de contact au niveau de l’interface béton-roc: un modèle sans condition de contact cohésive (résistance en traction nulle de l’interface obtenue avec l’interface classique de Mohr-Coulomb) montré à la Figure 3.29, et un modèle où une condition de contact cohésive avec résistance en traction de 5kPa est considérée, montré à la Figure 3.30.

La Figure 3.29 montre très bien le comportement anticipé et l’effet distinct des sous-pressions triangulaires, ainsi que la perte de contact à l’amont du barrage sous l’action additionnelle des charges hydrostatiques à l’amont du barrage. Le décollement est observé sur une distance de l’ordre de 2m de la face amont où la pression de contact demeure nulle.

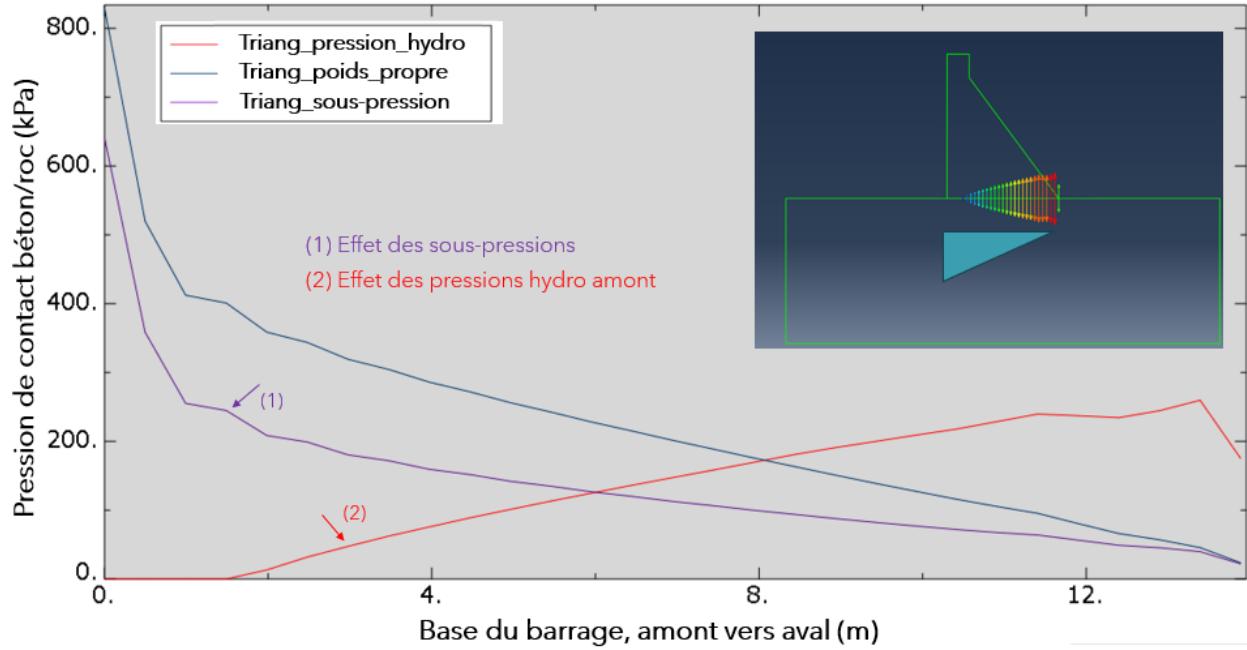


Figure 3.29 Analyse sans résistance en traction dans l'interface de contact – pression triangulaire

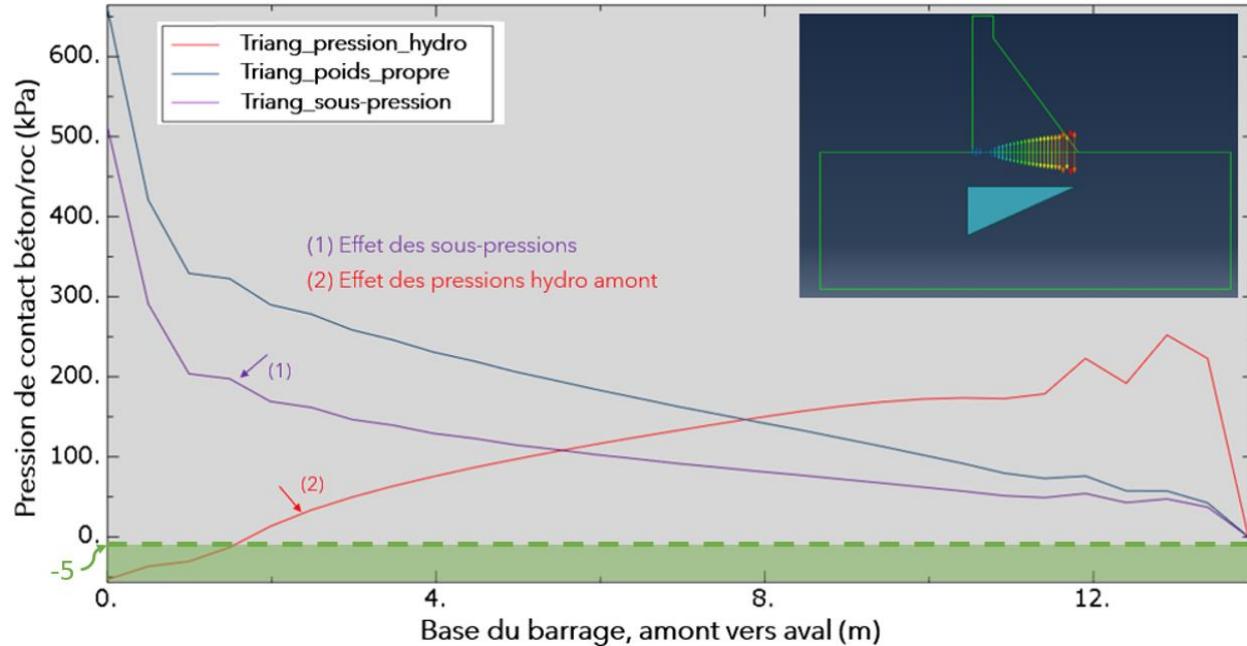


Figure 3.30 Analyse avec une résistance en traction de 5 kPa dans l'interface de contact – pression triangulaire

Contrairement au cas sans résistance en traction, il est possible d'identifier sur la Figure 3.30 l'apparition de pressions de contact cohésives et donc négatives sur une portion de ligament en

amont du barrage. Cependant, l'amplitude de ces pressions négatives dépasse en valeur absolue la résistance en traction spécifiée de 5 kPa. Le logiciel présente ainsi une limitation qui empêche l'attribution d'une résistance en traction non nulle à l'interface.

De plus, une autre difficulté se pose avec les interfaces de contact : le logiciel ne permet pas une mise à jour automatique des sous-pressions après la séparation de l'interface. En d'autres termes, il ne gère pas le passage d'une sous-pression triangulaire à une sous-pression rectangulaire au niveau des éléments séparés de l'interface.

La seule façon de parvenir à la mise à jour de la sous-pression est de procéder à des itérations : autrement dit mettre à jour le diagramme de sous-pression en dessous des éléments séparés et relancer l'analyse non-linéaire. En procédant ainsi, la Figure 3.31 illustre l'évolution des pressions de contact à l'interface béton-roc, depuis l'état initial avec une pression triangulaire, jusqu'à l'itération finale, où la pleine pression hydrostatique est appliquée dans le ligament ouvert de l'interface.

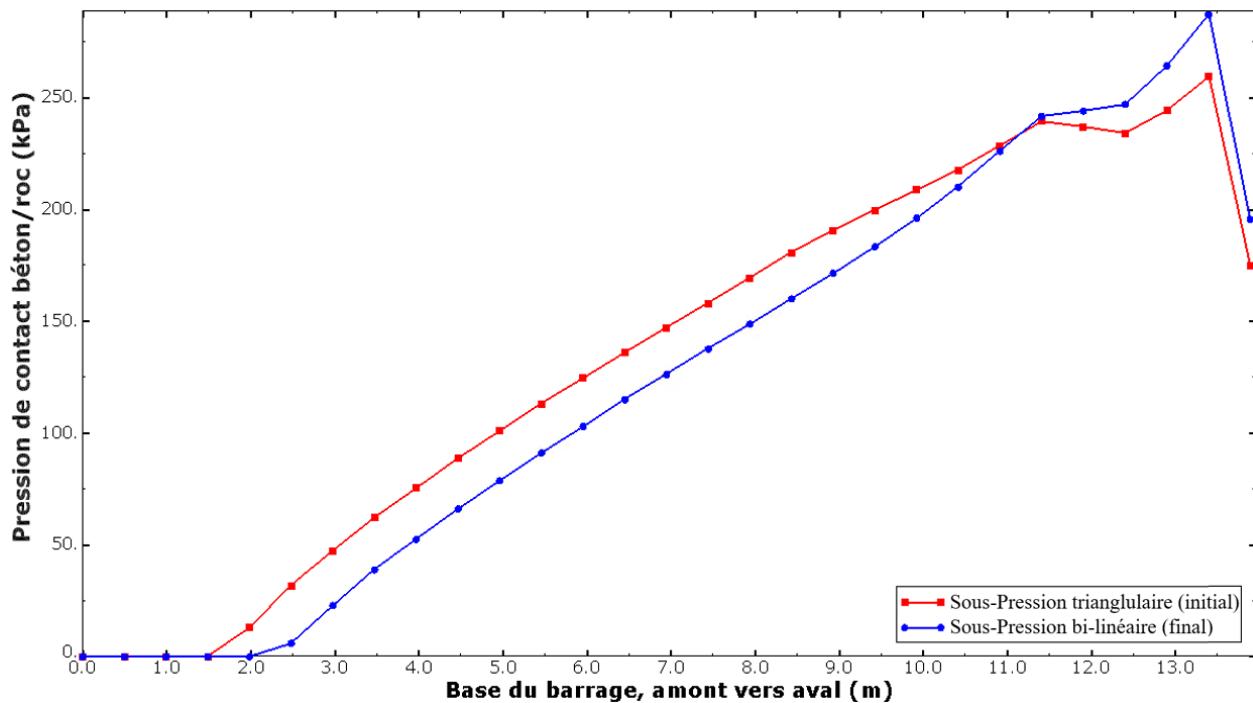


Figure 3.31 Pressions de contact à l'interface béton/roc

Ainsi, avec une résistance en traction nulle, la fissure se stabilise à 2 mètres, résultat qui est très proche de la valeur de 1,79 m obtenue avec la méthode de gravité par CADAM3D pour le cas $f't = 0$ kPa (voir Figure 3.24).

3.10 Synthèse et conclusion

Plusieurs méthodes ont été employées pour déterminer les indicateurs de performance et ainsi analyser la stabilité du barrage. La méthode de gravité est appliquée en augmentant le niveau d'eau, en augmentant la densité de l'eau et en réduisant la résistance au cisaillement. La méthode d'augmentation du niveau d'eau se révèle efficace notamment lorsque le niveau d'eau est augmenté. Elle fournit des valeurs de K^H pour différents scénarios de chargement, y compris les cas où le facteur de sécurité au glissement FSG est égal à 1 ou lorsqu'une fissuration complète est observée à l'interface barrage/roc. De plus, il est possible d'avoir des valeurs pour les indicateurs de performance K^H_1 , K^H_2 et K^H_3 . Le facteur d'augmentation de la charge, qui est ici la poussée hydraulique, considéré dans ce cas est K^H égal à 1,76 lorsque la cohésion est nulle. Le FSG correspondant est alors égal à 1. La marge de sécurité entre les conditions normales d'exploitation et la rupture est donc de $K^H=1,76$. L'augmentation de la densité de l'eau ne produit pas des résultats robustes pour le cas d'étude, ce qui rend cette méthode non recommandée pour l'analyse par la méthode de gravité.

La méthode de réduction de la résistance en cisaillement peut également être utilisée pour déterminer le facteur de réduction auquel la sécurité de la structure est compromise. Cette méthode semble bien fonctionner. Dans cette étude de cas, et pour l'exemple considéré, ϕ correspond à 23° lorsque le FSG atteint le seuil de stabilité de 1. La valeur correspondante de K^R est de 2,36 avec une cohésion nulle. Cette valeur coïncide avec le FSG de 2,40 calculé de façon classique selon l'équation 2.4 pour le cas de référence dans le Tableau 3.7.

Les résultats obtenus de l'analyse linéaire élastique itérative à l'aide de la méthode des éléments finis (MEF) avec Abaqus ne sont pas similaires à ceux obtenus à l'aide de la méthode de gravité avec CADAM3D. Une longueur de fissure de 4 m est obtenue avec la MEF, soit 8,5 fois plus longue que la fissure de 0,47 m obtenue avec CADAM3D. Il a été remarqué que les deux méthodes sont très sensibles à la valeur de résistance en traction supposée au niveau de l'interface et que dans tous les cas, la MEF linéaire itérative conduit à des longueurs de fissures beaucoup plus grandes que la méthode de gravité. Deux facteurs peuvent expliquer ce résultat : (i) la distribution des contraintes obtenue par la MEF diffère de celle présumée par la méthode de gravité, ce qui est particulièrement notable dans la portion amont du ligament, près de la jonction barrage-roc; (ii) l'utilisation d'analyses linéaires élastiques entraîne une concentration de contraintes "artificielle"

au niveau de la pointe de la fissure, où le changement de rigidité est abrupt entre l'élément endommagé et son voisin non endommagé.

Enfin, la méthode d'éléments finis non-linéaire a été introduite dans le modèle avec les interfaces de contact à l'interface béton/roc avec une mise à jour manuelle des sous-pressions lors de la fissuration. La résistance en tension et la cohésion sont considérées nulles dans ce modèle. La longueur de fissuration obtenue avec cette méthode est de 2,0 m. Ce résultat s'approche du résultat obtenu par CADAM3D qui est de 1,79 m ($L_f = 12,87\%$). Les FSG sont de 1,11 et de 1,10 pour CADAM3D et Abaqus, respectivement. Ces valeurs étant très proches, il est possible de conclure que la MEF donne une longueur de fissure très proche de celle de la méthode de gravité lorsque la non-linéarité du joint est activée. Cela demeure vrai malgré les différences significatives dans la distribution des contraintes au niveau du joint béton-roc entre les deux approches.

La méthode des éléments finis (MEF) linéaire itérative semble surestimer la longueur de fissure, ce qui en fait une approche excessivement conservatrice. Pour cette raison, elle sera écartée dans la suite de ce projet. Par ailleurs, bien que la MEF non linéaire avec interface de contact offre une meilleure précision, elle présente des limites pratiques, notamment en présence de sous-pressions. La nécessité de mettre à jour manuellement les sous-pressions lors de la perte de contact rend son utilisation complexe, surtout dans des cas courants comme les barrages avec plusieurs joints de reprise. Ces contraintes soulignent l'importance de développer une méthode alternative, à la fois plus simple d'utilisation et mieux adaptée. Cet objectif sera abordé dans le prochain chapitre.

CHAPITRE 4 BARRAGE POIDS 2D DE 116 M -FISSURATION DANS LE CORPS DU BARRAGE

4.1 Introduction

Une méthodologie de modélisation non-linéaire par la MEF est développée dans ce chapitre pour le cas général d'un barrage poids en béton avec plusieurs joints, sans et avec considération des sous-pressions. En utilisant une approche progressive de complexité de modélisation par la MEF, la finalité est d'étudier l'impact des fissures plongeantes des joints de reprises de bétonnage et de comparer les résultats par rapport à ceux de la méthode de gravité. Un barrage-poids de 116 mètres avec une dizaine de joints est considéré. La géométrie et les données ont été choisies de manière à contrôler le mécanisme de glissement, afin de se concentrer uniquement sur les phénomènes de renversement et de fissuration plongeante. Pour l'approche progressive par la MEF, plusieurs analyses sont effectuées : (i) une analyse linéaire élastique, (ii) une analyse intégrant la non-linéarité au niveau des joints uniquement, et (iii) une analyse combinant la non-linéarité des joints et celle du corps du barrage. Des études de sensibilité sur certains paramètres clés sont réalisées à la fin du chapitre.

4.2 Description du barrage et du chargement

Le barrage étudié dans ce chapitre est de 116 mètres de hauteur et de 78,4 mètres de largeur à la base (Figure 4.1). Il a été considéré dans les travaux de (Mgalobelov & Nefedov, 1985). Une profondeur unitaire est utilisée dans les calculs. Les charges prises en compte incluent le poids propre, les pressions hydrostatiques exercées sur la face amont en fonction du niveau d'eau, ainsi que les sous-pressions. Un modèle de calcul est développé pour la méthode de gravité et la MEF. La possibilité de formation de fissures à la base de la structure et dans chacun des joints de reprises de bétonnage est considérée. Selon les données de l'article original, la résistance à la traction des joints de bétonnage est égale à 75 kPa, la résistance à la traction du béton de masse 720 kPa. La cohésion à l'interface béton-rocher est 500 kPa. Le barrage est constitué de béton avec un module de Young de 20 000 MPa, un coefficient de Poisson de 0,18 et une densité de 2 400 kg/m³. Pour le roc, le module de Young est de 10 000 MPa et le coefficient de Poisson est de 0,25. La densité du roc est de 1 800 kg/m³. L'angle de frottement interne est de 56°. Dans tous les calculs, il a été

décidé de ne pas considérer la présence de drain, contrairement à l'article original de (Mgalobelov & Nefedov, 1985). La prise en compte d'un drain aurait compliqué les équations des souspressions, une complexité jugée non pertinente pour les objectifs de ce projet.

Les dimensions du barrage ainsi que les joints de bétonnage sont montrées dans la Figure 4.1.

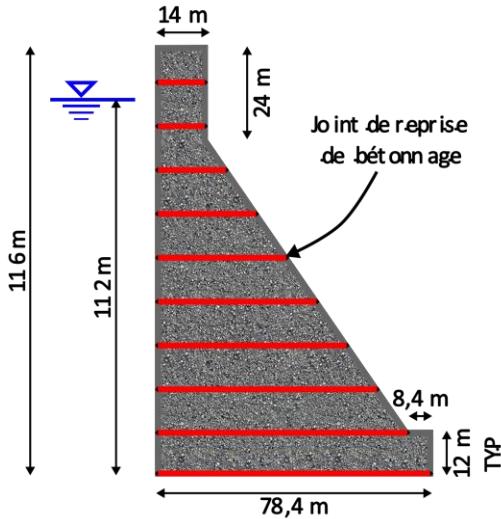


Figure 4.1 Géométrie du barrage 116m étudié.

Le niveau normal d'opération est de 112m. Afin de comparer les résultats obtenus des analyses effectuées dans ce chapitre, le facteur de multiplication K^H est utilisé dans les analyses afin de quantifier les marges de sécurité disponibles. Ce facteur de multiplication de la poussée hydrostatique est utilisé avec la hauteur d'eau pour la méthode d'augmentation de la charge. La hauteur d'eau de référence est celle normale d'opération de 112m. Alors K^H correspond à 1 pour cette hauteur d'eau.

Plusieurs analyses sont effectuées dans ce chapitre, d'abord par la méthode de gravité et ensuite par la MEF. Les analyses par la MEF sont classées selon (i) les propriétés de matériaux utilisés, (ii) l'utilisation des interfaces de contact et (iii) la considération de la sous-pression. La Figure 4.2 illustre le schéma d'analyses effectuées dans ce chapitre. Le Tableau 4.1 résume les propriétés de matériaux utilisées dans chaque cas d'analyse.

La propriété du béton L-É correspond à linéaire-élastique et NL correspond à non-linéaire.

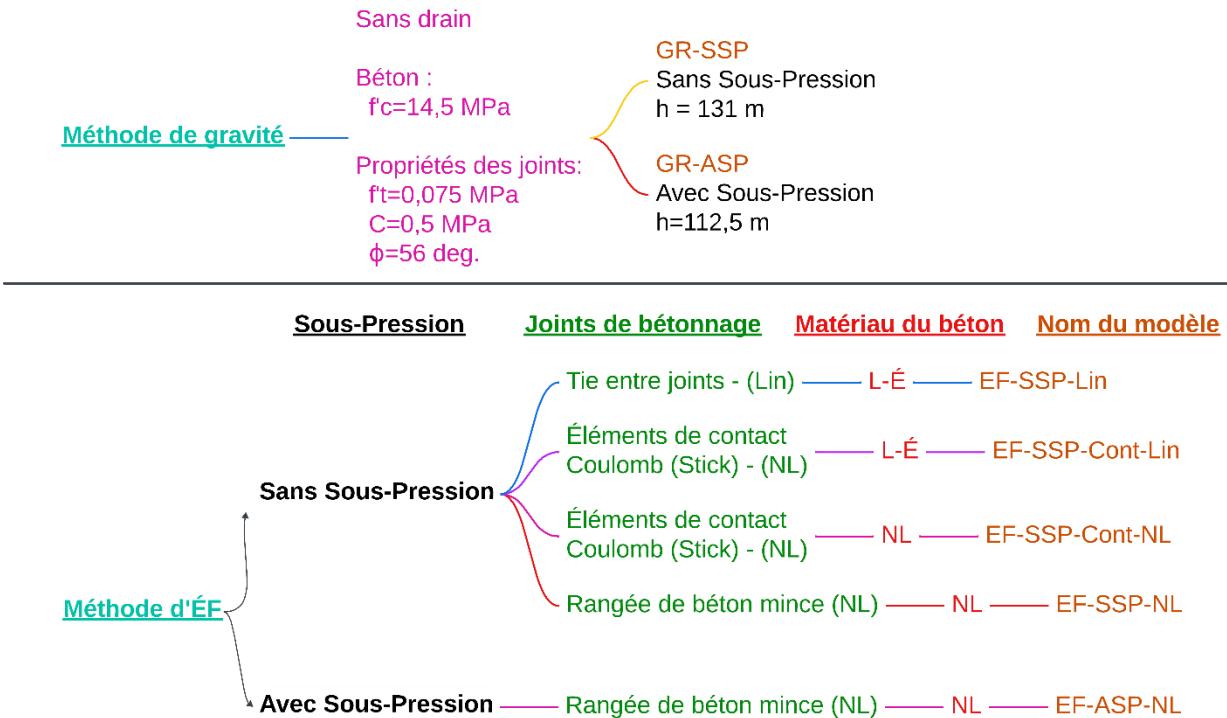


Figure 4.2 Schéma d'analyses numériques effectuées au Chapitre 4

Tableau 4.1 Propriétés de matériaux et méthode de calcul pour chaque cas d'analyse

Cas	Méthode d'analyse	Loi Interfaces de contact	Prop. du béton	Sous-pression	$f'_{t_béton}$ (kPa)	f'_{t_joints} (kPa)	C (kPa)	Φ (deg.)
GR-SSP	Gravité	M-C	-	Non	-	75	500	56
GR-ASP	Gravité	M-C	-	Oui	-	75	500	56-90*
EF-SSP-Lin	EF	-	L-É	Non	-	-	-	-
EF-SSP-Cont-Lin	EF	C	L-É	Non	-	0	0	~90
EF-SSP-Cont-NL	EF	C	NL	Non	720	0	0	~90
EF-SSP-NL	EF	-	NL	Non	720	75	-	-
EF-ASP-NL	EF	-	NL	Oui	720	75	-	-

*Angle de frottement utilisée pour éviter le glissement lors de l'analyse du renversement.

La charge hydrostatique est appliquée de façon graduelle en augmentant le niveau d'eau jusqu'à la rupture (*Pushover*) pour les analyses non-linéaires (Voir Figure 4.3 – Méthode 2). Tel que vu dans le chapitre 3, cette façon de procéder a été jugée plus pertinente que l'augmentation de la densité d'eau (Voir Figure 4.3 – Méthode 1). Sa mise en œuvre a nécessité une programmation spécifique

dans la sous-routine *VDLOAD* du logiciel Abaqus. Des itérations manuelles ont été requises par la méthode de gravité, en augmentant progressivement le niveau d'eau amont dans le logiciel CADAM3D.

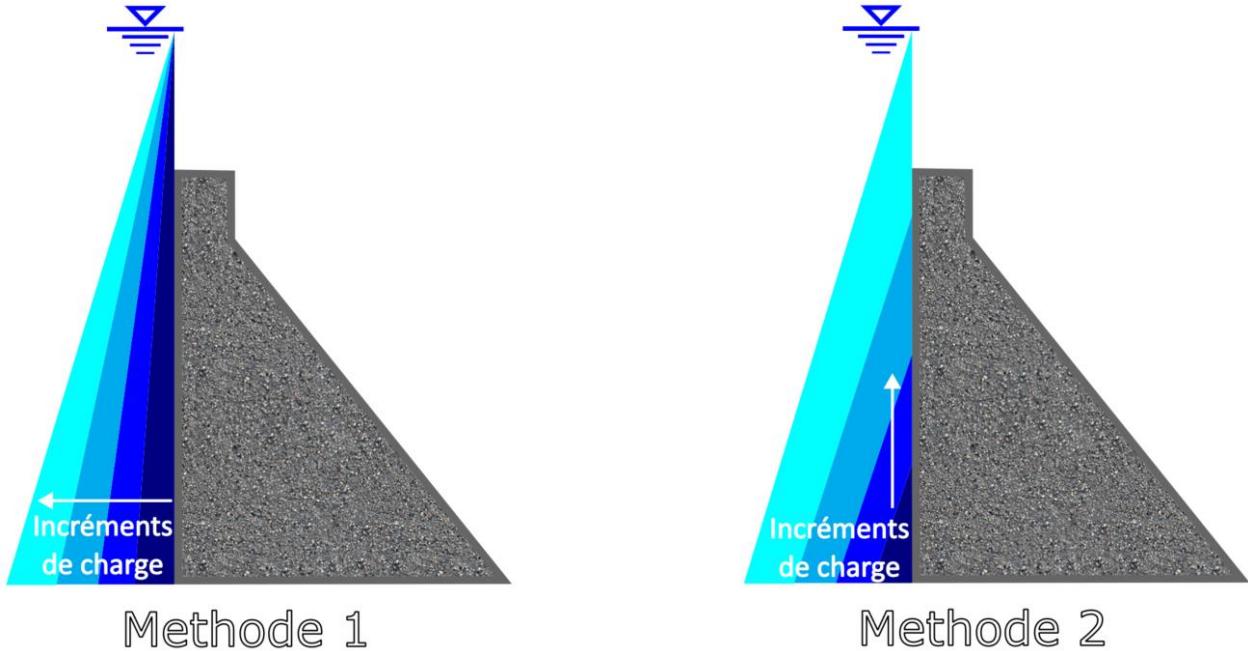


Figure 4.3 Méthodes de chargement (*Pushover*) : Augmentation de la densité (Méthode 1) et augmentation du niveau d'eau (Méthode 2).

4.3 Méthode de gravité

Cette section portera principalement sur le calcul par la méthode de gravité du facteur de sécurité au glissement FSG (SSF en anglais) et les longueurs de fissuration à la base de la structure ainsi que le long des joints de bétonnage avec la méthode d'augmentation du niveau d'eau. Le niveau d'eau opérationnel est de 112m, aussi considéré comme niveau de référence pour le calcul du facteur d'augmentation de la charge (augmentation de la poussée hydrostatique) K^H .

Le niveau d'eau maximal qui peut être appliqué sur la structure lorsque la sous-pression est considérée est de 110,5m, qui est inférieur au niveau normal d'exploitation. Au-delà de ce niveau d'eau, le barrage devient instable ($FSG < 1$ pour le joint à la base). Ce résultat est relié au fait qu'aucun drain n'a été considéré dans les calculs, contrairement aux hypothèses originales de

(Mgalobelov & Nefedov, 1985). Les résultats sont illustrés dans la Figure 4.4. Ce cas d'étude est nommé GR-ASP.

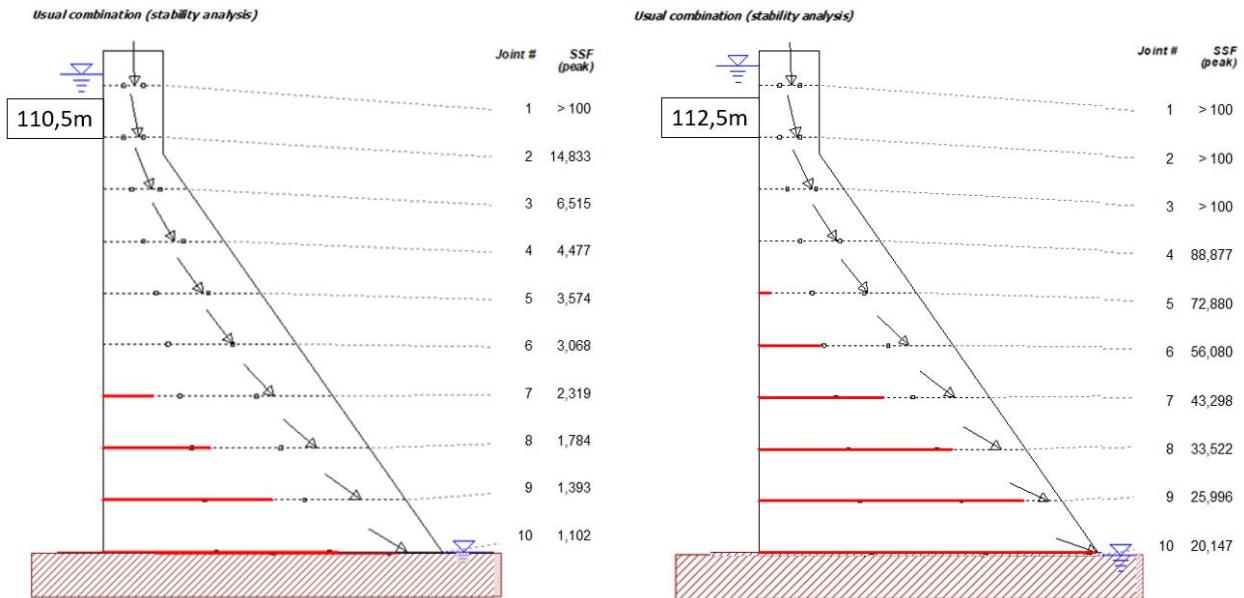


Figure 4.4 Mécanismes de défaillance avec la méthode de gravité sur le barrage de 116m avec sous-pression et sans drain – Niveau d'eau de 110,6m (glissement) et de 112,5m (renversement).

Pour fins de comparaison, le cas sans sous-pression est aussi considéré dans ce chapitre. Le niveau d'eau de 131m est le niveau maximal avant la rupture de la structure, sans sous-pression (GR-SSP). À un niveau d'eau de 131m, le facteur d'augmentation de la charge (augmentation de la poussée hydrostatique) K^H , calculé à l'aide de l'équation 3.1 et est égal à 1,37. Les résultats obtenus dans cette analyse sont montrés dans la Figure 4.5.

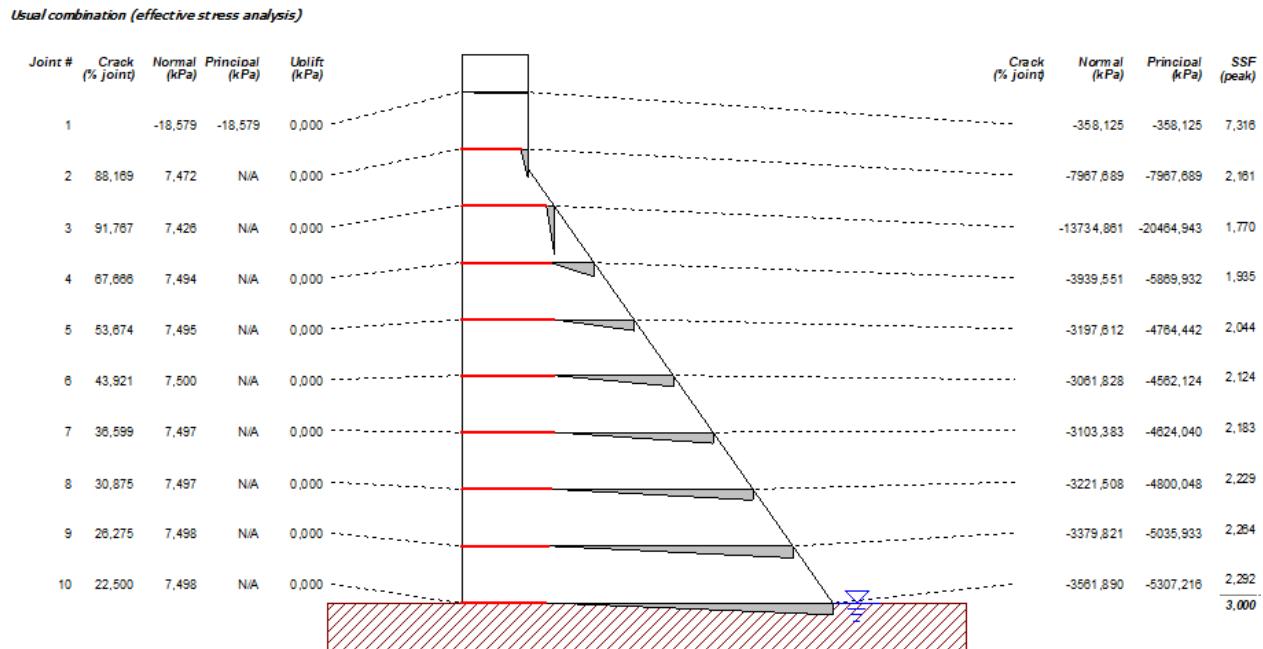


Figure 4.5 Résultats de la méthode de gravité sur le barrage de 116m sans sous-pression – Niveau d'eau de 131m (GR-SSP).

Les deux cas d'étude (avec et sans sous-pression) serviront de référence pour la comparaison des résultats de la MEF. Afin de s'assurer qu'il n'y a pas de risque de glissement pour ce barrage, une analyse a été effectuée avec une cohésion nulle aux joints de bétonnage et à l'interface béton/roc. Les résultats de cette analyse sont illustrés dans la Figure 4.6. Ils démontrent que le plus bas FSG obtenu est de 1,652 pour un niveau maximum de 131m.

Usual combination (effective stress analysis)

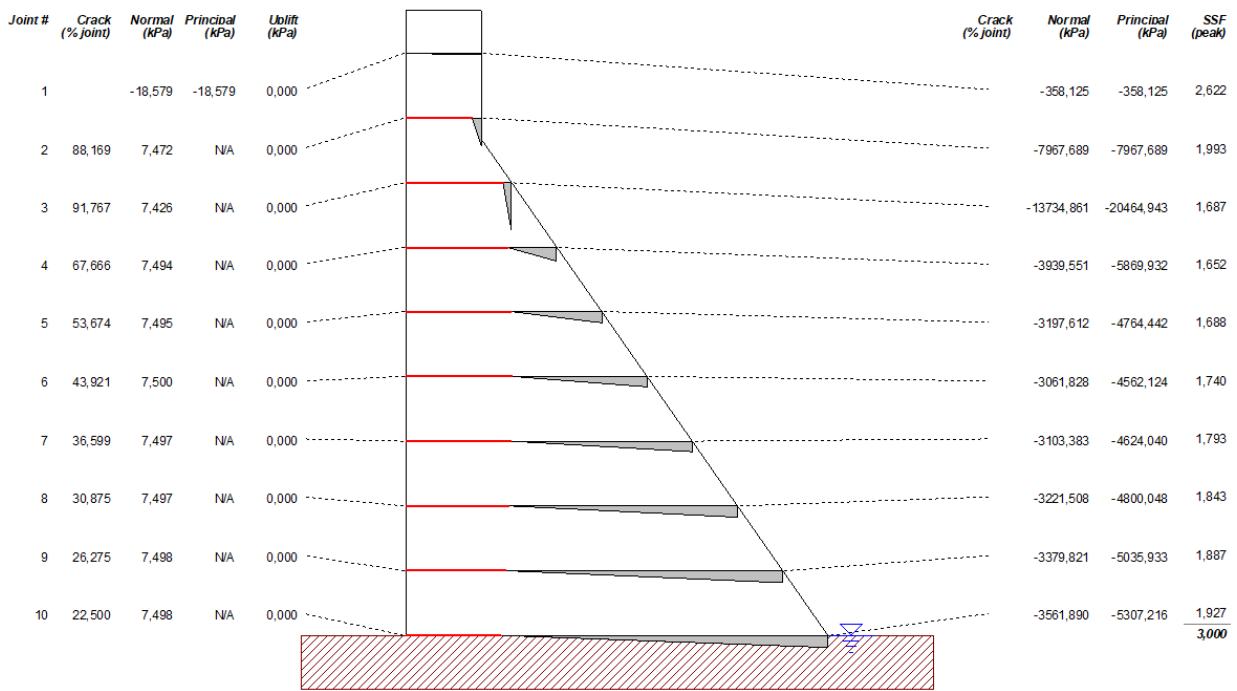


Figure 4.6 Résultats de la méthode de gravité sur le barrage de 116m sans sous-pression avec cohésion nulle – Niveau d'eau de 131m (GR-SSP).

4.4 Méthode des éléments finis – Analyses sans sous-pression

La MEF est utilisée pour plusieurs types d'analyses sur le barrage de 116m. Le premier modèle construit (EF-SSP-Lin) est celui le plus simple avec des propriétés de matériaux linéaires élastiques et des joints de bétonnage attachés ensemble (condition *Tied* dans le logiciel Abaqus). Une analyse explicite est effectuée avec une hauteur d'eau de 131m sans considérer la sous-pression. Le modèle, les joints de bétonnage ainsi que les conditions frontières sont illustrés dans la Figure 4.7. Les conditions de déformation planes (*Plane Strain*) sont appliquées au modèle. Le maillage utilisé est montré dans la Figure 4.8. Les éléments de maillage utilisé sont de type C3D8R (*8-node linear brick, reduced integration, hourglass control*).

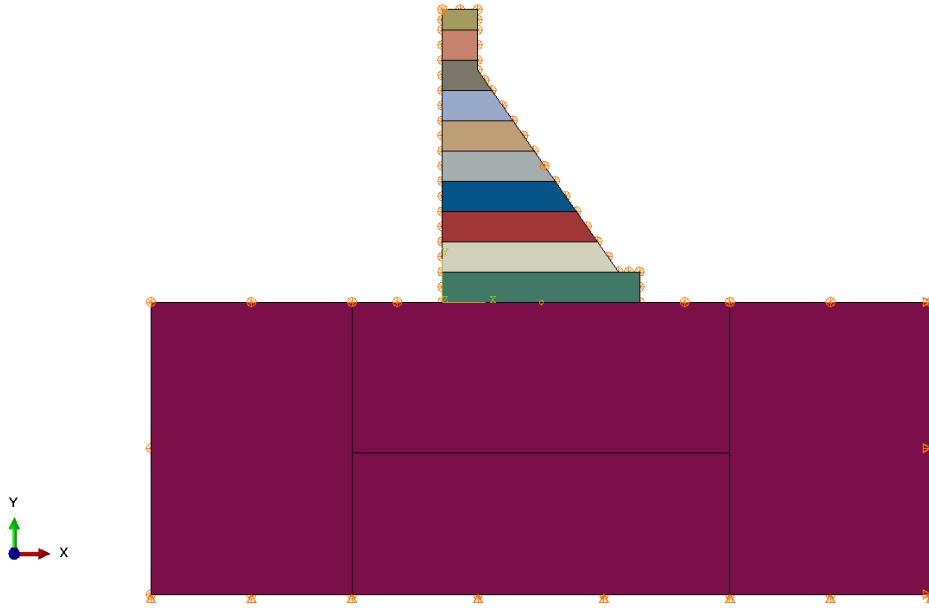


Figure 4.7 Modèle d'éléments finis et conditions frontières de contraintes planaires du barrage de 116m. Les triangles symbolisent la fixation des degrés de liberté.

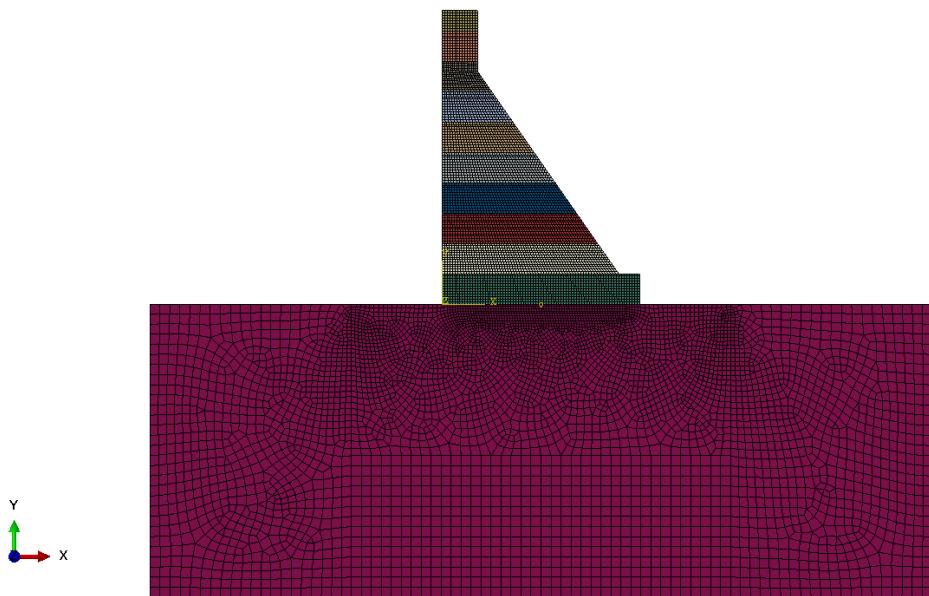


Figure 4.8 Maillage utilisé pour le barrage de 116m.

Les analyses sont réalisées de manière quasi-statique. Des analyses modales sont donc menées pour déterminer la fréquence naturelle et la période fondamentale, qui sont respectivement de 1,614 Hz et 0,6194 secondes. Afin d'assurer une application quasi-statique des charges, la période d'application des charges est définie comme étant 20 fois la période fondamentale, soit 12,4 secondes. L'amplitude douce (*Smooth*) des charges ainsi que les périodes d'application de celles-ci sont montrées dans la Figure 4.9.

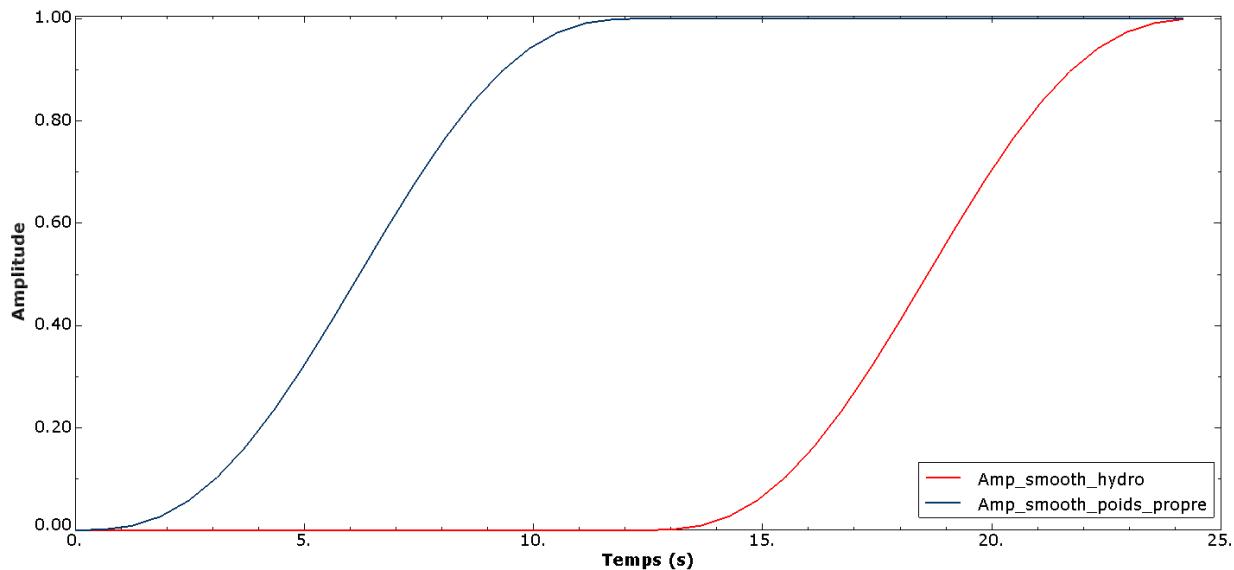


Figure 4.9 Amplitude d'application des charges sur le barrage de 116m.

Une vérification du ratio d'énergie cinétique sur l'énergie totale est également effectuée. La Figure 4.10 montre ce ratio en fonction du temps et valide l'aspect quasi-statique attendu de l'analyse.

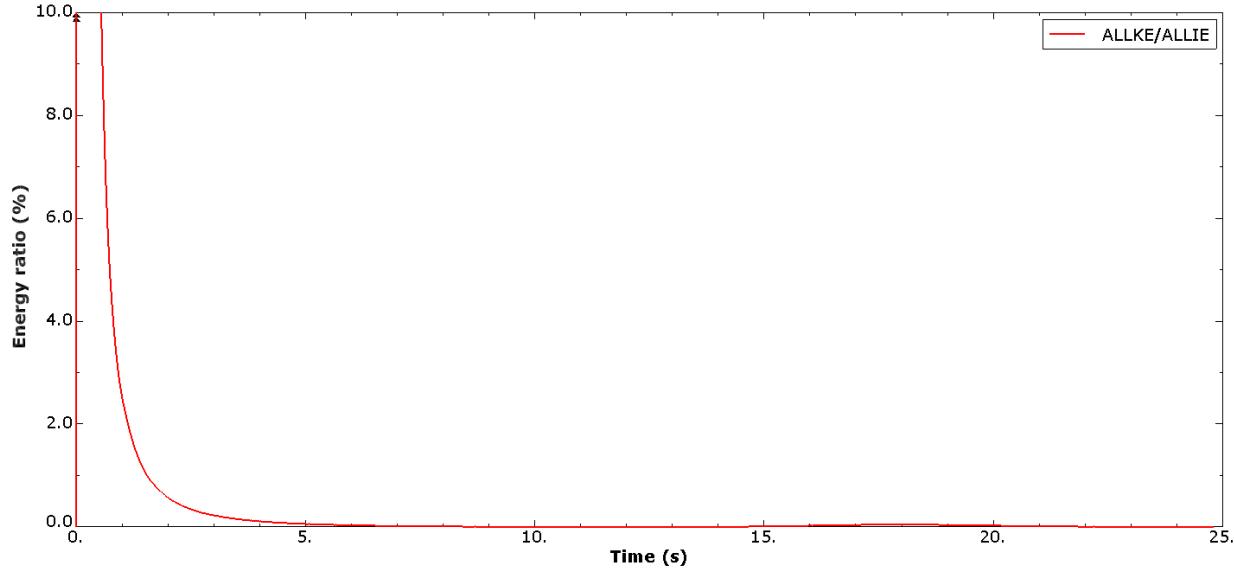


Figure 4.10 Ratio de l'énergie cinétique sur l'énergie de déformation interne en fonction du temps d'application des charges.

La distribution des contraintes normales, ainsi que le diagramme des corps libres pour chaque bloc (où seule la composante verticale est présentée), sont illustrés à la Figure 4.11.

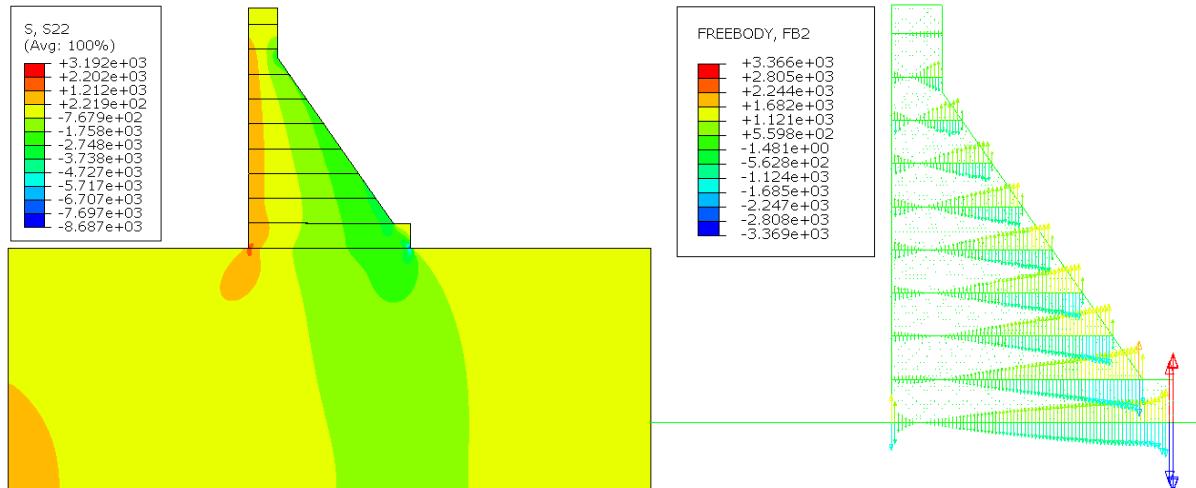


Figure 4.11 Distribution des contraintes normales (kPa) à gauche et le diagramme des corps libres (kN) à droite (EF-SSP-Lin).

Comme le niveau d'eau utilisé pour cette analyse est de 131m, le coefficient K^H correspondant est de 1,37.

Le deuxième modèle d'éléments finis sans sous-pression (EF-SSP-Cont-Lin) est construit avec des interfaces de contact aux joints de bétonnage. Le béton dans le corps du barrage a des propriétés linéaires élastiques. Comme première approche, un modèle EF utilisant la propriété d'interface Mohr-Coulomb disponible dans le logiciel Abaqus-Explicit a été utilisé avec des propriétés de cohésion de 500 kPa et d'angle de frottement interne ϕ de 56° consistantes avec CADAM3D, mais avec une résistance en traction nulle, différente de la résistance en traction de 75 kPa qui a été utilisée dans CADAM3D (voir Tableau 4.1). Ce choix est dû à une limitation actuelle du logiciel Abaqus-Explicit et à un bug dans les propriétés des surfaces cohésives découvert au cours de ce projet (voir Chapitre 3). L'analyse des résultats de ce modèle a permis d'identifier une autre problématique reliée au phénomène dynamique connu sous le nom de stick-slip, dû à une alternance entre un état de "stick" (adhérence) et de "slip" (glissement), pour le contexte spécifique d'interface avec friction. En raison de ce phénomène, une deuxième approche a été adoptée, consistant en l'utilisation d'un modèle avec une loi de contact à friction infinie. Ainsi, une loi de Coulomb a été choisie, avec un coefficient de friction extrêmement élevé (ou encore un angle de frottement interne proche de 90°). Ce choix est cohérent avec l'hypothèse de non-glissement adoptée dans ce chapitre.

L'analyse des résultats a démontré que ce deuxième modèle est beaucoup plus stable numériquement et c'est ce modèle qui a été retenu pour la suite. À titre d'indication, la Figure 4.12 et la Figure 4.13 comparent les résultats des deux approches : Mohr-Coulomb et Coulomb avec friction infinie. Même si les résultats sont assez comparables, il est possible d'identifier des perturbations locales proche des interfaces de contact, lorsque la loi Mohr-Coulomb est utilisée (Figure 4.12). La comparaison des diagrammes de corps libres (Figure 4.13) confirme l'aspect dynamique associé à la loi Mohr-Coulomb, ce qui entraîne des difficultés considérables pour mesurer les longueurs de fissure dans les joints.

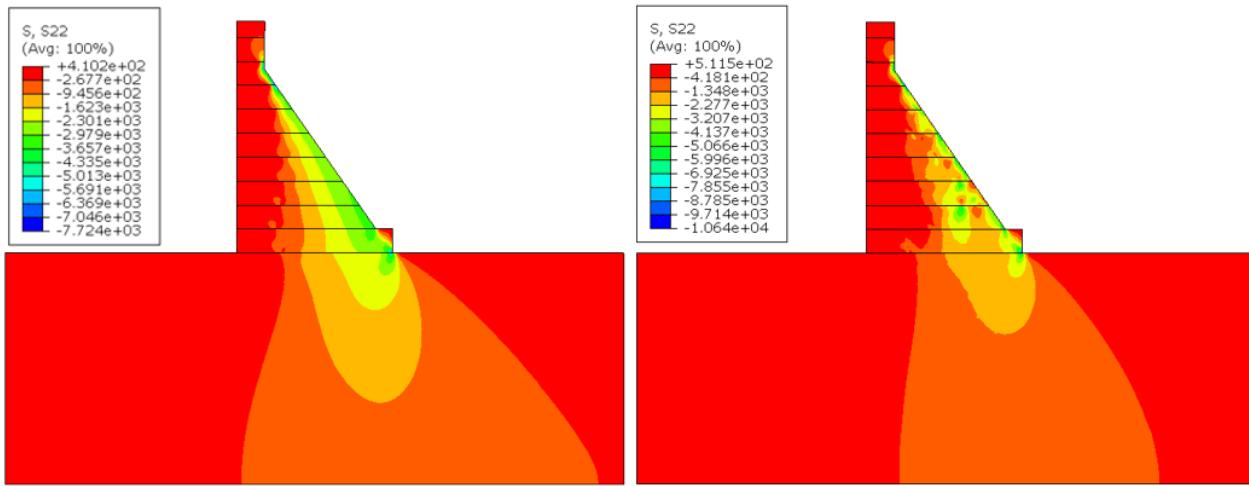


Figure 4.12 Contraintes normales (kPa) avec Coulomb friction infinie (gauche) et avec Mohr-Coulomb (droite) sur le barrage de 116m.

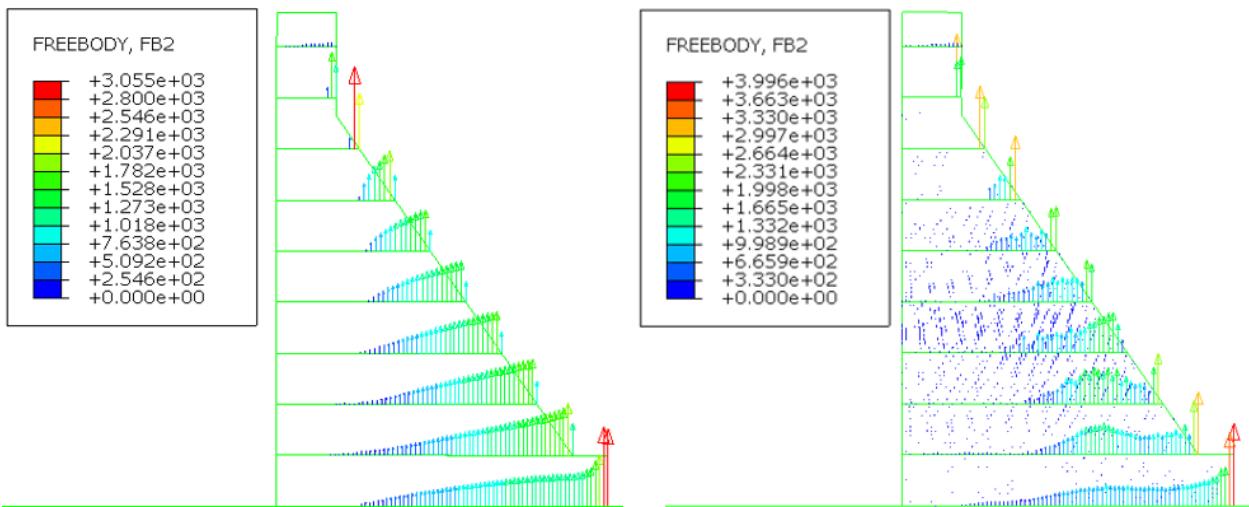


Figure 4.13 Diagramme de corps libres (kN) avec Coulomb friction infinie (gauche) et avec Mohr-Coulomb (droite).

Avec le modèle retenu de Coulomb avec friction infinie, la longueur de fissure est mesurée pour chaque joint en considérant une extrapolation linéaire des forces de contact normales, tel qu'illustré dans la Figure 4.14.

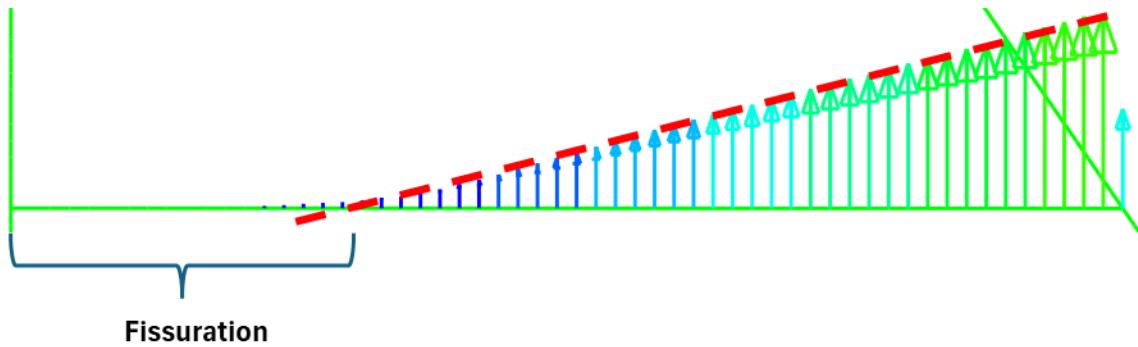


Figure 4.14 Mesure de la longueur de fissuration dans les joints de bétonnage

Suivant cette méthode, il est possible de déterminer les longueurs de fissuration montrées dans le Tableau 4.2.

Tableau 4.2 Comparaison entre les longueurs de fissuration L_f du cas avec les lois de Coulomb (EF-SSP-Cont-Lin) et du cas d'analyse avec la méthode de gravité (GR-SSP) ; L_j est la longueur du joint.

#joint (haut vers bas)	L_j [m]	Coulomb (Stick) EF-SSP-Cont-Lin		CADAM3D GR-SSP		Différence	
		L_f [%]	L_f [m]	L_f [%]	L_f [m]	$ L_f $ [%]	$ L_f $ [m]
1	14,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0
2	14,0	82,4	11,5	88,2	12,3	5,8	0,8
3	19,6	87,0	17,0	91,8	18,0	4,8	1,0
4	28,0	67,7	19,0	67,7	18,9	0,0	0,1
5	36,4	58,1	21,1	53,7	19,5	4,4	1,6
6	44,8	48,7	21,8	43,9	19,7	4,8	2,1
7	53,2	37,5	20,0	36,6	19,5	0,9	0,5
8	61,6	29,9	18,4	30,9	19,0	1,0	0,6
9	70,0	25,7	18,0	26,3	18,4	0,6	0,4
10 (béton/roc)	78,4	25,7	20,1	22,5	17,6	3,2	2,5

Il est possible de remarquer que la différence entre les résultats du modèle d'ÉF avec des interfaces de contact (EF-SSP-Cont-Lin) et les résultats de l'analyse avec la méthode de gravité (GR-SSP)

varie entre 0 et 5,8%. Cette différence, jugée faible, indique que les deux modèles peuvent être considérés comme équivalents, et ce malgré l'utilisation d'une propriété de résistance en traction nulle pour le joint dans la MEF.

L'étape suivante consiste à introduire la non-linéarité des matériaux dans les éléments du corps du barrage, permettant ainsi à la fissure de plonger, en quittant le plan du joint. Ce modèle est désigné sous le nom de EF-SSP-Cont-NL (voir Tableau 4).

Le diagramme des corps libres et les résultats d'endommagement du béton sont illustrés dans la Figure 4.15.

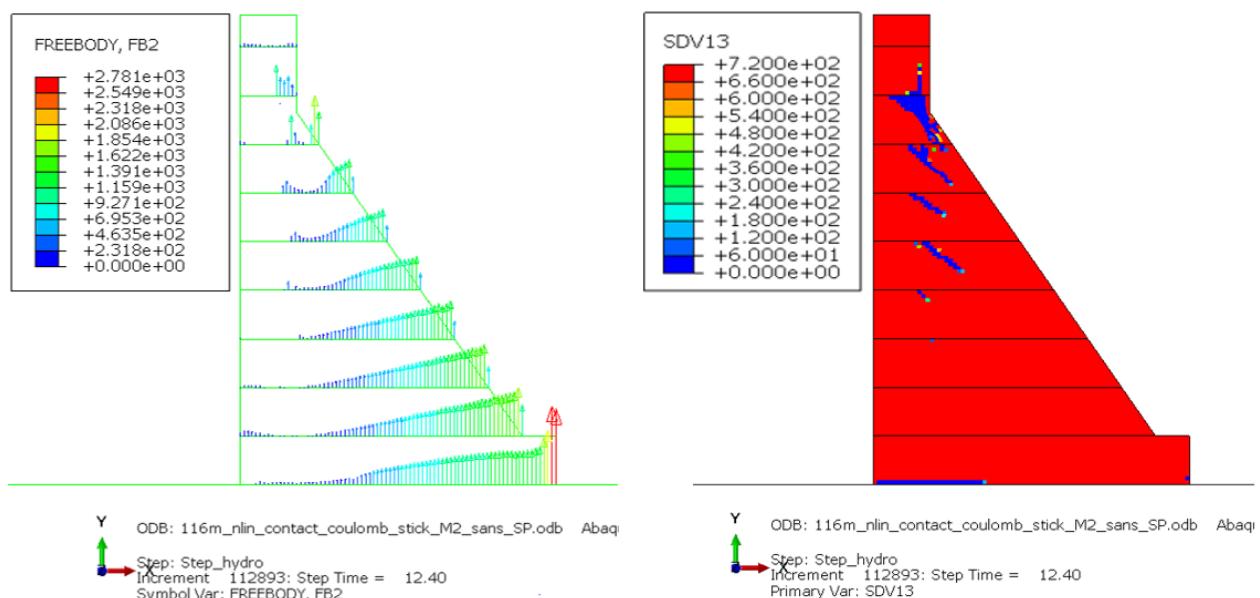


Figure 4.15 Diagramme des corps libres (kN) (gauche) et résultats avec l'indice de résistance résiduelle en traction SDV13 (kPa) (droite) de l'analyse sans sous-pression avec interfaces de contact et propriétés de béton non-linéaires (EF-SSP-Cont-NL). Niveau d'eau de 131m.

Il est possible de voir dans la Figure 4.15 que la résistance résiduelle en traction est nulle lorsque la fissure quitte les joints de reprise de bétonnage pour plonger à environ un angle de 45 degrés dans le corps du barrage. Il est à rappeler que la résistance en traction du béton de masse a été définie à 720 kPa, comme il est aussi possible de le constater sur la Figure 4.15.

En procédant à un post-traitement des résultats comme dans le cas précédent, il a été possible de déterminer les longueurs de fissuration montrées dans le Tableau 4.3.

Tableau 4.3 Comparaison entre les longueurs de fissuration L_f du cas avec interfaces de contact et béton non-linéaire (EF-SSP-Cont-NL) et du cas d'analyse avec la méthode de gravité (GR-SSP) ;

L_j est la longueur du joint.

#joint (haut vers bas)	L_j [m]	Abaqus EF-SSP-Cont-NL		CADAM3D GR-SSP		Différence	
		L_f [%]	L_f [m]	L_f [%]	L_f [m]	$ L_f $ [%]	$ L_f $ [m]
1	14,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0	0
2	14,0	64,3	9,0	88,2	12,3	23,9	3,3
3	19,6	65,0	12,7	91,8	18,0	26,8	5,3
4	28,0	37,9	10,6	67,7	18,9	29,8	8,3
5	36,4	35,1	12,8	53,7	19,5	18,6	6,7
6	44,8	37,8	16,9	43,9	19,7	6,1	2,8
7	53,2	31,5	16,8	36,6	19,5	5,1	2,7
8	61,6	27,4	16,9	30,9	19,0	3,5	2,1
9	70,0	27,1	19,0	26,3	18,4	0,8	0,6
10 (béton/roc)	78,4	28,2	22,1	22,5	17,6	5,7	4,5

La différence entre les résultats de Abaqus et de CADAM3D s'accentue pour les joints situés dans la moitié supérieure du barrage. La différence varie de 0 à 6,1% pour les autres joints, soit les joints de 6 à 10. Cette différence au niveau des résultats est attendue, puisque contrairement à CADAM3D, les fissures peuvent quitter les joints de bétonnage et plonger dans le corps du barrage dans le modèle de Abaqus.

Afin de contourner la limitation de ne pas pouvoir attribuer une résistance en traction non nulle au joint dans la MEF, un nouveau modèle est développé où les interfaces de contact sont remplacées par des rangées minces d'éléments de béton avec une résistance en traction de 75 kPa (donc consistante avec CADAM3D). Cette approche de modélisation avec des éléments minces plutôt qu'avec des interfaces de contact sera indispensable pour pouvoir appliquer la sous-pression dans les joints de bétonnage, comme sera montré dans la section 4.5. La Figure 4.16 illustre les deux approches pour représenter les joints de bétonnage avec des interfaces de contact et avec une rangée d'éléments.

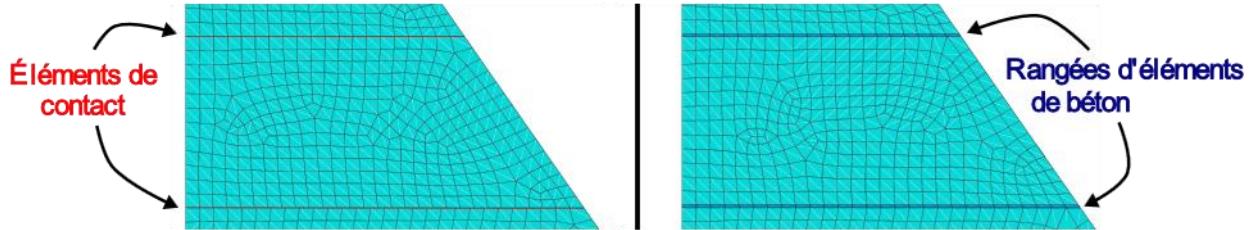


Figure 4.16 Maillage des modèles avec interfaces de contact et avec des rangés d’éléments pour simuler les joints de bétonnage.

Le nouveau modèle réalisé avec une rangée d’éléments minces plutôt qu’avec une interface de contact est noté EF-SSP-NL (voir Tableau 4.1). La Figure 4.17 montre le patron de fissuration (état d’endommagement) obtenu avec ce nouveau modèle.

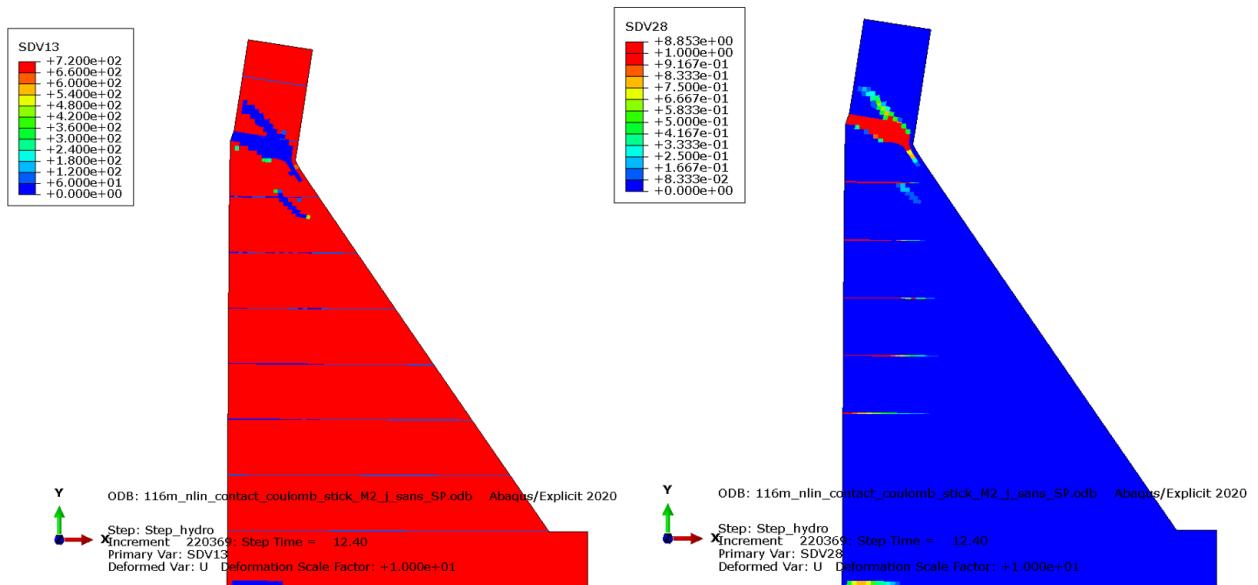


Figure 4.17 Patron de fissuration (SDV13 – kPa et SDV28 - mm) du modèle EF-SSP-NL sans sous-pression avec joints de bétonnage sous forme de rangées d’éléments de béton minces.

Facteur d’amplification de 10 pour la déformée. Niveau d’eau de 131m.

Il existe une certaine ressemblance au niveau du profil de fissuration entre la Figure 4.15 et la Figure 4.17. La différence fondamentale provient de l’utilisation de résistances en traction différentes pour les joints (0 kPa pour EF-SSP-Cont-NL et 75 kPa pour EF-SSP-NL) qui fait en sorte que beaucoup plus de fissures plongent dans le cas du modèle EF-SSP-Cont-NL.

Le Tableau 4.4 montre les longueurs de fissuration aux joints de bétonnage pour le modèle EF-SSP-NL. Une comparaison est aussi effectuée avec les résultats de la méthode de gravité (GR-SSP).

Tableau 4.4 Comparaison entre les longueurs de fissuration L_f du cas EF-SSP-NL (Abaqus) et du cas GR-SSP (CADAM3D). ; L_j est la longueur du joint.

#joint (haut vers bas)	L_j [m]	Abaqus EF-SSP- NL		CADAM3D GR-SSP		Différence	
		L_f [%]	L_f [m]	L_f [%]	L_f [m]	$ L_f $ [%]	$ L_f $ [m]
1	14,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	14,0	78,6	11,0	88,2	12,3	9,6	1,3
3	19,6	80,0	15,7	91,8	18,0	11,8	2,3
4	28,0	60,7	17,0	67,7	18,9	7,0	1,9
5	36,4	47,2	17,2	53,7	19,5	6,5	2,3
6	44,8	42,2	18,9	43,9	19,7	1,7	0,8
7	53,2	34,0	18,1	36,6	19,5	2,6	1,4
8	61,6	0,0	0,0	30,9	19,0	30,9	19,0
9	70,0	0,0	0,0	26,3	18,4	26,3	18,4
10 (béton/roc)	78,4	28,2	22,1	22,5	17,6	5,7	4,5

4.5 Méthode des éléments finis – Analyses avec sous-pression

Le modèle utilisé dans cette section est celui développé avec des rangées de béton mince pour représenter les joints de bétonnage. Les propriétés de matériaux sont non-linéaires pour le béton et pour les joints de bétonnage. De plus, la sous-pression est considérée dans cette section dans les éléments de béton du barrage et dans les joints de bétonnage. En fait, il est possible de considérer la pression d'eau dans les joints du modèle, car ces joints sont modélisés comme des éléments minces de béton. Afin d'appliquer la sous-pression, une équation analytique de la pleine sous-pression, notée p_0 a été dérivée pour le cas du barrage analysé. L'équation de p_0 pour ce cas d'analyse est présentée dans la Figure 4.18.

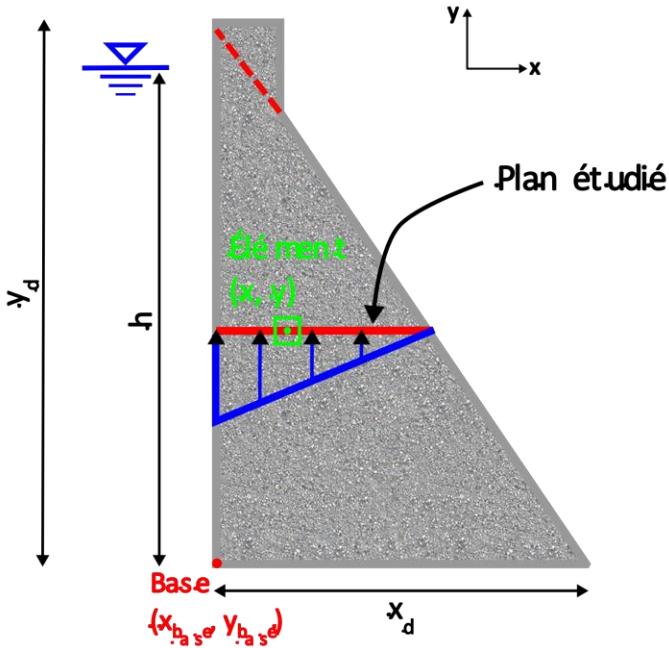


Figure 4.18 Calcul de la pression p_0 .

$$p_0(x, y) = \gamma_{eau} (y_{base} + h - y) \left(1 - \frac{x - x_{base}}{x_d \left[1 - \left(\frac{y - y_{base}}{y_d} \right) \right]} \right) \quad (2.20)$$

Sans aucun endommagement, une proportion de cette sous-pression est appliquée et correspond au coefficient Biot du matériau intact, noté b_0 . Pour le cas du béton, cette valeur correspond à la porosité du béton et a été prise dans ce projet égale à 0.15. Pour des résultats d'endommagement intermédiaires (entre non endommagé et pleinement endommagé), des niveaux de sous-pressions intermédiaires doivent être considérés, tel que décrit dans le chapitre 2 (voir (Bhattacharjee & Léger, 1995)).

L'application de cette méthode a été possible grâce à une interaction établie entre la loi originale de béton EPM3D (sous-routine VUMAT) et la sous-routine VDLOAD (Figure 4.19). *VDLOAD* est utilisé dans le cadre de ce projet de recherche pour appliquer une pression interne sur les facettes d'un élément de béton (élément du joint ou du corps du barrage), représentative de la sous-pression.

Tel que schématiquement montré dans la Figure 4.19, la sous-routine VUMAT a comme paramètres d'entrée l'incrément de déformation $\Delta\epsilon$, l'état de contrainte σ_0 et les variables d'état initiales SDV_0 (*SDV* pour *State Dependent Variable*). Les paramètres de sortie sont l'incrément de contraintes $\Delta\sigma$, l'état de contraintes à jour σ_1 et les variables d'état mises à jour SDV_1 . Ces paramètres de sortie sont des paramètres d'entrée pour VDLOAD. Le paramètre de sortie de VDLOAD est la pression $p b_\eta$ qui est appliquée sur les six facettes de l'élément en question. Les variables d'état mises à jour SDV_1 servent à fournir l'information sur l'état d'endommagement ($d \in [0, 1]$) de l'élément.

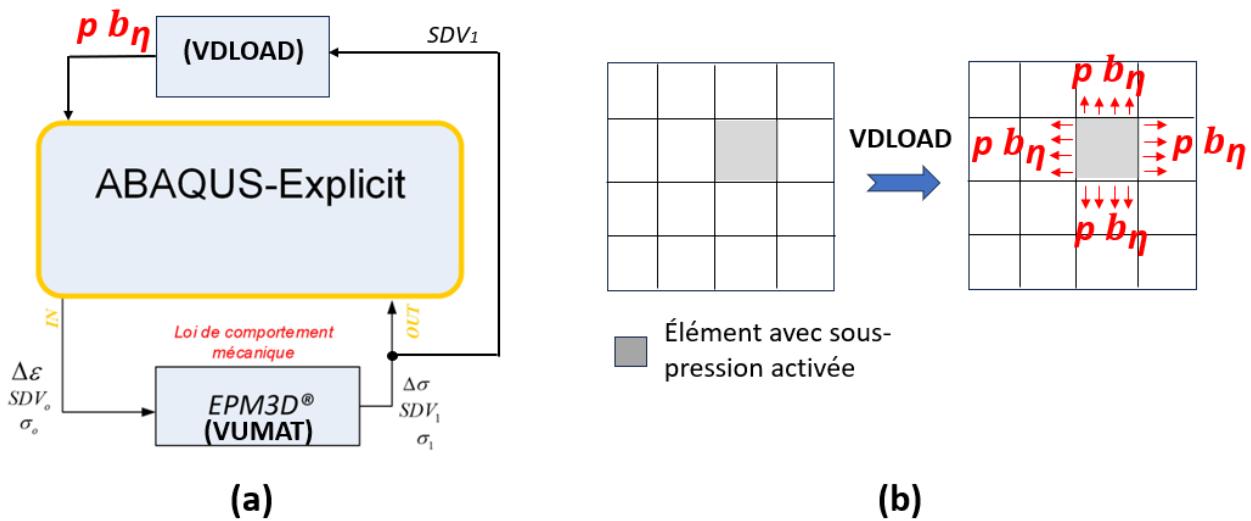


Figure 4.19 (a) Sous-pression et User-Subroutine «VUMAT» et «VDLOAD» dans EPM3D/Abaqus. (b) Pressions d'eau dans les éléments de béton.

p et b_η sont définis dans la Figure 2.30.

La Figure 4.20 illustre l'effet du coefficient de Biot, sur les analyses effectuées par CADAM3D et par Abaqus.

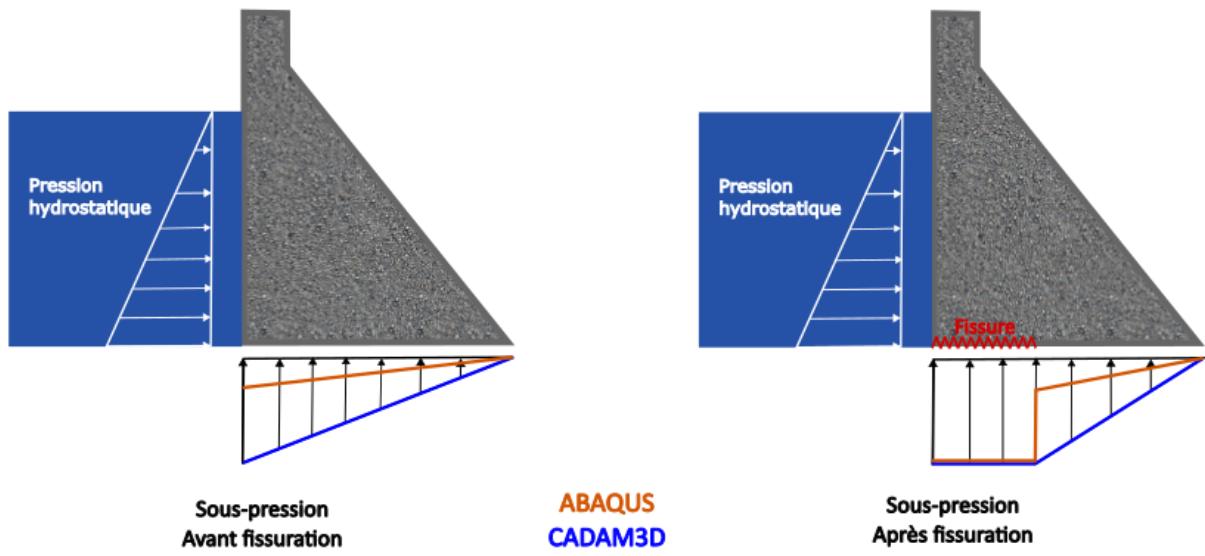


Figure 4.20 Effet du coefficient de Biot sur la distribution de la sous-pression, avant fissuration (gauche) et après fissuration (droite).

Sur l'image de gauche de la Figure 4.20, avant l'apparition de fissures, la sous-pression est distribuée uniformément le long de la base du barrage. Elle est représentée par deux distributions triangulaires pour CADAM3D (bleu) et pour Abaqus (orange). La différence entre les deux distributions vient du fait que le coefficient de Biot initial b_0 est paramétré pour une valeur de 0,15 pour Abaqus et pour une valeur de 1,0 pour CADAM3D pour la partie non-fissurée (ligament). Ceci crée alors une sous-pression plus importante pour les analyses avec CADAM3D que pour les analyses avec Abaqus. En effet, le coefficient de Biot n'est pas pris en compte avec la méthode de gravité.

Sur l'image de droite de la Figure 4.20, après l'apparition de fissures à la base du barrage, la distribution de la sous-pression change. La pleine sous-pression est appliquée le long de la fissure pour CADAM3D et pour Abaqus. Le coefficient de Biot b_η prend la valeur de 1.0 pour le cas où l'élément dans l'interface est complètement fissuré, ce qui résulte en une pression maximale égale à celle dans CADAM3D. Ailleurs, la sous-pression demeure moins élevée avec la MÉF en comparaison avec la méthode de gravité. Ainsi, dans les deux cas avant et après fissuration, les sous-pressions appliquées dans la MEF demeurent inférieures à celles utilisées dans CADAM3D, et il est donc attendu que le barrage avec la MÉF est capable de supporter des niveaux d'eau un

peu plus élevés qu'avec la méthode de gravité, avant d'atteindre la rupture. Il s'agit là du résultat de l'hypothèse retenue par la MEF pour modéliser les sous-pressions en conditions fissurées.

Les résultats avec l'indice de résistance résiduelle en traction SDV13 et l'indice d'ouverture de la fissure (SDV28) pour le modèle EF-ASP-NL sont montrés dans la Figure 4.21.

La Figure 4.22 illustre l'évolution de la résistance résiduelle en tension des éléments de béton, SDV13 (kPa), avec sous-pression dans les joints de bétonnage.

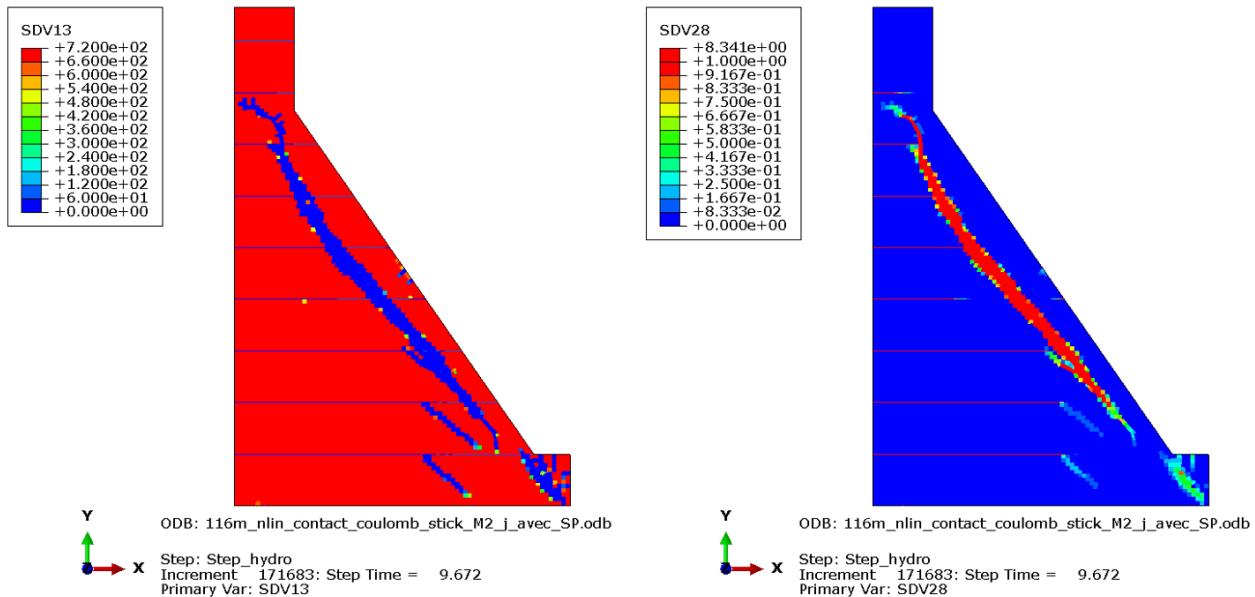


Figure 4.21 Indice de résistance résiduelle en tension SDV13 (kPa) et indice d'ouverture de fissure SDV28 (mm) pour le modèle EF-ASP-NL. Niveau d'eau de 121,2m.

La hauteur d'eau considérée dans la Figure 4.21 est de 121,2m, et correspond à l'instant où le ratio d'énergie cinétique sur l'énergie interne dépasse une valeur limite de 10 %, indiquant que l'analyse est devenue dynamique.

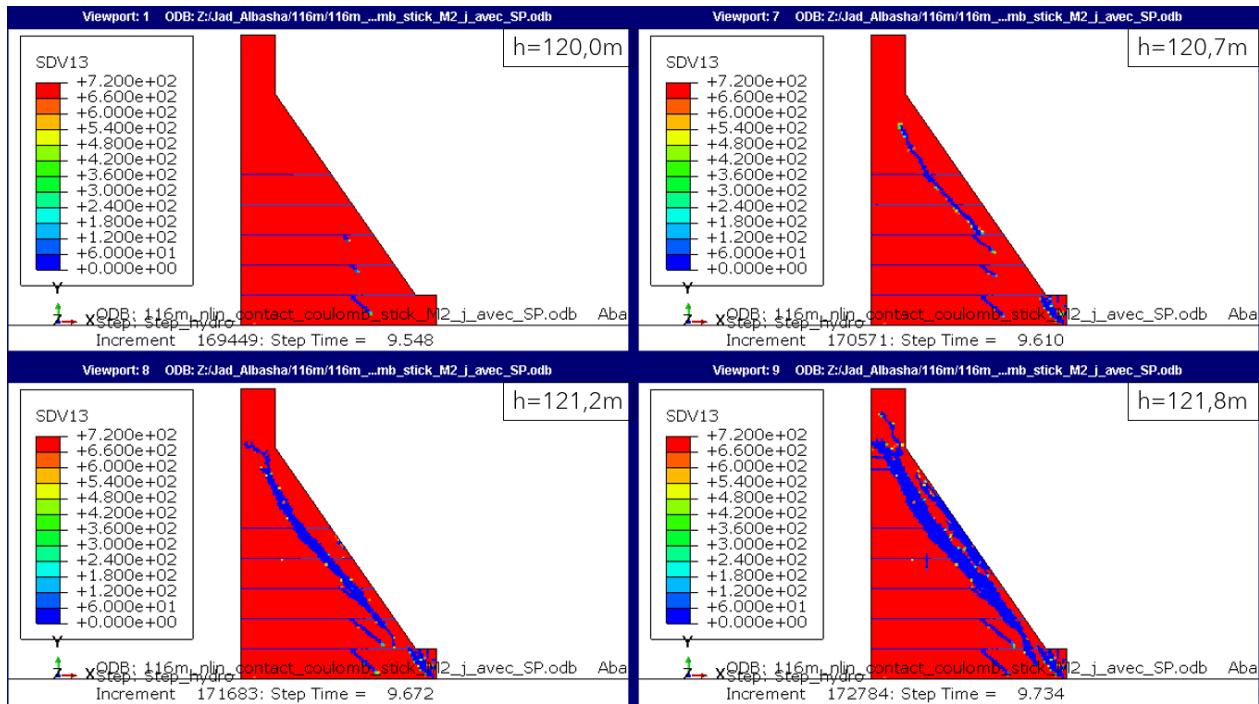


Figure 4.22 Évolution de la résistance résiduelle en tension (SDV13). Modèle avec sous-pression dans les joints de bétonnage (EF-ASP-NL).

L'évolution des fissures dans la Figure 4.22 montre que la considération de la sous-pression dans les joints de bétonnage augmente significativement les fissures plongeantes dans le corps du béton. De plus, la propagation de cette fissure se fait très rapidement, relativement au cas sans sous-pression.

La Figure 4.23 illustre les patrons de fissuration avec la méthode de gravité avec sous-pressions (GR-ASP) avec un niveau d'eau de 112,5m qui correspond au maximum admissible par la méthode de gravité et la MEF (EF-ASP-NL) avec un niveau d'eau de 121,2m.

Le Tableau 4.5 montre les longueurs de fissuration aux joints de bétonnage pour le modèle EF-ASP-NL. Une comparaison est aussi effectuée avec les résultats de la méthode de gravité (GR-ASP).

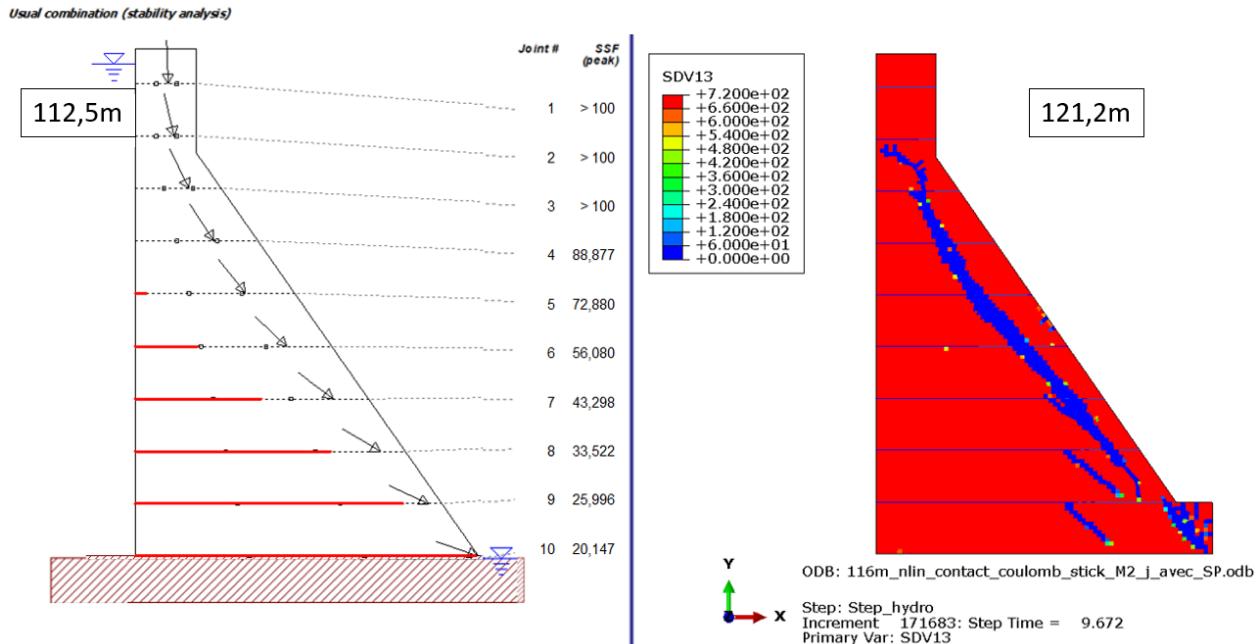


Figure 4.23 Patrons de fissuration avec la méthode de gravité avec sous-pressions (gauche – GR-ASP) avec un niveau d'eau de 112,5m et la méthode d'éléments finis (droite EF-ASP-NL) avec un niveau d'eau de 121,2m.

Tableau 4.5 Comparaison entre les longueurs de fissuration L_f du cas EF-ASP-NL (Abaqus) et du cas GR-ASP (CADAM3D). ; L_j est la longueur du joint.

#joint (haut vers bas)	L_j [m]	Abaqus EF-ASP- NL		CADAM3D GR-ASP		Différence	
		L_f [%]	L_f [m]	L_f [%]	L_f [m]	$ L_f $ [%]	$ L_f $ [m]
1	14,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	14,0	50,0	7,0	0,0	0,0	50,0	7,0
3	19,6	60,0	11,8	0,0	0,0	60,0	11,8
4	28,0	64,3	18,0	0,0	0,0	64,3	18,0
5	36,4	69,4	25,3	0,0	0,0	69,4	25,3
6	44,8	44,4	19,9	0,0	0,0	44,4	19,9
7	53,2	77,4	41,2	21,5	11,5	55,8	29,7
8	61,6	72,6	44,7	40,2	24,8	32,4	20,0
9	70,0	65,7	46,0	55,8	39,1	9,9	6,9
10 (béton/roc)	78,4	61,5	48,2	68,8	53,9	7,2	5,7

Les patrons de fissuration ne sont pas les mêmes avec la méthode de gravité et la méthode d'éléments finis, comme montré dans la Figure 4.23. Les fissures dans l'analyse GR-ASP (méthode de gravité) sont localisées dans les joints de bétonnage. Les fissures se trouvent dans les joints de bétonnage ainsi que dans le corps du barrage lorsque la sous-pression est prise en considération pour l'analyse par la MEF (EF-ASP-NL). La MEF permet de détecter les fissures diagonales dans les barrages contrairement à la méthode de gravité où les fissures restes horizontales dans les joints de reprise de bétonnage. Les résultats obtenus par la MEF avec sous-pression et des lois non-linéaires pour le béton aident alors à mieux comprendre le comportement des barrages. La fissuration horizontale est alors une limitation de la méthode de gravité basée sur la théorie des poutres.

Les courbes Forces-Déplacements pour les différentes analyses avec la MEF (Abaqus) sont illustrées dans la Figure 4.24. La force correspond au cisaillement à la base et le déplacement est en crête de l'ouvrage.

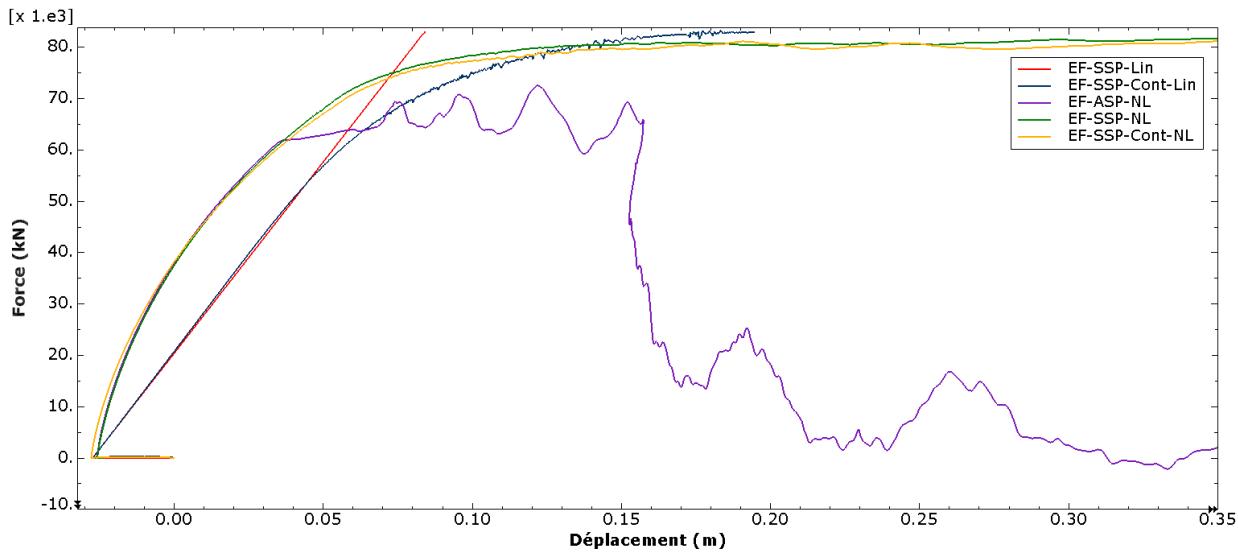


Figure 4.24 Courbes Force-Déplacement pour les différentes analyses avec la MEF (Abaqus).

Il est possible de déduire la hauteur d'eau maximale appliquée au barrage avant la défaillance à l'aide de la Figure 4.24 et les équation 4.1 et 4.2. Une lecture de la force à la base permet de calculer la charge hydrostatique appliquée et alors le niveau d'eau correspondant.

Par exemple, le niveau d'eau correspondant à une force de 78 000 kN peut être calculé selon l'équation suivante où R est la force résultante de la pression hydrostatique [kN], γ est la masse volumique de l'eau ($9,81 \text{ kN/m}^3$), t est la profondeur de la section (1 m) et h [m] est la hauteur d'eau recherchée. Cette équation s'applique seulement lorsque la hauteur d'eau ne dépasse pas la crête du barrage.

$$R = \frac{\gamma \left[\frac{kN}{m^3} \right]}{2} h^2 [m^2] \times t[m] \rightarrow h = \sqrt{\frac{2 R}{\gamma t}} = \sqrt{\frac{2 \times 78000 \text{ kN}}{9,81 \frac{kN}{m^3} \times 1 \text{ m}}} = 126,1 \text{ m} \quad (4.1)$$

Comme la hauteur d'eau dépasse la crête, la charge hydrostatique appliquée est de forme trapézoïdale et non pas triangulaire. Dans ce cas, l'équation suivante doit être utilisée.

$$h = h_{crête} + \frac{R - \left(\frac{\gamma h_{crête}^2 t}{2} \right)}{\gamma h_{crête} t} = 116m + \frac{78000 \text{ kN} - \left(\frac{9.81 \frac{kN}{m^3} \times (116 \text{ m})^2 1 \text{ m}}{2} \right)}{9.81 \frac{kN}{m^3} \times 116 \text{ m} \times 1 \text{ m}} = 126,5 \text{ m} \quad (4.2)$$

Le facteur K^H correspondant à une hauteur d'eau de 126,5m est de 1,28.

Les hauteurs d'eau maximales correspondant à chaque courbe de la Figure 4.24 sont montrées dans le Tableau 4.6. Le facteur d'augmentation de la charge hydrostatique K^H est calculé par rapport au niveau normal d'opération de 112m, selon l'article de référence de (Mgalobelov & Nefedov, 1985). De plus, il est possible de calculer la hauteur d'eau correspondant au début d'apparition des fissures diagonales. En effet, l'équation 2.14 de la distribution douce de la charge (*Smooth Step*) permet de trouver l'amplitude de la charge à un temps d'analyse donné, ce qui permet ensuite de calculer le niveau d'eau correspondant.

Tableau 4.6 Déplacements et hauteurs d'eau pour les cas d'étude avec la méthode de gravité (CADAM3D) et la méthode d'EF (Abaqus).

Modèle	Dépl. Max crête (mm)	Cisaillement max - base (kN) x 10 ³	Hauteur d'eau début fiss. diag. (m)	Hauteur d'eau max (m)	K^H
GR-SSP	-	83,1	-	131,0	1,37
GR-ASP (56°-90°)	-	59,9	-	110,5-112,5	0,97-1,01
EF-SSP-Lin	82,0	83,1	-	131,0	1,37
EF-SSP-Cont-Lin	130,0	80,0	-	128,3	1,31
EF-SSP-Cont-NL	109,0	77,0	124,9	125,7	1,26
EF-SSP-NL	100,0	78,0	126,4	126,5	1,28
EF-ASP-NL	70,0	64,0	114,2	114,2	1,04

Le niveau d'eau maximal calculé avec la méthode de gravité sans sous-pression (GR-SSP; 131m) est supérieur aux niveaux d'eau maximaux correspondants trouvés avec la MEF (EF-SSP-Cont-Lin, EF-SSP-Cont-NL et EF-SSP-NL). Contrairement, le niveau d'eau maximal calculé avec la MEF avec considération de la sous-pression (EF-ASP-NL; 114,2m) est supérieur à celui calculé par la méthode de gravité (GR-ASP; 112,5m).

Il est possible de constater que les niveaux d'eau correspondant au début de l'apparition des fissures diagonales sont inférieurs ou très proches de ceux maximaux à la rupture pour les analyses sans sous-pression (EF-SSP-Cont-NL et EF-SSP-NL).

Selon le Tableau 4.6, le déplacement maximal de la crête est de 130,0 mm lorsque les interfaces de contact sont utilisées avec du matériau linéaire élastique pour le béton de masse sans sous-pression. Le facteur K^H dans le cas EF-ASP-NL est de 1,04, ce qui signifie qu'en considérant les hypothèses posées dans le cadre de cette analyse, la hauteur normale d'opération (112m) est très proche de la hauteur d'eau maximale qui assure la sécurité du barrage.

4.6 Synthèse et conclusion

Plusieurs méthodes ont été employées pour étudier le barrage de 116m et ainsi analyser la stabilité du barrage. La méthode de gravité est appliquée en augmentant le niveau d'eau.

Les analyses par la méthode d'éléments finis sont graduelles en termes de complexité, commençant par des analyses linéaires élastiques sans sous-pression jusqu'à des analyses avec des matériaux non-linéaires avec considération de la sous-pression.

Les courbes Forces-Déplacements et les profils de fissuration sont tracés pour chaque analyse. La Figure 4.22 montre que la considération de la sous-pression dans les joints de bétonnage augmente significativement les fissures plongeantes dans le corps du béton. Il est aussi possible de remarquer que dans le cas de l'analyse avec sous-pression, la défaillance de la structure arrive en même temps que l'apparition des premiers signes de fissures plongeantes, tel que montré dans le Tableau 4.6. Le facteur K^H dans le cas avec des propriétés de matériau non-linéaire avec sous-pression dans les joints de bétonnage (EF-ASP-NL) est de 1,04, ce qui signifie que la hauteur normale d'opération (112m) est très proche de la hauteur d'eau maximale qui assure la stabilité du barrage.

Selon le Tableau 4.6, le niveau d'eau maximal par la méthode de gravité sans sous-pression est de 131m (GR-SSP). La hauteur d'eau maximale par la MEF et pour le modèle EF-SSP-Cont-Lin ne permettant pas à la fissure de plonger (donc le plus proche de la méthode de gravité) est de 128,3m (EF-SSP-Cont-Lin), ce qui est considérée assez proche de la valeur obtenue par la méthode de gravité (131m). En permettant à la fissure de plonger (modèles EF-SSP-Cont-NL et EF-SSP-NL),

la hauteur d'eau maximale diminue et le facteur K^H diminue d'environ 3%, une diminution qui est jugée assez faible.

La hauteur d'eau avec la MEF avec des propriétés non-linéaires du béton avec sous-pression et des rangées de béton mince est de 114,2m (EF-ASP-NL). Ce niveau d'eau est supérieur à celui de 112,5 m calculé à l'aide de la méthode de gravité avec sous-pression (GR-ASP). Cette légère sur-capacité obtenue par la MEF est fort probablement due à la différence des sous-pressions due à l'utilisation du coefficient de Biot dans la MEF, tel que montré à la Figure 4.20.

Dans les deux cas, avec ou sans sous-pression, on observe que la différence entre la méthode de gravité et la MEF, en termes de marge de sécurité du barrage ou de coefficient K^H , reste relativement faible, même lorsque la MEF permet à la fissure de plonger. Ce résultat, particulièrement intéressant, justifie des investigations supplémentaires, qui seront abordées au CHAPITRE 5.

CHAPITRE 5 ÉTUDE DE LA FISSURATION PLONGEANTE

5.1 Introduction

Ce chapitre s'intéresse à l'effet des fissures plongeantes sur le comportement du barrage de 116m. Cette possibilité n'étant pas offerte par la méthode de gravité qui considère un plan de fissure horizontal, la méthode des éléments finis non-linéaires est donc la seule alternative pour modéliser cet effet. De ce fait, un seul joint de reprise de bétonnage est isolé et analysé. Le joint est choisi à l'aide des résultats obtenus au CHAPITRE 4. La méthodologie adoptée pour la modélisation du joint correspond à celle développée à la fin du chapitre précédent, basée sur l'utilisation d'une rangée d'éléments finis mince au sein du joint. Comme dans le chapitre précédent, il est supposé ici qu'aucun glissement n'est possible, le mécanisme principal étudié étant la fissuration et le renversement au niveau du joint.

En conclusion de ce chapitre, des analyses paramétriques sont effectuées pour évaluer l'impact de deux paramètres clés : la résistance en traction des joints de bétonnage et l'énergie de fissuration associée aux joints ainsi qu'au béton dans le corps du barrage.

5.2 Barrage avec une fissure plongeante

5.2.1 Géométrie et matériaux

Le barrage étudié est celui de 116m de hauteur utilisée précédemment, mais avec seulement un joint de bétonnage. La géométrie du barrage et l'emplacement du joint sont illustrés dans la Figure 5.1.

Les cas d'analyse ainsi que les propriétés de matériaux sont montrés dans la Figure 5.2. Ces propriétés sont différentes de celles utilisés au CHAPITRE 4 (valeurs tirées de (Mgalobelov & Nefedov, 1985)). Des modifications ont été apportées aux propriétés de matériaux utilisés dans le CHAPITRE 5 afin de considérer des valeurs plus proches de celles trouvés en littérature et plus proches de la réalité.

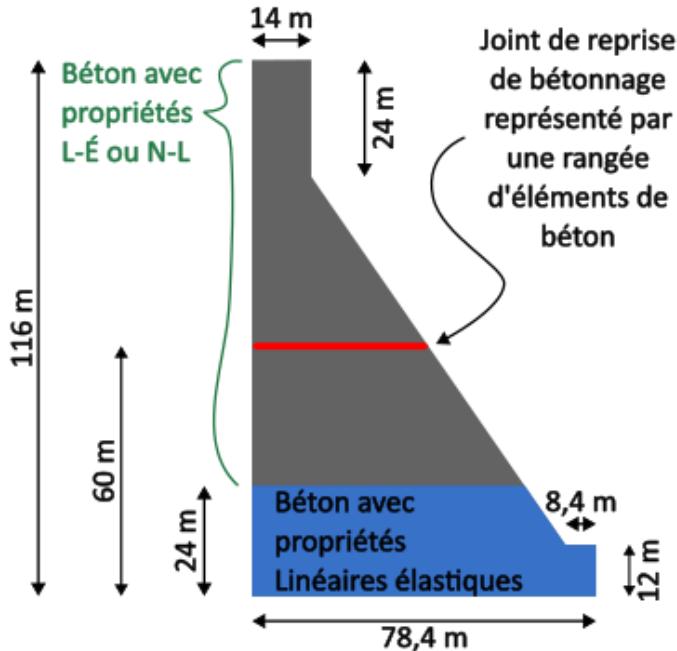


Figure 5.1 Géométrie du barrage 116m étudié avec un joint de bétonnage (fondation rocheuse non montrée).

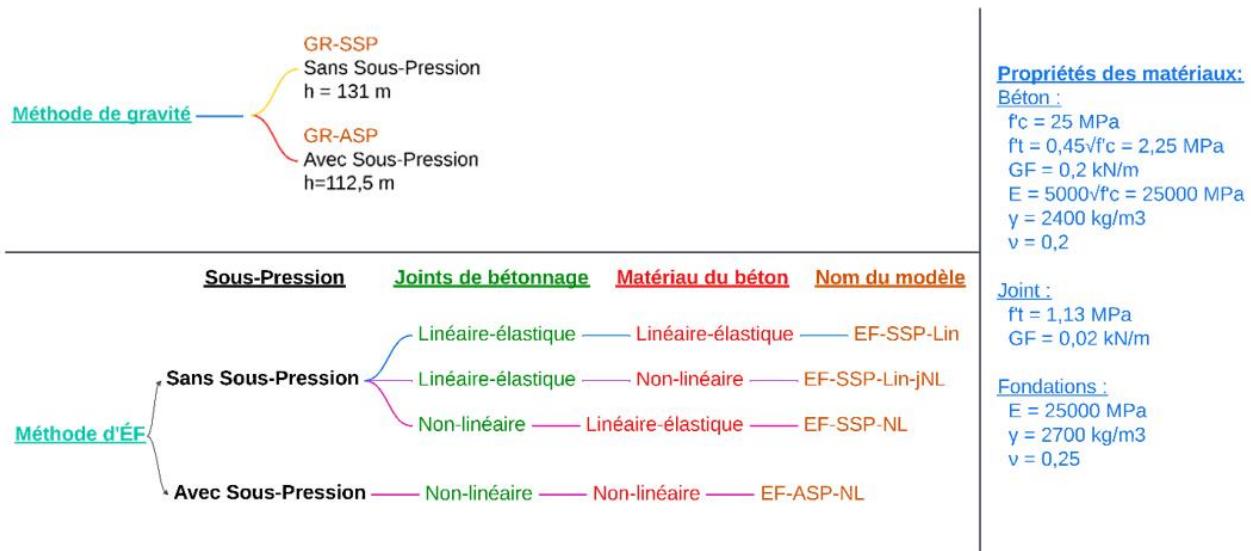


Figure 5.2 Cas d'analyse et propriétés de matériaux utilisés.

De plus, la résistance à la traction à la base du barrage est augmentée à une valeur assez importante pour empêcher la fissuration à l'interface béton/roc étant donné que l'analyse est concentrée sur le

joint de bétonnage. Le maillage des modèles d'analyse avec la méthode d'éléments finis est de 0,5m pour le barrage et de 1m à 4m pour la fondation.

Les acronymes utilisés dans les figures de ce chapitre font référence à la Figure 5.2 où LE fait référence à Linéaire-Élastique, NL fait référence à Non-Linéaire, SSP fait référence à Sans Sous-Pression et ASP fait référence à Avec Sous-Pression.

5.2.2 Analyses et résultats

Deux analyses sont d'abord effectuées par la méthode de gravité à l'aide de CADAM3D (GR-SSP et GR-ASP, voir Figure 5.2). Ensuite, quatre analyses sont effectuées par la méthode d'éléments finis à l'aide de Abaqus. Le premier cas consiste à une analyse avec des propriétés linéaires élastiques dans tout le barrage (EF-SSP-Lin). Ce cas sert de référence pour l'évaluation de la distribution des contraintes dans le barrage. Ensuite, un cas est analysé avec des propriétés linéaires élastiques du béton dans le barrage à l'exception du joint de reprise de bétonnage où des propriétés non-linéaires du béton sont définies (EF-SSP-Lin-jNL). La fissure ne peut pas quitter le joint de bétonnage dans ce cas d'analyse puisque le béton a des propriétés linéaires élastique à l'extérieur du joint. Enfin, deux cas sont étudiés avec des propriétés non-linéaires du béton et du joint, l'un sans sous-pression (EF-ASP-NL) et l'autre avec sous-pression (EF-ASP-NL). La base du barrage a des propriétés linéaires-élastiques dans tous les cas d'analyse.

Dans toutes les analyses, la hauteur d'eau est augmentée jusqu'à la rupture du barrage.

La Figure 5.3 et la Figure 5.4 illustrent, respectivement, la distribution des contraintes normales et la résistance résiduelle du béton en tension au moment de la rupture des modèles (sauf EF-SSP-Lin, montré comme référence) des cas (i) EF-SSP-Lin (linéaire-élastique dans le béton et dans le joint), (ii) EF-SSP-Lin-jNL (linéaire élastique dans le béton et non-linéaire dans le joint), (iii) EF-SSP-NL (linéaire élastique dans le béton et dans le joint) et (iv) EF-ASP-NL (comme le cas EF-SSP-NL, mais avec considération de la sous-pression dans les fissures).

La concentration des contraintes de traction sur la face amont du barrage est visible par les résultats de la Figure 5.3, pour le cas avec des propriétés de matériaux linéaires-élastiques. Avec l'ajout de non-linéarité dans le joint, les contraintes de traction à la face amont se dissipent et restent concentrées uniquement au coin amont de béton, au niveau de l'interface béton-roche.

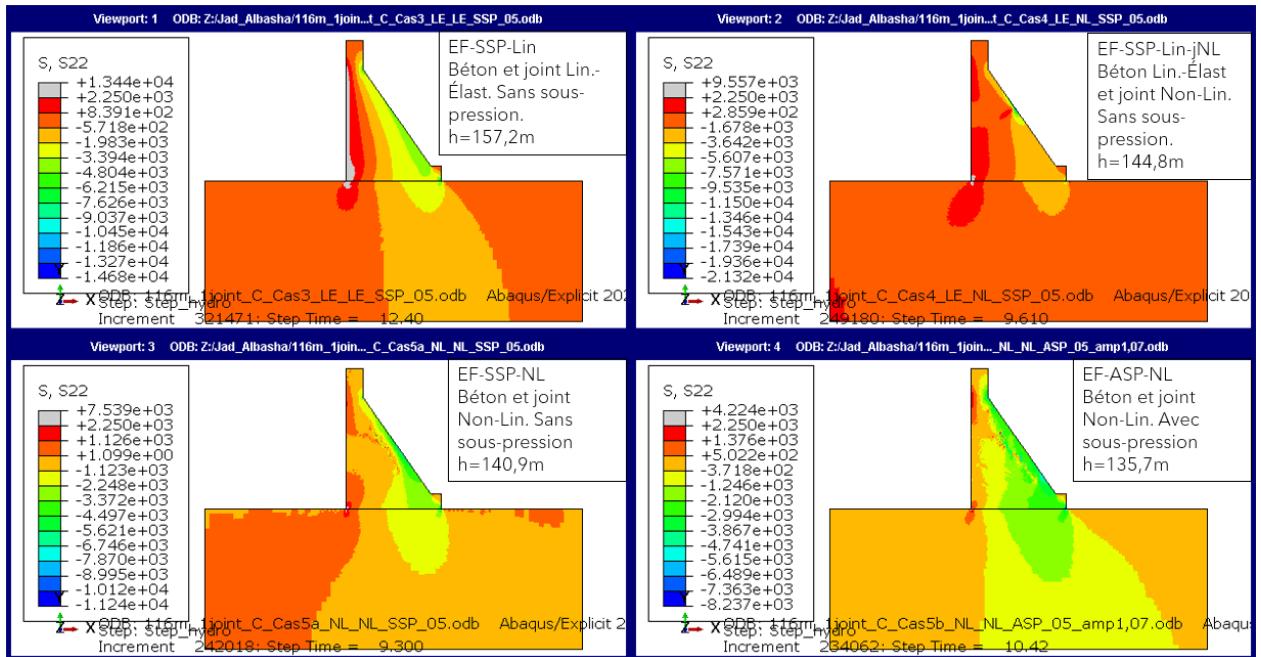


Figure 5.3 Distribution des contraintes normales (S_{22}) (kPa) : Cas EF-SSP-Lin, EF-SSP-Lin-jNL, EF-SSP-NL et EF-ASP-NL.

La Figure 5.4 montre que la position choisie du joint permet de faire plonger les fissures, dans le cas où le matériau du corps du barrage est non-linéaire pour les cas EF-SSP-NL et EF-ASP-NL, sans et avec présence de sous-pression.

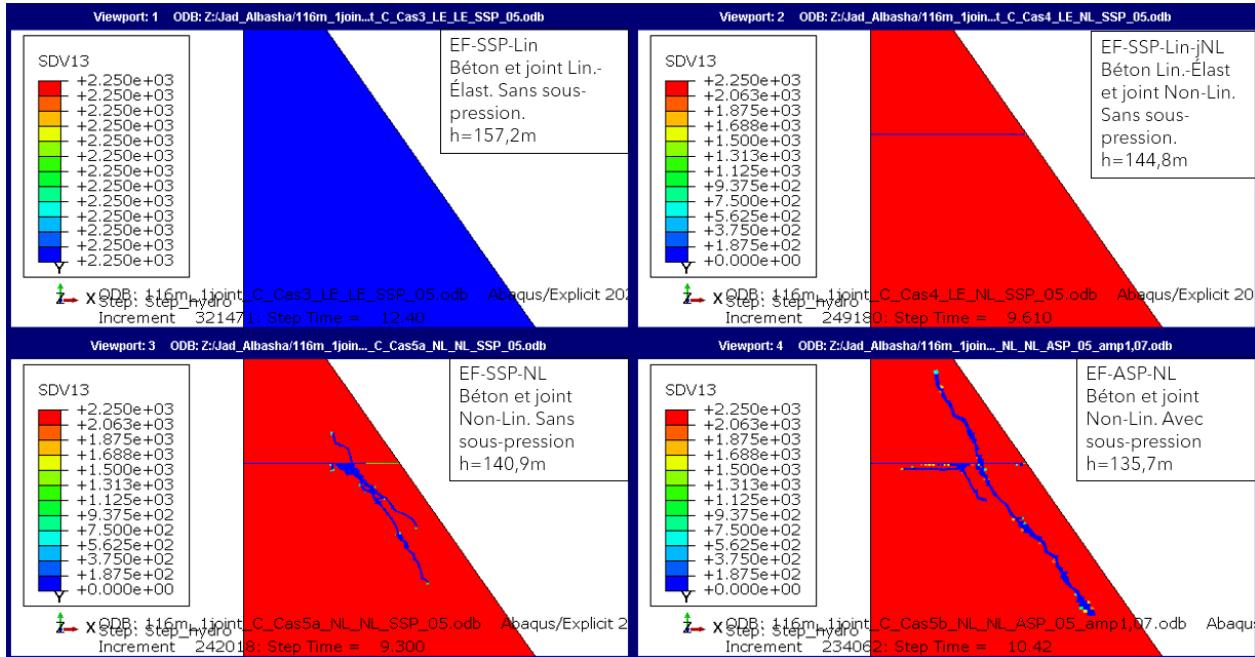


Figure 5.4 Endommagement du béton à la rupture (SDV13) (kPa) : Cas EF-SSP-Lin, EF-SSP-Lin-jNL, EF-SSP-NL et EF-ASP-NL.

Les Figure 5.5, Figure 5.6 et Figure 5.7 illustrent, respectivement, l'évolution de la fissure et la résistance résiduelle à tension du béton (SDV13) avec plusieurs incrémentations de chargement pour les cas (i) EF-SSP-Lin-jNL (linéaire élastique dans le béton et non-linéaire dans le joint), (ii) EF-SSP-NL (non-linéaire dans le béton et dans le joint, sans considération de la sous-pression) et (iii) EF-ASP-NL (comme le cas EF-SSP-NL, mais avec considération de la sous-pression dans les fissures).

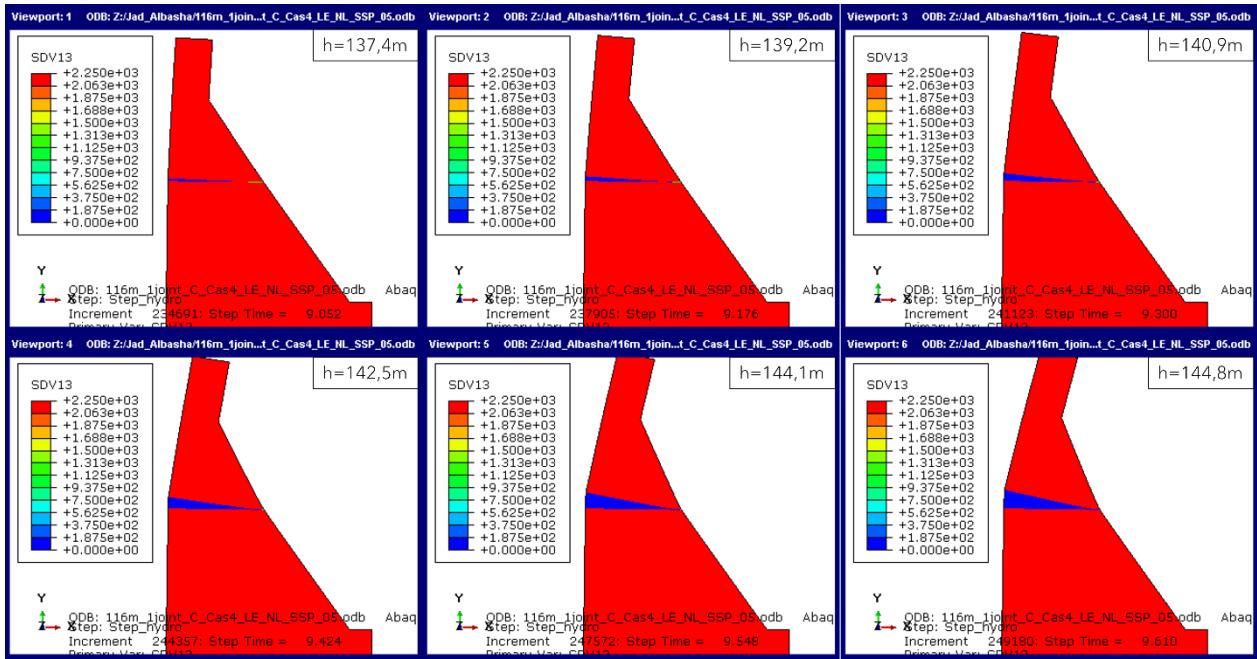


Figure 5.5 Évolution de la fissure et de la résistance résiduelle en tension (SDV13) (kPa) pour le cas EF-SSP-Lin-jNL (L-É pour le béton et N-L pour les joints, sans sous-pression).

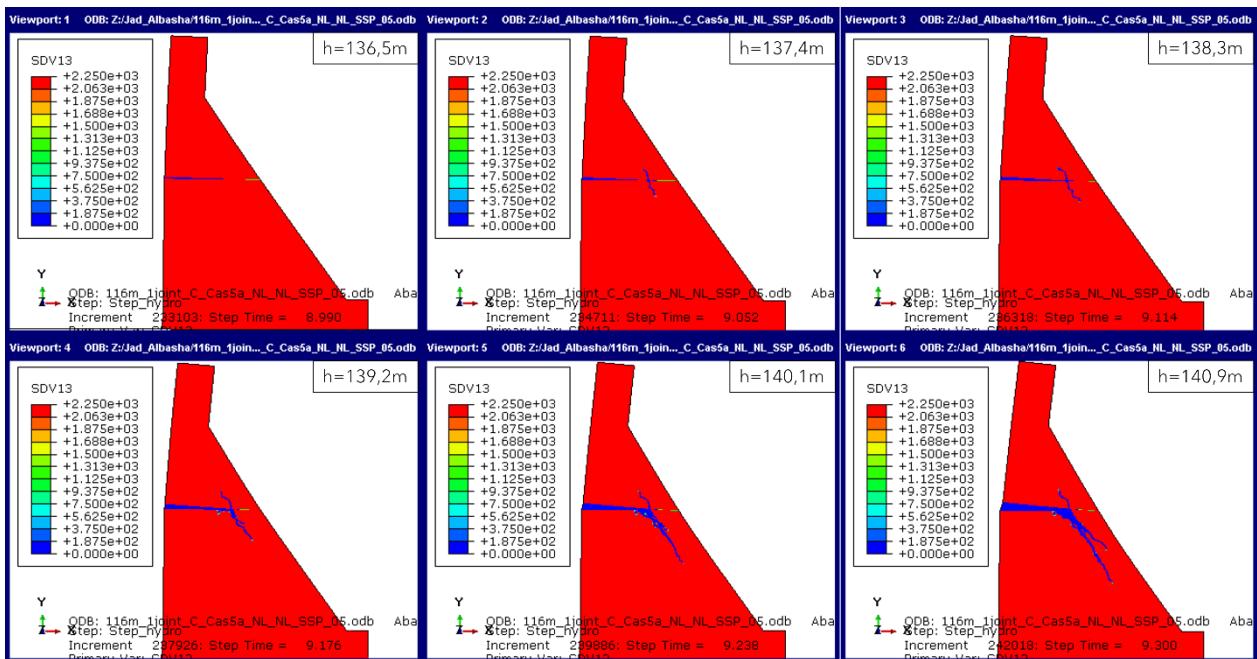


Figure 5.6 Évolution de la fissure et de la résistance résiduelle en tension (SDV13) (kPa) pour le cas EF-SSP-NL (non-linéaire dans le béton et dans le joint, sans sous-pression).

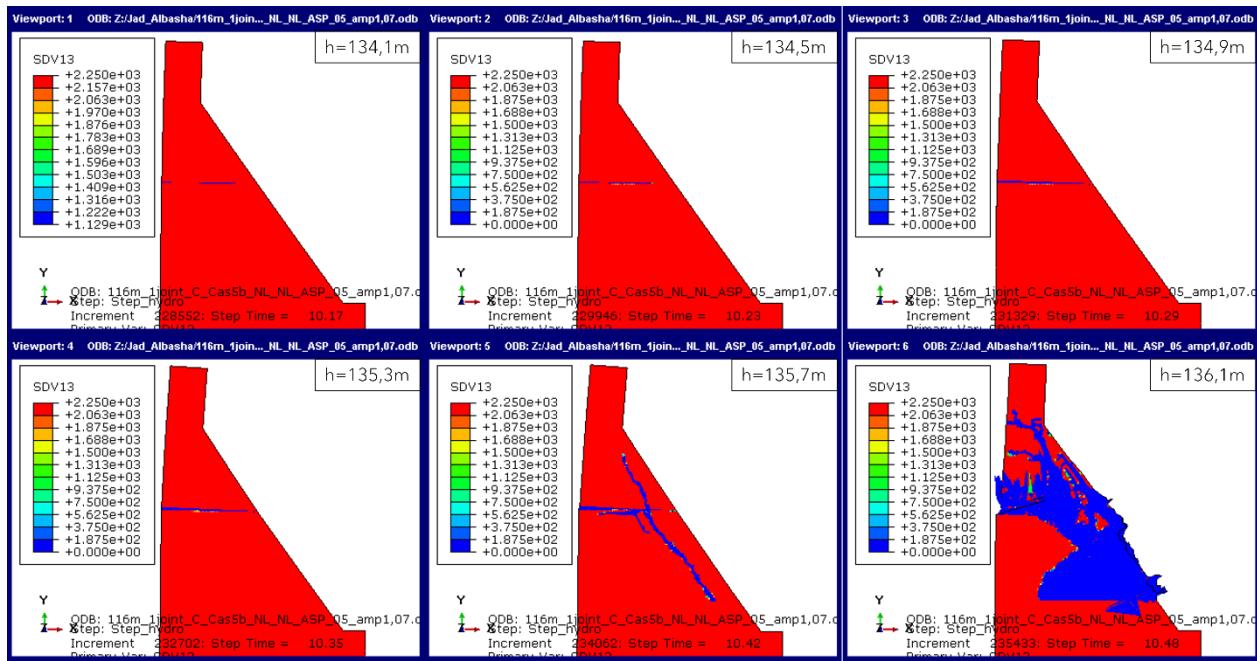


Figure 5.7 Évolution de la fissure et de la résistance résiduelle en tension (SDV13) (kPa) pour le cas EF-ASP-NL (non-linéaire dans le béton et dans le joint, avec sous-pression).

Dans le cas EF-SSP-Lin-jNL (Figure 5.5), la fissure reste ‘coincée’ dans le joint et la défaillance finale arrive lorsque celle-ci atteint la face aval. Pour le cas EF-SSP-NL (Figure 5.6), la fissure qui s’amorce au niveau du joint, plonge sous l’effet du cisaillement, à quelques mètres de la face aval, avec une inclinaison assez proche de celle du parement aval. Celle-ci s’initie au niveau du joint, se propage initialement en haut et en bas, puis se propage principalement dans la partie inférieure du barrage provoquant la ruine de l’ouvrage. Contrairement au cas sans sous-pression, la fissure se prolonge horizontalement dans le joint pour le cas avec sous-pression (modèle EF-ASP-NL et Figure 5.7). L’étude approfondie des résultats (voir plus loin) indique que la fissure plongeante s’est formée en réalité dans le domaine dynamique de la réponse, après la rupture du barrage survenue lorsque la fissure horizontale le long du joint atteint la face aval du barrage. L’effet des sous-pressions génère une charge normale nette en traction au niveau de la section du joint, modifiant ainsi la distribution des contraintes dans celui-ci. Cela favorise la fissuration le long du joint en augmentant les contraintes normales par rapport aux contraintes de cisaillement.

Les courbes Forces-Déplacements pour les analyses (i) EF-SSP-Lin, (ii) EF-SSP-Lin-jNL, (iii) EF-SSP-NL et (iv) EF-ASP-NL sont illustrées à la Figure 5.8. Les courbes Force-Déplacement pour les analyses non-linéaires sont arrêtées lorsque l’analyse atteint la limite du ratio d’énergie (énergie

cinétique/énergie de déformation interne) de 10%. Le déplacement a été calculé à la crête du barrage. La Figure 5.8 montre que les courbes des cas EF-SSP-Lin-jNL et EF-SSP-NL sont assez proches. De plus, les pics de force appliquée pour les cas EF-SSP-Lin-jNL, EF-SSP-NL et EF-ASP-NL sont proches. Les déplacements à ces moments avant d'atteindre la plateau plastique sont utilisés comme référence pour la comparaison des résultats. Ces courbes seront comparées plus loin, à l'aide des résultats compilés dans le Tableau 5.1.

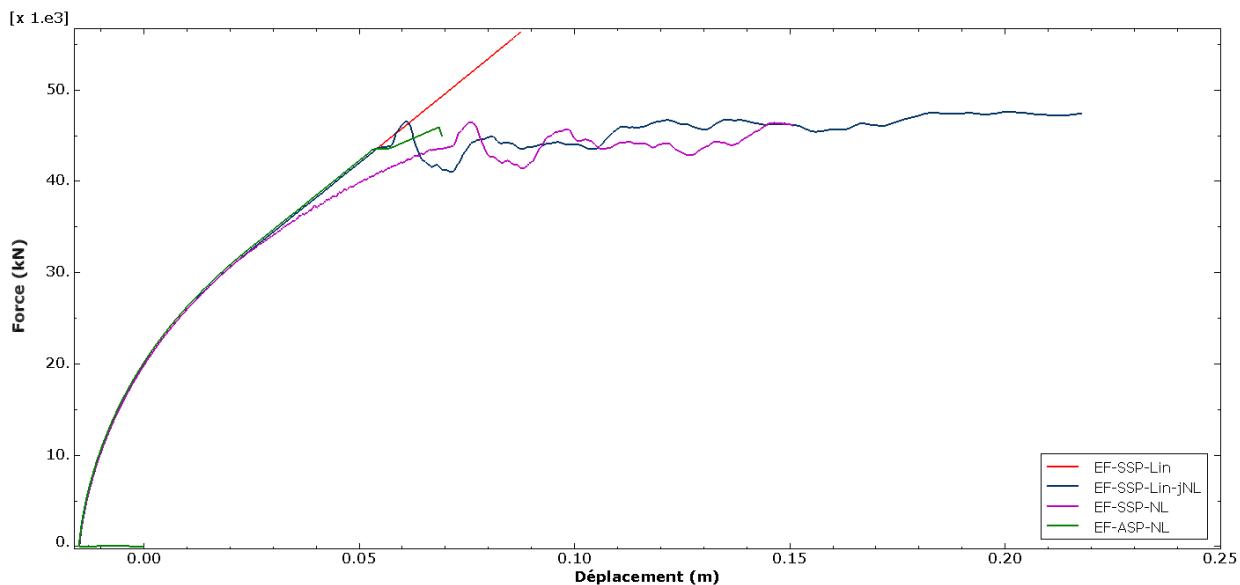


Figure 5.8 Courbes Forces-Déplacements. EF-SSP-Lin (L-É dans le béton et dans le joint, sans sous-pression); EF-SSP-Lin-jNL (L-É dans le béton et N-L dans le joint, sans sous-pression); EF-SSP-NL (L-É dans le béton et dans le joint, sans sous-pression) et EF-ASP-NL (comme le cas EF-SSP-NL, mais avec considération de la sous-pression dans les fissures).

Les critères utilisés dans ce chapitre pour définir la défaillance sont le critère de l'énergie et le critère des forces. Tel que décrit précédemment, le critère de l'énergie correspond au ratio de l'énergie cinétique sur l'énergie des déformations internes, E_c/E_i . Le critère des forces est exploré dans ce chapitre et correspond au ratio de la différence entre la force hydrostatique appliquée (F) et la réaction calculée dans l'analyse (R). Le critère des forces est alors représenté par le ratio $(F-R)/F$. Pour les deux critères, une valeur limite de 10 % est adoptée. Au-delà de cette valeur, l'analyse est considérée comme n'étant plus quasi-statique.

Le Tableau 5.1 illustre les résultats des analyses effectuées avec les deux critères retenus. De plus, dans la colonne Facteurs observés-Critères, deux états intermédiaires avant la rupture sont

considérés : l'état où la fissure commence à plonger ($L_{f\max}$) et l'état juste avant l'atteinte du plateau de charge (Δ_{\max}). Les paramètres t_l et t_g correspondent aux temps de l'analyse local (propre à chaque Step) et global, respectivement.

Tableau 5.1 Analyse des résultats

Cas d'analyse	Facteurs observés		Pas d'analyse (Time Step)	Niv. eau	Longueur de la fissure du joint horizontal	Long. de la fiss. diag.	Angle de la fiss. diag.	Dépl. de la crête	Crit. Énerg.	Crit. Forces	Cont. Norm. en aval	Cont. Princip. min. en aval	
	Critère	Observ.											
CADAM3D	GR-SSP	$L_{f\max}$	-	-	140,8	36,4	100,0	-	-	-	-	-	-102675 -152985
	GR-ASP	$L_{f\max}$	-	-	129,0	36,4	100,0	-	-	-	-	-	-1456 -2170
	EF-SSP-Lin	-	22,80	10,40	157,2	-	-	-	88	0	0	-3612	-5369
		$L_{f\max}$	22,01	9,61	144,8	36,0	99,0	-	307	15,6	2,47	-20755	-29629
Abaqus	EF-SSP-Lin-jNL	Δ_{\max}	21,42	9,02	137,0	30,0	82,5	-	75	2,93	2,78	-4427	-6487
		$E_c/E_i = 10\%$	21,84	9,44	142,7	35,5	97,6	-	218	10,0	1,73	-14177	-20263
		$ (F-R)/F = 10\%$	22,12	9,72	146,2	36,4	100,0	-	376	62,3	10,0	-2245	-8003
	EF-SSP-NL	$L_{f\max}$	21,39	8,99	136,5	27,0	74,3	-	85	2,3	5,5	-3505	-5163
EF-ASP-NL		Δ_{\max}	21,46	9,06	137,4	28,5	78,4	11,0	62,5	100	3,7	-4159	-6149
		$E_c/E_i = 10\%$	21,62	9,22	140,1	28,5	78,4	32,7	51,6	151	10,0	-5420	-8067
		$ (F-R)/F = 10\%$	22,22	9,82	146,9	28,5	78,4	50,7	58,1	543	52,5	10,0	-3361 -5000
		$L_{f\max}$	22,75	10,35	134,9	35,5	97,6	-	87	10,9	23,8	-3481	-6237
EF-ASP-NL		Δ_{\max}	22,71	10,31	134,5	35,5	97,6	-	70	10,0	1,5	-3542	-6237
		$E_c/E_i = 10\%$	22,71	10,31	134,5	35,5	97,6	-	69	10,0	1,5	-3542	-6237
		$ (F-R)/F = 10\%$	22,84	10,44	135,2	35,5	97,6	68,1	51,4	114	89,1	10,0	-3481 -6400

Les paramètres à comparer entre les multiples analyses sont le niveau d'eau, la longueur de la fissuration le long du joint (L_f), le déplacement de la crête, (Δ), l'angle de la fissure diagonale, (θ) la contrainte normale ($\sigma_n \min$) et la contrainte principale au bout du joint ($\sigma_p \min$).

Les hauteurs d'eau montrés dans le Tableau 5.1 sont plus élevées lorsque le critère des forces est égal à 10%. De plus, les ratios de l'énergie sont importants lorsque les critères des forces sont à

10%. Des ratios d'énergie importants de l'ordre de 50% à 90% indiquent définitivement que les analyses ne sont plus quasi-statiques, mais plutôt dynamiques. De l'autre côté, lorsque les critères de l'énergie sont à 10%, les ratios des forces sont faibles, de l'ordre de 1,5% à 1,7%. Aussi, les contraintes normales et principales à l'extrémité aval du joint de bétonnage augmentent avec le l'augmentation du niveau d'eau jusqu'au niveau d'eau correspondant au critère de l'énergie (10%). À partir de ce point, une réduction des contraintes est remarquée, indiquant la rupture du barrage et le basculement à un régime dynamique.

Les angles des fissures diagonales sont entre 51,4 et 62,5 degrés. Ces valeurs sont proches de la pente de la face aval du barrage qui est de 55 degrés. Les fissures diagonales suivent alors la direction des bielles de compression proches de la partie aval du barrage.

5.3 Analyses paramétriques

Les analyses paramétriques dans cette section se concentrent sur la résistance à la traction du joint de bétonnage, sur l'énergie de fissuration du béton et sur l'énergie de fissuration du joint de bétonnage. Les analyses permettent de mieux comprendre l'effet de chaque paramètre sur le comportement du barrage et ainsi étudier la sensibilité du barrage face à ces changements paramétriques. Les analyses sans sous-pression sont considérées en premier lieu avec le modèle retenu EF-SSP-NL qui permet aux fissures de plonger. Ensuite, le cas avec sous-pression est considéré avec le modèle EF-ASP-NL. Seulement l'état ultime est considéré avec le critère d'énergie, considéré comme le plus adéquat.

5.3.1 Analyses sans sous-pression (Modèle EF-SSP-NL)

Les Tableau 5.2, Tableau 5.3 et Tableau 5.4 présentent les résultats des analyses paramétriques sur la résistance à la traction du joint, sur l'énergie de fissuration du béton et sur l'énergie de fissuration du joint de bétonnage. La résistance à la traction du joint de bétonnage est exprimée en pourcentage par rapport à la résistance à la traction du béton du corps du barrage, qui est de 2,25 MPa. L'énergie de fissuration du béton et du joint ont comme référence les valeurs initiales utilisées dans la section précédente, soit 0,2 kN/m et 0,02 kN/m respectivement.

Tableau 5.2 Résultats des analyses paramétriques pour la résistance à la tension du joint, sans sous-pression.

Cas d'analyses paramétriques	Pas d'analyse (Time Step)	Niv. eau	Longueur de la fiss. joint horizontal		Long. de la fiss. Diag.		Angle de la fiss. Diag.		Dépl. de la crête	Crit. Énerg.	Crit. Forces	Cont. Norm. en aval	Cont. Princip. min. en aval	
			h (m)	L _{fj} (m)	L _{fj} (%)	L _{fd} (m)	θ (deg.)	Δ (mm)	E _c /E _i (%)	(F-R)/F (%)	σ _n min (kPa)	σ _p min (kPa)		
GR-SSP f _t joint/f _t béton	100% (2250 kPa)	L _{fmax}	N/A	N/A	151,9	36,4	100,0	N/A	N/A	N/A	N/A	-3728	-5555	
	75% (1695 kPa)	L _{fmax}	N/A	N/A	144,0	36,4	100,0	N/A	N/A	N/A	N/A	-3178	-4736	
	50% (1130 kPa)	L _{fmax}	N/A	N/A	140,8	36,4	100,0	N/A	N/A	N/A	N/A	-102675	-152985	
	25% (565 kPa)	L _{fmax}	N/A	N/A	140,8	36,4	100,0	N/A	N/A	N/A	N/A	-2955	-4403	
	5% (112,5 kPa)	L _{fmax}	N/A	N/A	140,8	36,4	100,0	N/A	N/A	N/A	N/A	-2955	-4403	
EF-SSP-NL	100% (2250 kPa)	E _c /E _i = 10%	22,09	9,69	145,0	-*	-*	-*	-*	118	10,0	7,5	-2620	-3887
	75% (1695 kPa)	E _c /E _i = 10%	21,91	9,51	143,5	29,0	79,8	25,8	43,1	95	10,0	10,0	-5256	-7782
	50% (1130 kPa)	E _c /E _i = 10%	21,62	9,22	140,1	28,5	78,4	32,7	51,6	151	10,0	1,7	-5420	-8067
	25% (565 kPa)	E _c /E _i = 10%	21,66	9,26	139,6	31,5	86,6	34,9	53,4	176	10,0	1,6	-6208	-9126
	5% (112,5 kPa)	E _c /E _i = 10%	21,68	9,28	140,5	28,4	78,1	38,9	54,4	180	10,0	2,2	-6735	-9986

*Fissure horizontale et diagonale présentent, mais à l'extérieur du joint étudié. (Voir Figure 5.12)

Tableau 5.3 Résultats des analyses paramétriques pour l'énergie de fissuration (G_F) du béton, sans sous-pression.

Cas d'analyses paramétriques	Pas d'analyse (Time Step)	Niv. eau	Longueur de la fiss. joint horizontal		Long. de la fiss. Diag.		Angle de la fiss. Diag.		Dépl. de la crête	Crit. Énerg.	Crit. Forces	Cont. Norm. en aval	Cont. Princip. min. en aval	
			Global t _g (s)	Local t _l (s)	h (m)	L _{fj} (m)	L _{fj} (%)	L _{fd} (m)	θ (deg.)	Δ (mm)	E _c /E _i (%)	(F-R)/F (%)	σ _n min (kPa)	σ _p min (kPa)
GF b/GF b initial EF-SSP-NL	100% 0,2 kN/m	E _c /E _i = 10%	21,62	9,22	139,6	29,5	81,1	32,7	55,2	138	10,0	3,5	-5584	-8224
	200% (0,4 kN/m)	E _c /E _i = 10%	21,62	9,22	139,6	30,5	83,9	26,9	54,8	137	10,0	1,9	-5611	-8300
	300% (0,6 kN/m)	E _c /E _i = 10%	21,62	9,22	139,6	30,5	83,9	22,0	54,7	136	10,0	1,5	-5430	-7989
	400% (0,8 kN/m)	E _c /E _i = 10%	21,62	9,22	139,6	30,5	83,9	22,0	54,1	14	10,0	1,5	-5430	-7989

Tableau 5.4 Résultats des analyses paramétriques pour l'énergie de fissuration (G_F) du joint, sans sous-pression.

Cas d'analyses paramétriques	Pas d'analyse (Time Step)	Niv. eau	Longueur de la fiss. joint		Long. de la fiss. horizontal	Angle de la fiss. Diag.	Dépl. de la crête	Crit. Énerg.	Crit. Forces	Cont.	Cont.			
			joint	horizontal						Norm. en aval	Princip. min. en aval			
GFjoint /GFSST-NL	600% (0,12 kN/m)	E _c /E _i = 10%	21,62	9,22	139,6	28,0	77,0	30,4	52,6	137	10,0	4,2	-5612	-8309
	400% (0,08 kN/m)	E _c /E _i = 10%	21,61	9,21	139,6	28,5	78,4	34,7	53,6	134	10,0	2,9	-5425	-8063
	200% (0,04 kN/m)	E _c /E _i = 10%	21,63	9,23	139,6	30,0	82,5	32,5	56,0	142	10,0	2,7	-5740	-8446
	100% (0,02 kN/m)	E _c /E _i = 10%	21,62	9,22	139,6	29,5	81,1	32,5	54,6	138	10,0	3,5	-5584	-8224
	75% (0,015 kN/m)	E _c /E _i = 10%	21,62	9,22	139,6	30,0	82,5	31,7	54,5	138	10,0	3,0	-5726	-8465
	50% (0,01 kN/m)	E _c /E _i = 10%	21,60	9,20	138,7	31,0	85,3	27,1	46,8	134	10,0	3,3	-5638	-8237
	25% (0,005 kN/m)	E _c /E _i = 10%	21,59	9,19	138,7	30,5	83,9	28,5	45,8	134	10,0	2,7	-5371	-8047

Selon le Tableau 5.2, il est possible de remarquer que les niveaux d'eau maximum obtenus avec la méthode de gravité à l'aide de CADAM3D sont très semblables à ceux obtenus par la méthode d'éléments finis à l'exception du cas lorsque la résistance à la traction du joint et du béton du barrage est la même ($f'_{t,joint}$ égale à 2250 kPa). Cette observation est expliquée plus loin.

Les valeurs des analyses paramétriques obtenues pour la résistance à la traction du joint de bétonnage, $f'_{t,joint}$, montrent une sensibilité du barrage par rapport à $f'_{t,joint}$. En effet, les valeurs des niveaux d'eau varient entre 140,8 m et 151,9 m pour la méthode de gravité et entre 140,5 et 145,0 pour la méthode d'éléments finis. Aucun changement de la hauteur d'eau n'est observé pour l'analyse paramétrique de l'énergie de fissuration du béton du barrage. Une légère variation du niveau d'eau est observée pour l'analyse paramétrique de l'énergie de fissuration du joint de bétonnage. La hauteur d'eau maximale pour ces analyses varie entre 138,7 m et 139,6 m.

Il est à remarquer que lorsque le paramètre G_F est modifié, cela signifie une modification de l'aire sous la courbe ouverture de fissure-contraintes ($w-\sigma$), comme présenté dans la Figure 5.9, sans pour autant changer la résistance en traction, f'_t . Les résultats montrent donc que la rupture du barrage est plus sensible à l'initiation de la fissure f'_t dans le joint, plutôt qu'à la propagation de la fissure

G_F dans le joint et le corps du barrage. Par analogie, le mécanisme de défaillance analysé ici s'apparente davantage à celui d'un tirant en béton non armé, plutôt qu'à celui d'une poutre en béton armé soumise à des efforts de flexion, qui cède sous l'effet de la propagation d'une fissure de cisaillement.

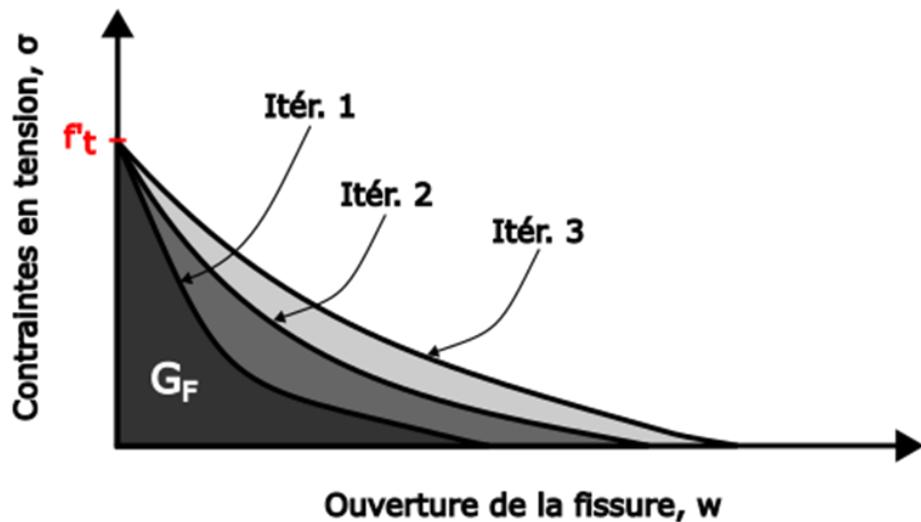


Figure 5.9 Variations de l'énergie de fissuration pour plusieurs itérations.

La Figure 5.10 montre les variations du ratio d'énergie (E_c/E_i) en fonction du temps d'analyse pour les trois cas d'analyses paramétriques. La Figure 5.11 montre les courbes Force-Déplacement pour ces mêmes cas d'analyses paramétriques.

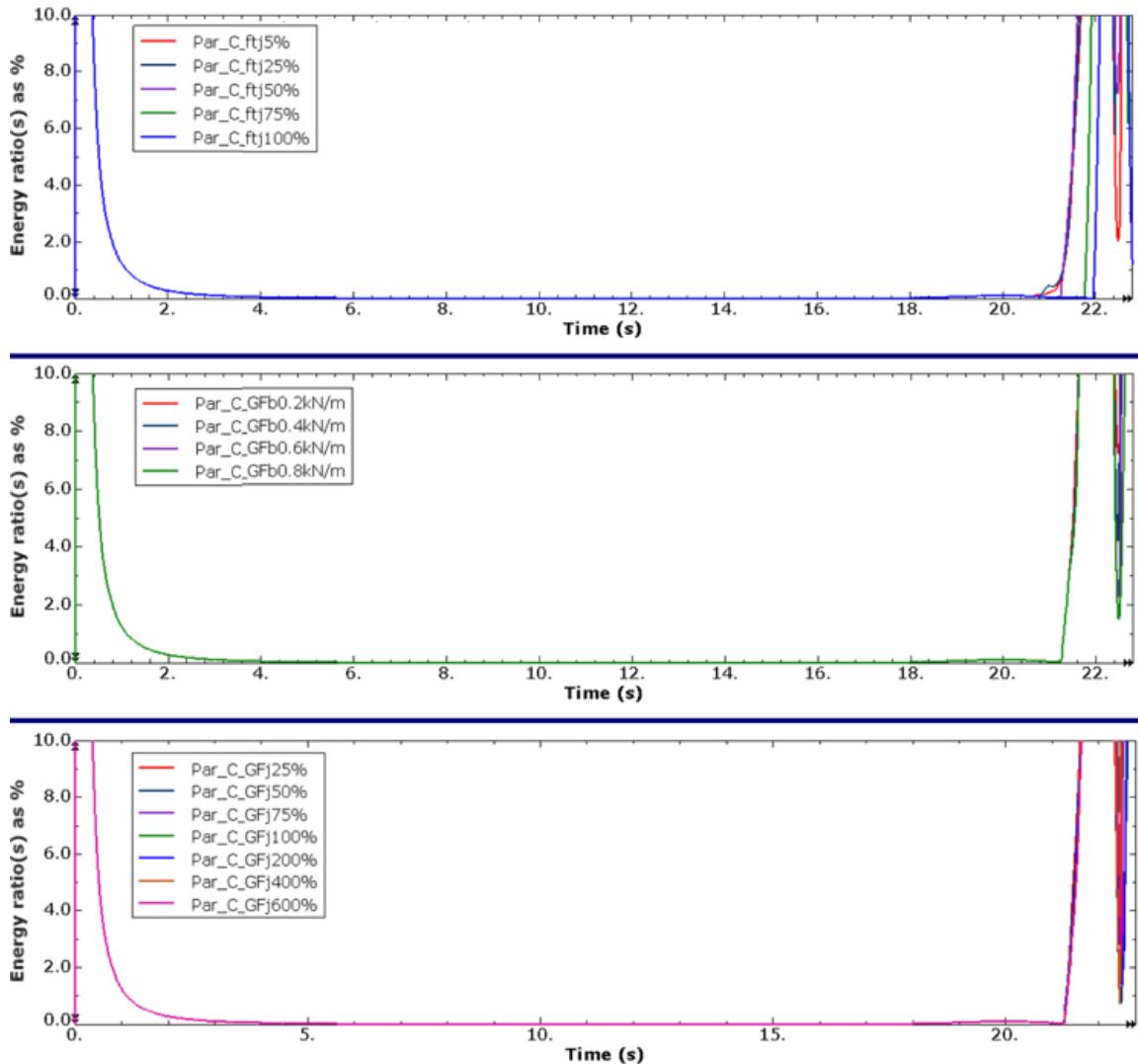


Figure 5.10 Ratios de l'énergie cinétique sur l'énergie de déformation interne (E_c/E_i) pour les analyses paramétriques sur la résistance en tension du joint (haut), sur l'énergie de fissuration du béton (centre) et sur l'énergie de fissuration du joint (bas), sans sous-pression.

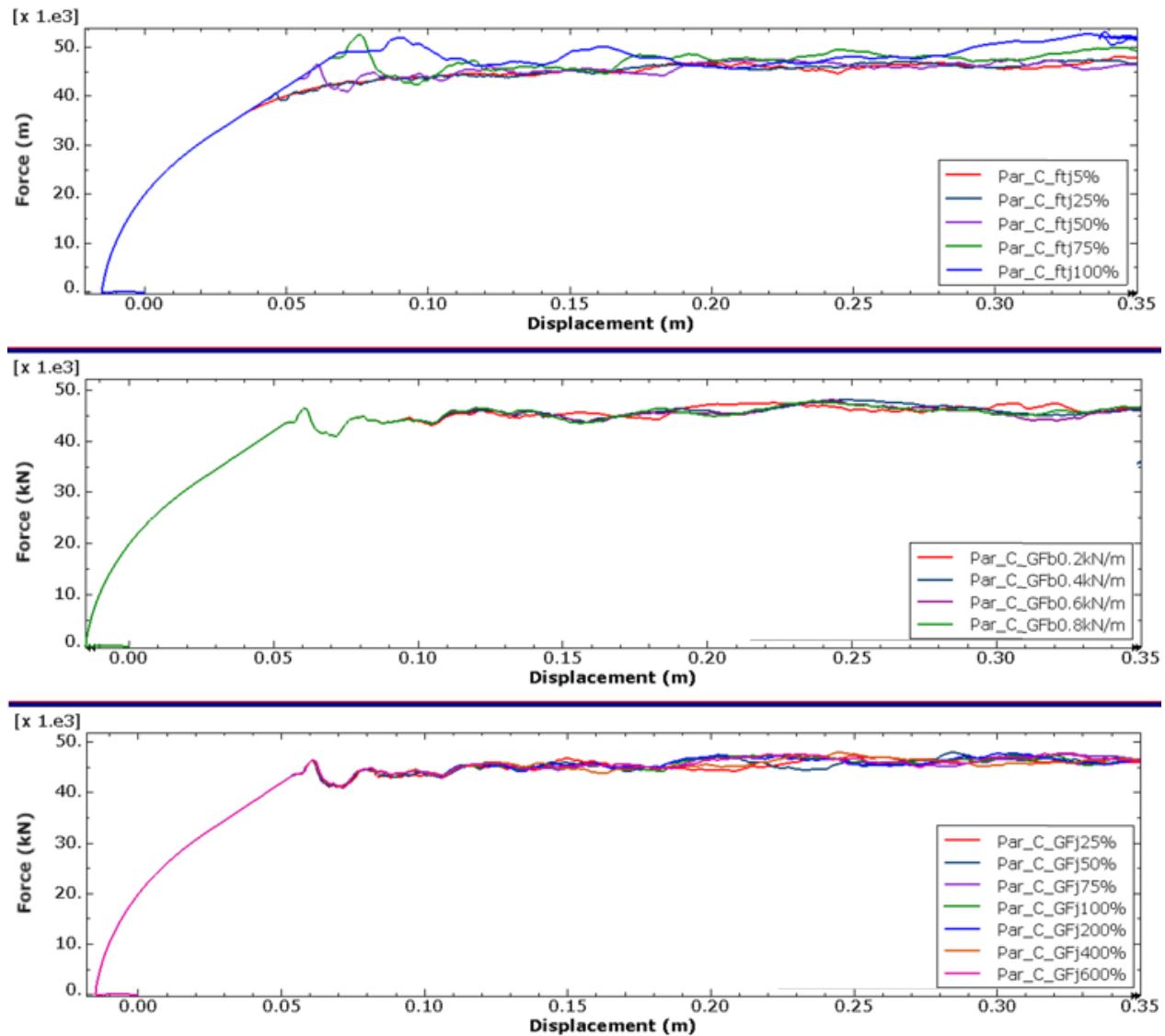


Figure 5.11 Courbes Forces-Déplacements pour les analyses paramétriques sur la résistance en tension du joint (haut), sur l'énergie de fissuration du béton (centre) et sur l'énergie de fissuration du joint (bas), sans sous-pression.

La Figure 5.10 et la Figure 5.11 valident le constat que le barrage est plus sensible aux variations de f'_t qu'aux variations de G_F du béton et du joint de bétonnage. Les courbes obtenus dans les figures de $G_{F \text{ béton}}$ et de $G_{F \text{ joint}}$ sont presque identiques pour les analyses paramétriques.

La Figure 5.12 illustre les patrons de fissuration pour les analyses paramétriques de la résistance en traction du joint de bétonnage, sans sous-pression, au moment d'atteinte du critère de l'énergie ($E_c/E_i = 10\%$).

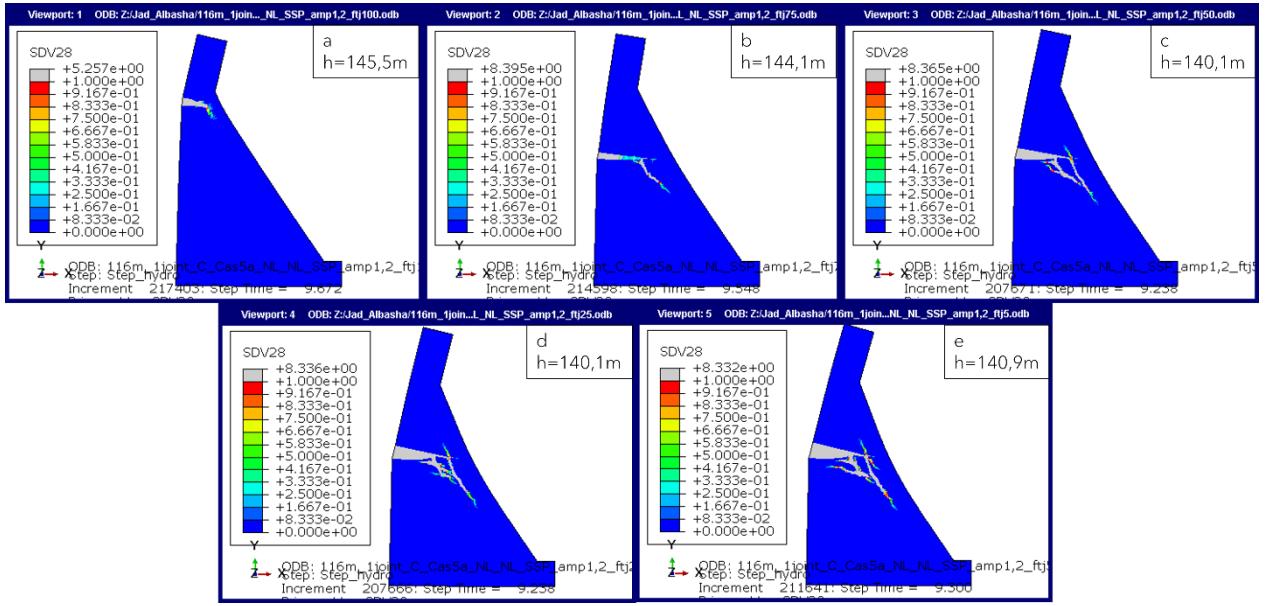


Figure 5.12 Profil d'endommagement pour les analyses paramétriques sur f'_t du joint au moments correspondants à l'atteinte du critère de l'énergie ($E_c/E_i = 10\%$), sans sous-pression. a) $f'_t=100\%$ (2250 kPa) ; b) $f'_t=75\%$ (1695 kPa) ; c) $f'_t=50\%$ (1130 kPa) ; d) $f'_t=25\%$ (565 kPa) ; e) $f'_t=5\%$ (112,5 kPa).

Les résultats illustrés dans la Figure 5.12 montrent que lorsque la résistance en traction du joint est identique à celle du béton, la fissure s'initie à l'extérieur du joint étudié, ce qui explique l'écart obtenu plus haut entre la méthode de gravité et la MEF pour ce cas. Les autres figures (b, c, d et e) présentent une différence remarquable pour la fissure plongeante. Cette dernière a plus de ramifications lorsque la résistance à la tension est faible. Il est aussi possible de remarquer que les différences les plus importantes des patrons de fissurations apparaissent lorsque $f'_{t joint}$ varie entre 100% et 50% de $f'_{t béton}$ (figures a, b et c).

Il est alors possible de conclure que la variation de la résistance à la tension du joint de bétonnage affecte les comportements de la structure étudiée de façon plus significative que les variations de l'énergie de fissuration du béton et du joint de bétonnage.

5.3.2 Analyses avec sous-pression (Modèle EF-ASP-NL)

Les analyses paramétriques effectuées sur le modèle EF-ASP-NL (matériaux non-linéaire du béton et de joint avec considération de la sous-pression dans les fissures), se concentrent uniquement sur la résistance en traction du joint de bétonnage.

Le Tableau 5.5 présente les résultats des analyses paramétriques de la résistance à la traction du joint. La résistance à la traction du joint de bétonnage est référée par rapport à la résistance à la traction du béton du corps du barrage, qui est de 2,25 MPa.

Tableau 5.5 Résultats des analyses paramétriques pour la résistance à la tension du joint, avec sous-pression.

Cas d'analyses paramétriques	Facteur observé	Pas d'analyse (Time Step)	Niv. eau	Longueur de la fiss. joint horizontal	Long. de la fiss. Diag.	Angle de la fiss. Diag.	Dépl. de la crête	Crit. Énerg.	Crit. Forces	Cont. Norm. en aval	Cont. Princip. min. en aval			
Paramètre variable	Critère	Obsr.	Global t_g (s)	Local t_l (s)	h (m)	$L_{f,j}$ (m)	$L_{f,j}$ (%)	$L_{f,d}$ (m)	θ (deg.)	Δ (mm)	E_c/E_i (%)	$ F-R /F$ (%)	σ_n min (kPa)	σ_p min (kPa)
GR-ASP	100% (2250 kPa)	$L_{f,max}$	N/A	N/A	140,6	36,4	100,0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	-2151	-3205
	75% (1695 kPa)	$L_{f,max}$	N/A	N/A	133,6	36,4	100,0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	-1732	-2580
	50% (1130 kPa)	$L_{f,max}$	N/A	N/A	129,0	36,4	100,0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	-1456	-2170
	25% (565 kPa)	$L_{f,max}$	N/A	N/A	119,4	36,4	100,0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	-882	-1314
	5% (112,5 kPa)	$L_{f,max}$	N/A	N/A	116,9	36,4	100,0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	-732	-1091
EF-ASP-NL	100% (2250 kPa)	$E_c/E_i = 10\%$	22,00	9,60	144,3	-*	-*	-*	-*	77,0	10,0	0,44	-2667	-3907
	75% (1695 kPa)	$E_c/E_i = 10\%$	21,81	9,41	142,0	22,0	60,5	40,9	52,1	64,5	10,0	0,5	-2245	-3134
	50% (1130 kPa)	$E_c/E_i = 10\%$	21,34	8,94	135,1	35,5	97,6	-	-	67,1	10,0	11,0	-3540	-6172
	25% (565 kPa)	$E_c/E_i = 10\%$	21,06	8,66	131,1	36,0	99,0	78,4	57,3	93,8	10,0	1,4	-2048	-4458
	5% (112,5 kPa)	$E_c/E_i = 10\%$	20,80	8,40	125,6	29,5	81,1	2,9	55,4	76,2	10,0	4,1	-3620	-5404

*Fissure horizontale et diagonale présentent, mais à l'extérieur du joint étudié. (Voir Figure 5.15)

Il est possible de remarquer que les niveaux maximaux d'eau obtenus avec la méthode de gravité à l'aide de CADAM3D sont plus faibles que ceux obtenus par la méthode d'éléments finis.

Les analyses paramétriques montrent encore une fois la sensibilité par rapport à la résistance en traction du joint de bétonnage, $f'_{t joint}$. En effet, les valeurs des niveaux d'eau varient entre 116,9 m et 140,6 m pour la méthode de gravité et entre 125,6 et 144,3 m pour la méthode d'éléments finis.

Il est également possible de remarquer cette sensibilité dans les Figure 5.13 et Figure 5.14 qui montrent respectivement les variations du ratio d'énergie (E_c/E_i) en fonction du temps d'analyse et les courbes Force-Déplacement pour les analyses paramétriques. La Figure 5.15 illustre les patrons de fissuration pour les analyses paramétriques au moment de la rupture ($E_c/E_i = 10\%$).

Le Tableau 5.5 montre que les angles des fissures diagonales sont entre 52,1 et 57,3 degrés. Ces valeurs sont proches de la pente de la face aval du barrage qui est de 55 degrés. Les fissures diagonales suivent alors la direction des bielles de compression proches de la partie aval du barrage.

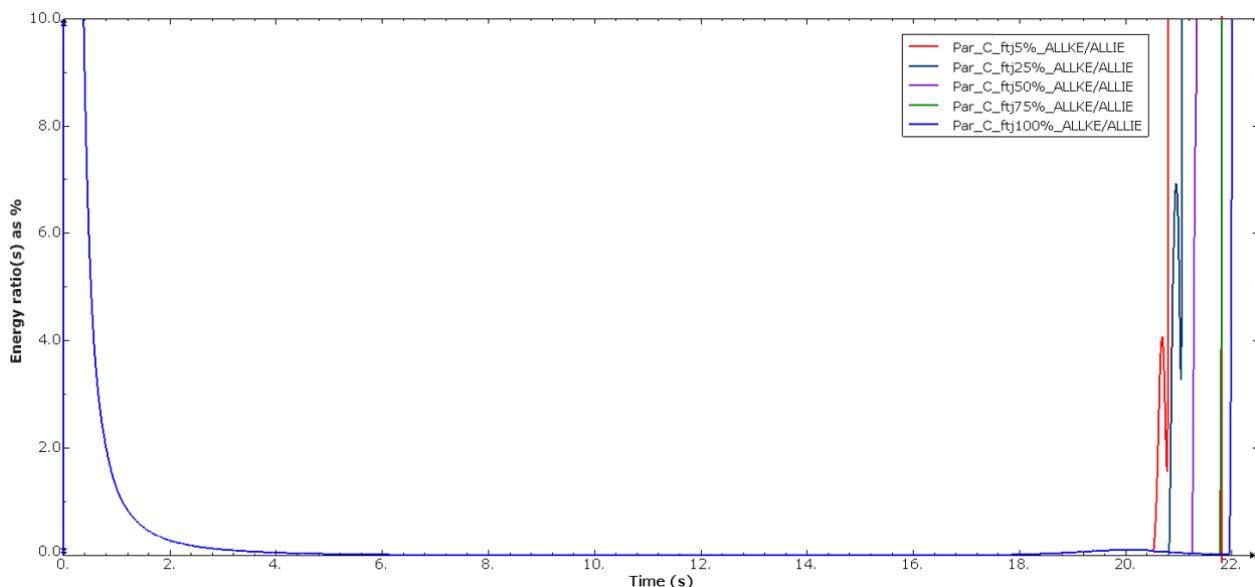


Figure 5.13 Ratio de l'énergie cinétique sur l'énergie de déformation interne (E_c/E_i) pour les analyses paramétriques sur la résistance en tension du joint, avec sous-pression.

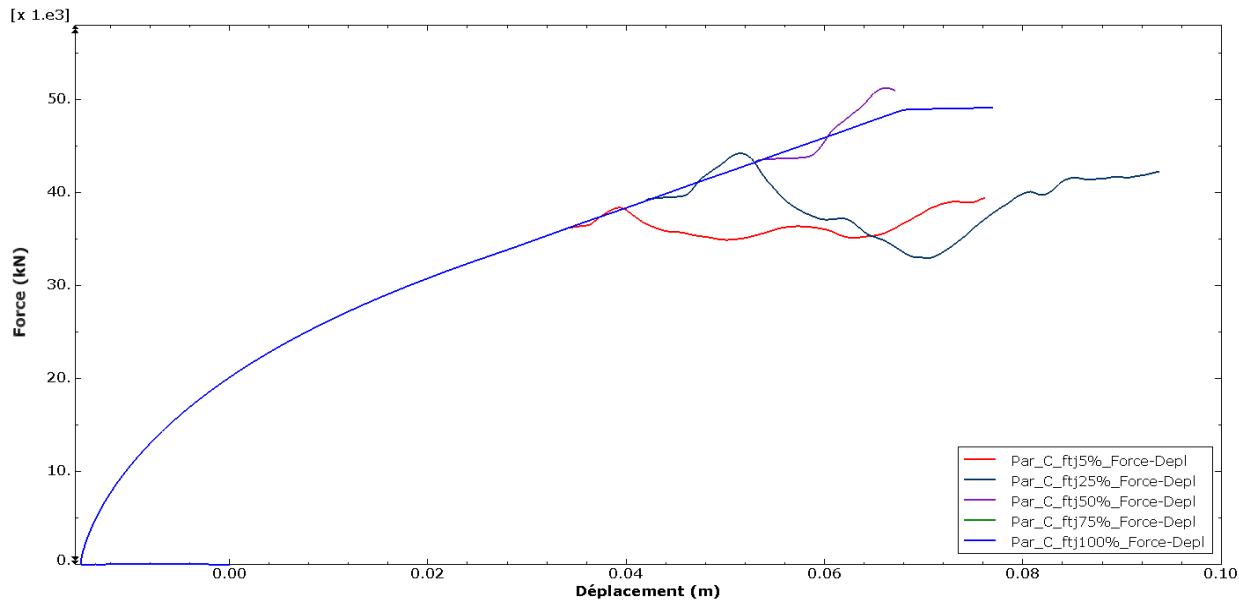


Figure 5.14 Courbes Forces-Déplacements pour les analyses paramétriques sur la résistance en tension du joint, avec sous-pression.

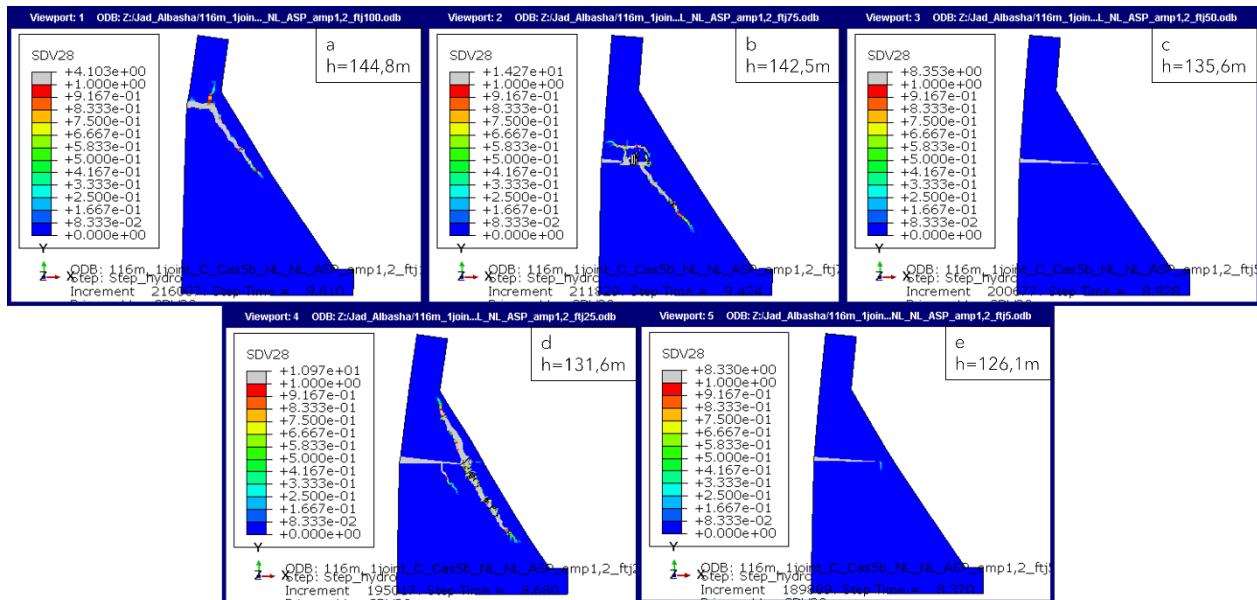


Figure 5.15 Profil d'endommagement pour les analyses paramétriques sur $f't$ du joint au moments correspondants à l'atteinte du critère de l'énergie ($E_c/E_i = 10\%$), avec sous-pression. a) $f't=100\%$ (2250 kPa) ; b) $f't=75\%$ (1695 kPa) ; c) $f't=50\%$ (1130 kPa) ; d) $f't=25\%$ (565 kPa) ; e) $f't=5\%$ (112,5 kPa).

Les résultats illustrés dans la Figure 5.15 montrent que lorsque la résistance à la tension du joint est identique à celle du béton, la fissure s'initie à l'extérieur du joint étudié. Pour une valeur intermédiaire de la résistance en traction (75% figure b), la fissure plonge dans le joint avant d'induire la rupture. Pour des valeurs plus petites (50%, 25% et 5% aux figures c, d et e), la fissure semble se propager plus loin dans le joint avant de plonger et provoquer la ruine.

La différence entre les hauteurs d'eau des analyses paramétriques sur $f'_t \text{ joint}$ pour la méthode de gravité et la méthode d'éléments finis avec le critère de l'énergie ($E_c/E_i = 10\%$) est plus marquée lorsque la sous-pression est considérée dans les fissures. Cependant, la tendance est similaire pour les deux courbes. Ces résultats sont montrés dans la Figure 5.16.

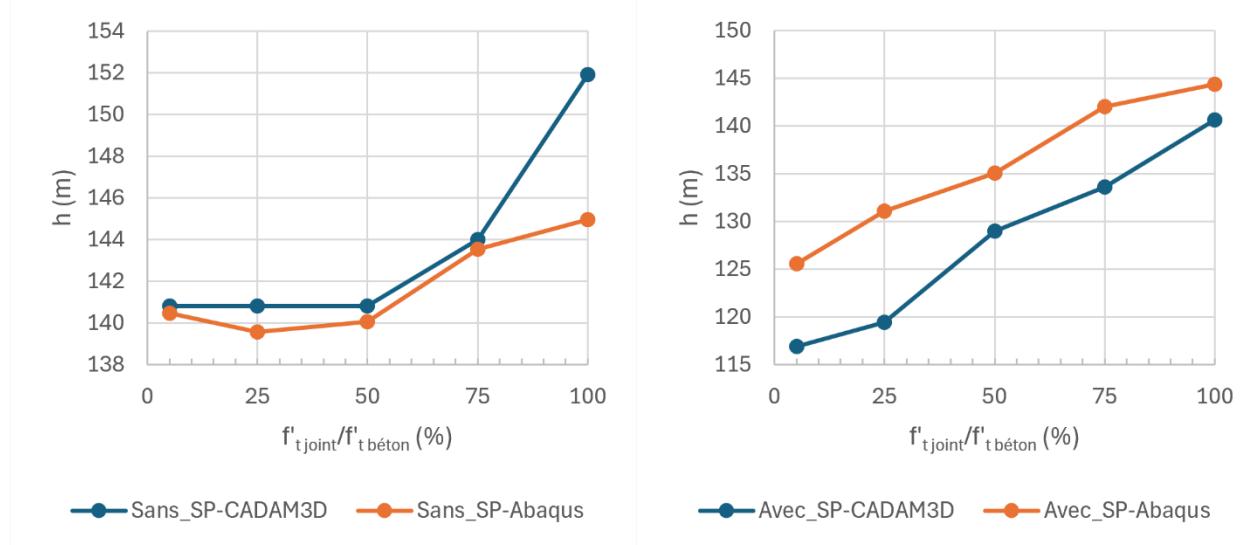


Figure 5.16 Comparaison entre les hauteurs d'eau correspondants au critère de l'énergie (Abaqus) et la méthode de gravité (CADAM3D) pour les analyses paramétriques de $f't$ sans SP (gauche) et avec SP (droite).

En examinant la Figure 5.16, il est possible d'observer l'effet de la sous-pression sur la stabilité structurale d'un barrage-poids en béton. En effet, un écart des hauteurs d'eau entre CADAM3D et Abaqus est observé lorsque la sous-pression est prise en compte dans les analyses.

5.4 Synthèse et conclusion

Ce chapitre explore le comportement des fissures plongeantes dans les barrages en béton, en se concentrant particulièrement sur un joint de bétonnage spécifique. Le modèle étudié est un barrage de 116 mètres de hauteur avec un joint isolé dans le corps du barrage. La méthodologie combine des analyses par éléments finis avec différentes configurations de propriétés matérielles (matériaux linéaires-élastiques et non-linéaires), ainsi que des analyses paramétriques visant à évaluer l'influence de plusieurs facteurs : Résistance à la traction du joint $f'_{t joint}$, l'énergie de fissuration du béton G_F béton, l'énergie de fissuration du joint $G_{F joint}$ et l'effet de la sous-pression.

Les résultats montrent que la résistance à la traction des joints de bétonnage $f'_{t joint}$ affecte significativement les résultats. Plus cette résistance est faible, plus la fissure plongeante est susceptible de se propager. Cela est observé à travers une réduction de la longueur de la fissure diagonale lorsque la résistance est augmentée, ce qui limite l'initiation des fissures dans la zone étudiée.

Également, les analyses paramétriques montrent que les variations de G_F , tant dans le béton que dans les joints, ont un effet limité sur les résultats globaux. Bien que la réduction de G_F entraîne des fissures légèrement plus ramifiées, les résultats numériques restent relativement stables. Cela s'explique par le fait que les variations de G_F influencent principalement le comportement du barrage à petite échelle sans affecter la réponse générale du modèle, qui est dominée par les contraintes dans le joint.

Aussi, une autre série d'analyses examine l'effet de la sous-pression dans les fissures (EF-ASP-NL), révélant que celle-ci prolonge la fissure diagonale rapidement après son initiation. La sous-pression amplifie les contraintes internes, ce qui intensifie la propagation de la fissure le long de la zone de contact du joint de bétonnage. Ainsi, lorsque la sous-pression est incluse, le comportement du barrage devient plus sensible aux variations de pression hydrostatique.

Ce chapitre a permis d'approfondir la compréhension de la fissuration plongeante dans les barrages en béton, avec plusieurs conclusions significatives. D'abord, les analyses ont montré que la fissure plonge systématiquement, ce qui indique une tendance prévisible dans l'orientation et la propagation de la fissure en fonction des contraintes appliquées sur le joint de bétonnage.

Ensuite, l'angle de la fissure plongeante (θ) correspond à la pente aval, confirmant une cohérence entre la géométrie du barrage et la direction de propagation de la fissure. Cette observation pourrait permettre de prédire l'orientation des fissures dans des conditions similaires, facilitant ainsi des estimations de comportement des barrages soumis à des charges hydrostatiques.

De plus, l'outil d'analyse CADAM3D avec la méthode de gravité s'est avéré plus conservateur par rapport à Abaqus avec la méthode d'élément finis. Les hauteurs d'eau maximales obtenues par CADAM3D sont plus faibles que celles obtenus par Abaqus. Ceci est due notamment aux hypothèses de modélisation des sous pressions dans Abaqus qui sont différentes de celles de CADAM3D comme montré à la Figure 4.20.

Concernant les critères d'évaluation, l'analyse montre que le critère basé sur le ratio de l'énergie cinétique sur l'énergie de déformation interne ($E_c/E_i = 10\%$) est plus fiable que le critère des forces pour déterminer la fin du régime quasi-statique et donc détecter la rupture du barrage. Pour être consistant avec ce critère, il est recommandé de limiter le critère des forces à des valeurs plus faibles, autour de 2-3%, au lieu de 10%.

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

6.1 Conclusions

Ce projet de recherche présente une analyse approfondie de la stabilité des barrages en béton en mettant en œuvre plusieurs méthodes pour étudier la fissuration et les mécanismes de rupture dans divers scénarios de chargement. Le CHAPITRE 3 est axé sur la comparaison entre la méthode de gravité et la méthode des éléments finis (MEF) avec interfaces de contact pour un barrage-poids de 17m de hauteur. La méthode de gravité est appliquée de plusieurs façons : en augmentant le niveau d'eau, en augmentant la densité de l'eau, et en réduisant la résistance au cisaillement à la base du barrage. Le CHAPITRE 4 propose une approche progressive de modélisation par la MEF afin d'étudier l'impact des fissures plongeantes pour un barrage poids de 116m avec plusieurs joints de reprise de bétonnage, en comparant les résultats à ceux de la méthode de gravité, pour les cas sans et avec sous-pression. Les sous-pressions sont introduites dans Abaqus avec un modèle non-linéaire de poro-fracture défini par l'usager.

Enfin, le CHAPITRE 5 se concentre sur l'effet de fissure plongeante au niveau d'un joint isolé du barrage de 116 m et sur les analyses paramétriques de la résistance en traction du joint, l'énergie de fissuration du béton ainsi que l'énergie de fissuration du joint de bétonnage.

Les conclusions qui peuvent être tirées du CHAPITRE 3 sont les suivantes :

- La méthode d'augmentation de la densité de l'eau ne donne pas de résultats robustes, contrairement à la méthode d'augmentation du niveau d'eau et la méthode de réduction de la résistance ;
- Les résultats obtenus de l'analyse linéaire élastique itérative à l'aide de la MEF ($L_f = 4\text{m}$) avec Abaqus ne sont pas similaires à ceux obtenus à l'aide de la méthode de gravité ($L_f = 0,47\text{m}$) avec CADAM3D. L'analyse linéaire élastique itérative, largement utilisée par les ingénieurs, a tendance à surestimer la longueur de fissure, puisqu'elle génère une concentration de contraintes "artificielle" au niveau de la pointe de la fissure, où le changement de rigidité est abrupt entre l'élément endommagé et son voisin non endommagé ;
- Lorsque les interfaces de contact sont utilisées, les résultats de L_f sont similaires entre la MEF et la méthode de gravité, et ce, malgré la distribution des contraintes initialement différente entre la MEF linéaire et la méthode de gravité (théorie des poutres) ;

- Les études paramétriques de ce chapitre, menées à la fois avec la MEF et la méthode de gravité, indiquent une grande sensibilité à la résistance en traction de la longueur de fissure mesurée.

Les conclusions tirées du CHAPITRE 4 sont les suivantes :

- Des limitations et bugs ont été détectés pour la MEF avec le logiciel Abaqus pour la modélisation des joints de reprises de bétonnage avec des interfaces de contact, plus spécifiquement pour l’attribution d’une résistance en traction du joint et aussi pour la mise à jour des sous-pressions lors de la propagation de fissure dans le joint ;
- Pour surmonter ces limitations, une méthodologie de modélisation a été élaborée pour la MEF dans Abaqus. Elle intègre une fine couche d’éléments au niveau du joint et applique les sous-pressions à l’aide d’un modèle non linéaire de poro-fracture, mis en œuvre via la sous-routine *VDLOAD* du logiciel Abaqus, en s’appuyant sur le concept éprouvé du coefficient de Biot pour les matériaux poreux. La méthodologie développée est spécifiquement adaptée aux situations où le mécanisme de glissement n’est pas prépondérant ;
- Pour le cas où la sous-pression n’est pas considérée, les études avec la MEF indiquent que les fissures ont tendance à plonger et sortir des joints situés dans la partie supérieure du barrage, zone qui a été identifiée critique avec CADAM3D, en termes de longueur de fissure. Pour le cas où les fissures sont artificiellement empêchées de plonger avec la MEF, la comparaison des résultats entre MEF (Abaqus) et méthode de gravité (CADAM3D) révèle une grande concordance, tant en termes de longueur des fissures dans les joints que de hauteur maximale de l’eau atteinte. Lorsque les fissures sont autorisées à quitter les joints avec la MEF, celles-ci plongent à quelques mètres de la face aval et évoluent dans une direction parallèle au parement aval, correspondant à l’orientation principale des bielles de compression. L’apparition des fissures plongeantes se produit peu de temps avant la rupture complète du barrage. En comparaison avec CADAM3D, une réduction du coefficient de chargement K^H de l’ordre de 7% a été évaluée avec la MEF pour la géométrie considérée du barrage ;

- Lorsque les sous-pressions sont appliquées avec la MEF, la rupture du barrage arrive presqu'en même temps que l'apparition des premiers signes de fissures plongeantes. La propagation de la fissure inclinée dans le corps du barrage est quasi-instantanée. La hauteur d'eau maximale atteinte avec la MEF (114,2m avec EF-ASP-NL) est légèrement supérieure à celle de 112,5 m calculée à l'aide de la méthode de gravité (GR-ASP). Cette légère sur-capacité obtenue par la MEF est fort probablement due à la différence des sous-pressions qui résulte de l'utilisation du coefficient de Biot dans la MEF, tel que montré à la Figure 4.20 ;
- La méthode d'éléments finis permet de tenir compte des fissures diagonales, offrant une représentation plus réaliste des mécanismes de défaillance et de la propagation des fissures en dehors des joints de bétonnage.

Les conclusions tirées du CHAPITRE 5 sont les suivantes :

- L'analyse détaillée d'un joint de reprise de bétonnage confirme les tendances observées dans le chapitre précédent : (i) pour le cas sans sous-pression, la fissure plonge sous l'effet du cisaillement à quelques mètres de la face aval, avec une inclinaison toujours assez proche de celle du parement aval et peu importe la variation des paramètres considérée. La rupture du barrage survient par la suite, en augmentant la hauteur d'eau de quelques mètres (3 à 4 m pour le barrage considéré) ; (ii) l'outil d'analyse CADAM3D avec la méthode de gravité s'est avéré plus conservateur par rapport à Abaqus avec la méthode d'élément finis. Les hauteurs d'eau maximales obtenues par CADAM3D sont légèrement plus faibles que celles obtenus par Abaqus pour le cas avec sous-pressions. Ceci est dû notamment aux hypothèses de réduction des sous-pressions avec le coefficient de Biot dans la MEF ;
- Les analyses montrent que le critère basé sur le ratio de l'énergie cinétique sur l'énergie de déformation interne ($E_c/E_i = 10\%$) est plus fiable pour déterminer la fin du régime quasi-statique et donc détecter la rupture du barrage. Pour être consistant avec ce critère, il est recommandé de limiter le critère des forces à des valeurs plus faibles, autour de 2-3%, au lieu de 10% ;
- La résistance en traction du joint $f't_{joint}$ affecte significativement la réponse du barrage. Lorsqu'elle est égale à celle du béton du barrage, la fissure qui provoque la rupture a

tendance à se former ailleurs du joint et est de nature plongeante. Lorsque le ratio $f'_{t joint}$ sur $f'_{t barrage}$ est plus petit que 75%, la fissure reste coincée dans le joint mais finit par plonger pour laisser la place aux bielles de compressions inclinées parallèlement au parement aval ;

- Les analyses paramétriques montrent que les variations de G_F , tant dans le béton que dans les joints, ont un effet limité sur les résultats globaux. Bien que la réduction de G_F entraîne des fissures légèrement plus ramifiées, les autres résultats (ex : hauteur d'eau à la rupture) restent sensiblement inchangés ;
- L'activation des sous-pressions dans le joint accélère la propagation de la fissure dans celui-ci. Pour certaines valeurs de $f'_{t joint}$, la fissure atteint rapidement la face aval et provoque la rupture avant même l'apparition de fissures diagonales plongeantes ;
- Ce chapitre met en avant l'importance d'une analyse ciblée sur les propriétés de résistance des joints de bétonnage, et suggère que les variations de G_F ont un effet limité sur la réponse globale pour les conditions de charges appliquées dans ce chapitre. Pour des situations de charges sismiques ou d'autres configurations de barrage, l'effet de G_F pourrait cependant devenir plus significatif.

6.2 Recommandations

Ces trois chapitres montrent la complémentarité des méthodes de gravité et des éléments finis pour évaluer la stabilité des barrages en béton. La méthode de gravité, bien que jugée globalement conservatrice dans ce travail, offre des estimations rapides de la sécurité structurelle, mais reste limitée par ses hypothèses simplificatrices. Les analyses par la méthode d'éléments finis, en revanche, fournissent des informations plus détaillées sur la propagation des fissures et la sensibilité des barrages avec certains paramètres, comme $f'_{t joint}$, G_F et les hypothèses sur la sous-pression (ex : coefficient de Biot).

Les principales recommandations qui se dégagent sont les suivantes :

- Utiliser la méthode de gravité pour des évaluations rapides, mais interpréter les résultats avec prudence, surtout si la fissuration plongeante est une préoccupation ;
- Employer des modèles non-linéaires et des interfaces de contact (ou l'équivalent) dans les analyses par la MEF pour capturer le comportement réel des fissures plongeantes ;

- Favoriser le critère de l'énergie (E_c/E_i) avec une limite de 10% ou considérer une limite de 2-3% pour le critère des forces afin d'obtenir des résultats plus représentatifs de la phase quasi-statique ;
- Les analyses menées dans ce chapitre montrent que, pour les barrages en béton, la fissuration plongeante est fortement influencée par la résistance à la traction du joint de bétonnage, tandis que l'énergie de fissuration G_F joue un rôle mineur dans les conditions de chargement étudiées. Cela implique que dans les applications pratiques, une attention particulière doit être portée à la résistance à la traction des matériaux de joint plus qu'à leur énergie de fissuration, particulièrement lorsque l'on se trouve dans des scénarios de chargement quasi-statiques.

En somme, ces conclusions et ces recommandations ont pour objectif d'améliorer la modélisation de la fissuration dans les barrages en béton, en tenant compte des caractéristiques géométriques et des marges de sécurité spécifiques à chaque méthode d'analyse.

Cette étude souligne l'importance d'adopter une approche hybride, combinant plusieurs méthodes, pour une évaluation robuste de la sécurité des barrages en béton soumis à des conditions de charge complexes.

Il serait intéressant, dans une prochaine étude, d'utiliser une autre technique pour considérer les sous-pressions d'eau dans les éléments. Au lieu d'utiliser la sous-routine *VDLOAD*, il est possible de considérer une analyse poro-mécanique couplée dans le logiciel Abaqus, tel que par exemple présenté dans (Jensen, 2013).

RÉFÉRENCES

- ANCOLD. (1991). *Guidelines on design criteria for concrete gravity dams*. Australian National Committee on Large Dams.
- Ben Ftima, M. (2018). *Analyse Non-Linéaire des structures*. Polytechnique Montréal.
- Bhattacharjee, S. S. (1993). *Smeared Fracture Anayysis Of Concrete Gravity Dams For Static And Seismic Loads*. McGill University.
- Bhattacharjee, S. S., & Léger, P. (1992). Concrete constitutive models for nonlinear seismic analysis of gravity dams—State-of-the-art. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 19(3), 492-509. <https://doi.org/10.1139/l92-059>
- Bhattacharjee, S. S., & Léger, P. (1994). Application of NLFM Models to Predict Cracking in Concrete Gravity Dams. *Journal of Structural Engineering*, 120(4), 1255-1271.
- Bhattacharjee, S. S., & Léger, P. (1995). Fracture Response of Gravity Dams due to Rise of Reservoir Elevation. *Journal of Structural Engineering*, 121(9), 1298-1305.
- Biot, M. A. (1955). Theory of Elasticity and Consolidation for a Porous Anisotropic Solid. *Journal of Applied Physics*, 26(2), 182-185. <https://doi.org/10.1063/1.1721956>
- Bouaanani, N. (2011). *Méthode des éléments finis – CIV4160*. École Polytechnique de Montréal.
- Boulbes, R. J. (2020). *Troubleshooting Finite-Element Modeling with Abaqus : With Application in Structural Engineering Analysis*. Springer International Publishing. <https://doi.org/10.1007/978-3-030-26740-7>
- CDA. (2013). *Recommandations de sécurité des barrages 2013*. Association Canadienne des Barrages.
- Cervenka Consulting. (2015). *ATENA Program Documentation—User's Manual for ATENA 2D*.
- CFBR. (2012). *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids*. Comité français des barrages et réservoirs.
- Chen, D., & Du, C. (2011). Application of strength reduction method to dynamic anti-sliding stability analysis of high gravity dam with complex dam foundation. *Water Science and Engineering*, 4(2), 212-224. <https://doi.org/10.3882/j.issn.1674-2370.2011.02.009>

- CSA Group. (2022). *Climate Change Adaptation for Dams* [Climate Change Adaptation for Dams, par L. MacTavish, G. Bourgeois, C. Lafleur, & E. Ristic].
- Dassault Systèmes. (2014a). *Abaqus Analysis User's Manual* (Version Vol5) [Logiciel]. <https://classes.engineering.wustl.edu/2009/spring/mase5513/abaqus/docs/v6.6/books/usb/default.htm?startat=pt06ch22s01ael02.html>
- Dassault Systèmes. (2014b). *Getting Started with Abaqus : Interactive Edition*.
- DIANA. (2015). *Iterative Procedure for Factor of Safety* (Version 9.6) [Logiciel]. TNO DIANA BV.
- Enzell, J., Ulfberg, A., Sas, G., & Malm, R. (2021). Post-peak behavior of concrete dams based on nonlinear finite element analyses. *Engineering Failure Analysis*, 130, 105778. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2021.105778>
- Fauchet, B., Coussy, O., Carrere, A., & Tardieu, B. (1991). *Poroplastic analysis of concrete dams and their foundations. II(3)*, 165-192.
- FEMA. (2014). *Selecting Analytic Tools for Concrete Dams to Address Key Events along Potential Failure Mode Paths*. Federal Emergency Management Agency, USA.
- Feng, J., Wei, H., Pan, J., Jian, Y., Wang, J., & Zhang, C. (2011). Comparative study procedure for the safety evaluation of high arch dams. *Computers and Geotechnics*, 38(3), 306-317. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.10.008>
- FERC. (2016). *Chapter III - Gravity Dams*. Federal Energy Regulatory Commission.
- Freitas, M., Ben Ftima, M., Léger, P., & Bouaanani, N. (2022). Three-dimensional failure envelope of concrete dam shear keys. *Engineering Structures*, 269, 114766. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114766>
- Fu, C., & Hafliðason, B. P. (2015). *Progressive failure analyses of concrete buttress dams : Influence of crack propagation on the structural dam safety*. KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden. <http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:824952/fulltext01.pdf>

- Hillerborg, A., Modéer, M., & Petersson, P.-E. (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6(6), 773-781. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(76\)90007-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(76)90007-7)
- Hydro-Québec. (2023). *Barrage de la Trenche* [Image]. <https://www.hydroquebec.com/projets/trenche/>
- ICOLD. (2019). *Statistical analysis of dam failures* (ICOLD Incident database Bulletin 99 update).
- Izrailovich, B. V., Isaakovich, V. A., Grigorievich, G. E., Alexandrovich, L. Y., & Borisovich, M. Y. (2021). *Concrete Gravity and Arch Dams on Rock Foundation*. CRC Press, Taylor & Francis Group; WorldCat.org. <https://www.taylorfrancis.com/books/e/9781003156710>
- Jensen, E. (2013). *Modeling Uplift and Fluid Flow in Fractures to Determine the Failure Probability of Concrete Gravity Dams*. University of Colorado.
- Leclerc, M., & Léger, P. (2014). *CADAM3D - Manuel de l'utilisateur—Version 2.3*. École Polytechnique de Montréal.
- Léger, P. (1997). *Failure Mechanisms of Gravity Dams Subjected to Hydrostatic Overload : Influence of Weak Lift Joints*. ICOLD 19th congress, Florence, Italy.
- Léger, P. (2009). Résistance du béton, fissuration et réhabilitation des ouvrages. In *Formation dans le domaine de l'ingénierie des barrages et structures hydrauliques en béton*. École Polytechnique de Montréal.
- Léger, P. (2023a). Chapter 5—Concrete properties and cracking of concrete dams. In *Structural Behaviour, Safety and Rehabilitation of Concrete Dams*. Polytechnique Montréal.
- Léger, P. (2023b). Structural Behaviour, Safety and Rehabilitation of Concrete Dams. *Polytechnique Montréal*.
- Leliavsky, S. (1947). Experiments on Effective Uplift Area in Gravity Dams. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 112(1), 443-487. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0005993>
- Li, W., Wu, W., & Zhang, J. (2022). Numerical Stability Analysis of the Dam Foundation Under Complex Geological Conditions at Great Depth : A Case Study of Kala Hydropower Station, China. *Frontiers in Physics*, 9, 808840. <https://doi.org/10.3389/fphy.2021.808840>

- Lin, P., Wei, P., Wang, W., & Huang, H. (2018). Cracking Risk and Overall Stability Analysis of Xulong High Arch Dam: A Case Study. *Applied Sciences*, 8(12), 2555. <https://doi.org/10.3390/app8122555>
- Lombardi, G. (1988). Overstressing of Arch Dams Through Shear Forces. In R. B. Jansen (Ed.), *Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation* (p. 579-583). Van Nostrand Reinhold.
- Malm, R. (2016). *Guideline for FE analyses of concrete dams* (270). Energiforsk.
- Malm, R., Nordström, E., Nilsson, C.-O., Tornberg, R., & Blomdahl, J. (2016). *Analysis of potential failure modes instrumentation of a concrete dam*. https://www.researchgate.net/publication/341463087_analysis_of_potential_failure_modes_and_re_instrumentation_of_a_concrete_dam
- Malvar, L. J., Crawford, J. E., Wesevich, J. W., & Simons, D. (1997). A plasticity concrete material model for DYNA3D. *International Journal of Impact Engineering*, 19(9-10), 847-873. [https://doi.org/10.1016/S0734-743X\(97\)00023-7](https://doi.org/10.1016/S0734-743X(97)00023-7)
- Massicotte, B., & Ben Ftima, M. (2017). *EPM3D-v3 – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of concrete structures* (Research Report SR17-06). Polytechnique Montréal.
- McKay, M., & Lopez, F. (2013). Practical methodology for inclusion of uplift and pore pressures in analysis of concrete dams. *ANCOLD*.
- Mgalobelov, Yu. B., & Nefedov, A. V. (1985, avril 5). *Studies of the limit state of a concrete gravity dam on rock foundation*. Fifth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya.
- Murray, Y. D. (2007). *Users Manual for LS-DYNA Concrete Material Model 159*. U.S. Department of Transportation.
- Rashid, Y. R. (1968). Ultimate strength analysis of prestressed concrete pressure vessels. *Nuclear Engineering and Design*, 7(4), 334-344. [https://doi.org/10.1016/0029-5493\(68\)90066-6](https://doi.org/10.1016/0029-5493(68)90066-6)
- Saouma, V. (2022). *Fracture-Mechanics*. University of Colorado. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.10577.81764>

- Tinawi, R., Léger, P., Ghrib, F., Bhattacharjee, S., & Leclerc, M. (1998). *Structural safety of existing concrete dams: Influence of construction joints* (CEA No.9032 G 905). Departement of Civil engineering, École Polytechnique.
- USACE. (1995). *Gravity Dam Design* (EM 1110-2-2200). U.S. Army Corps of Engineers.
- Wang, S. G., Liu, Y. R., Tao, Z. F., Zhang, Y., Zhong, D. N., Wu, Z. S., Lin, C., & Yang, Q. (2018). Geomechanical model test for failure and stability analysis of high arch dam based on acoustic emission technique. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 112, 95-107. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2018.10.018>
- Zhang, L., Liu, Y. R., & Yang, Q. (2015). Evaluation of Reinforcement and Analysis of Stability of a High-Arch Dam Based on Geomechanical Model Testing. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 48(2), 803-818. <https://doi.org/10.1007/s00603-014-0578-9>

ANNEXE A BENCHMARK ABAQUS – BARRAGE DE 17M

Cette section présente un cas d'étude de type Benchmark pour la vérification du modèle Abaqus utilisé pour le barrage de 17m. Les charges appliquées sont le poids propre et la pression hydrostatique de l'eau, comme montré dans la Figure A.1.

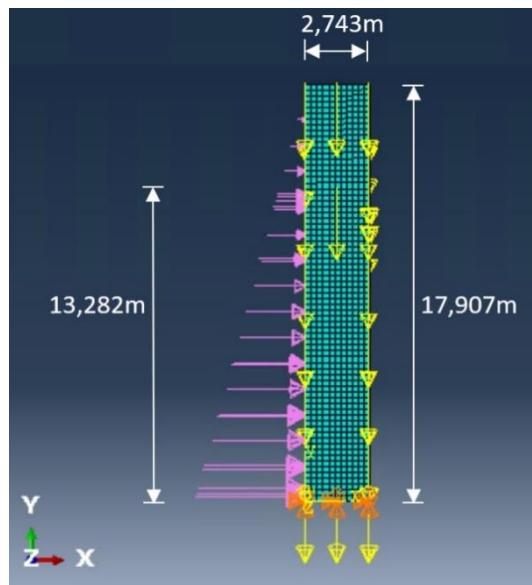


Figure A.1 Cas d'étude Benchmark pour la vérification du modèle de barrage utilisé

Le maillage utilisé dans ce modèle est de 0,25 m puisque la largeur de l'élément est plus petite que le barrage de référence. Le joint analysé se situe à 13,282 m de la base, une distance assez élevée pour éviter l'influence de l'encastrement sur le comportement du matériau. Le processus itératif expliqué au CHAPITRE 3 est utilisé pour calculer la longueur de fissuration dans le joint en ajustant la sous-pression et le module de Young du béton endommagé. La longueur de fissuration obtenue à l'aide du logiciel CADAM3D est de 1,584 m et cette longueur est de 1,5 m selon le calcul sur Abaqus. Ces deux valeurs sont considérées semblables puisque l'incertitude sur le résultat d'Abaqus est de $\pm 0,125$ m. Une analyse incrémentale du facteur α est également faite pour observer son effet sur la longueur de fissuration dans le joint, tel que monté dans la Figure A.2.

La relation entre le facteur α et la longueur de fissuration L_f est illustrée dans la Figure A.3.

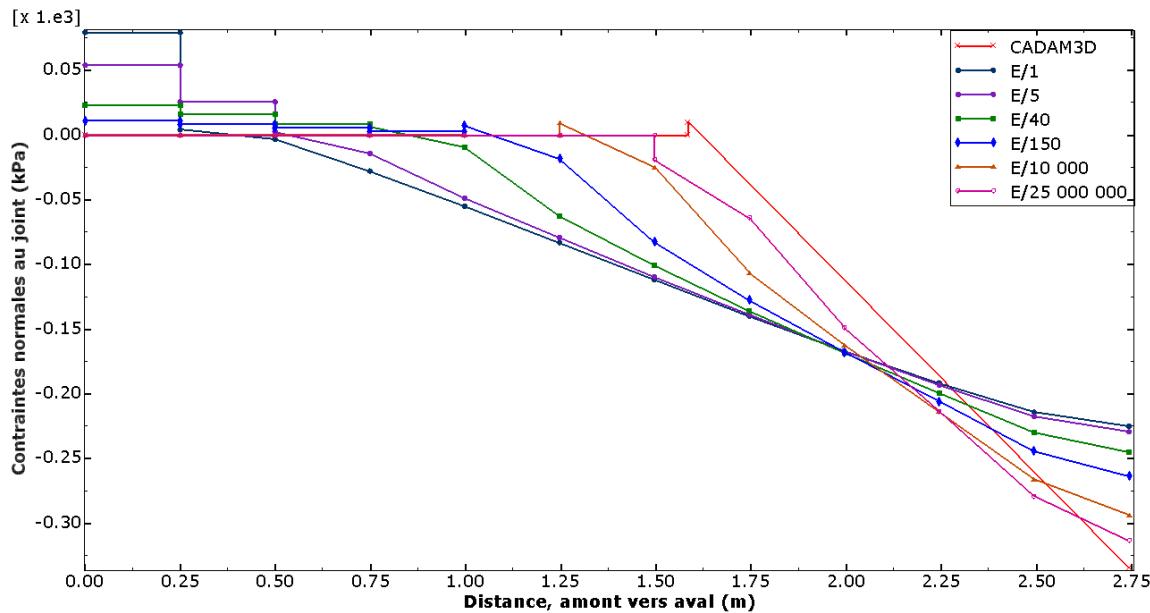


Figure A.2 Contraintes normales à la base en fonction du facteur α pour le mur encastré
(Benchmark)

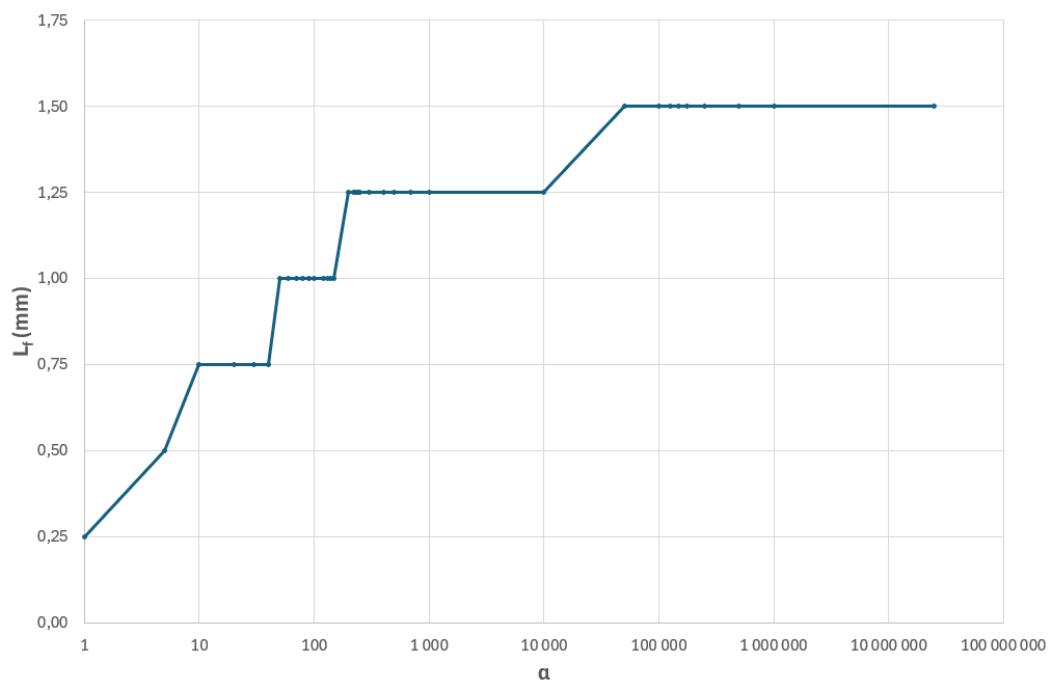


Figure A.3 Variation de la longueur de fissuration en fonction du facteur de réduction α pour le cas du mur encastré

À l'aide de ces deux dernières figures, il est possible de remarquer que L_f atteint un plateau à partir d'une valeur de α égale à 50 000, ce qui correspond à une fissure de 1,5 m. Ceci valide alors le modèle utilisé pour le mur d'encastrement. La méthode et le modèle pour le barrage de référence peuvent maintenant être utilisés et analysés avec confiance.

ANNEXE B ARTICLE DE CONFÉRENCE – SCGC/CSCE 2024

Je suis le premier auteur de cet article. J'ai développé son contenu et je l'ai rédigé au complet avec l'aide précieux de mes directeurs de recherche. Article soumis le 12 avril 2024 à Springer (CSCE).

Adapting to Climate, Technology and Growth

S'adapter au climat, à la technologie et à la croissance

Niagara Falls, Ontario, Canada

June 5 – 7, 2024 / 5 – 7 Juin 2024



Structural Stability of Gravity Dams: Comparisons of Performance Indicators

Jad Albasha^{1,2[0009-0004-5770-6554]}, Pierre Léger^{1[0000-0003-4614-2402]} and Mahdi Ben Ftima^{1[0000-0003-0540-4912]}

¹ Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal, QC, Canada

² jad.albasha@polymtl.ca

Abstract. Concrete gravity dams built in the 20th century has started to experience structural issues due to aging. Furthermore, rising water levels in reservoirs caused by climate change make dams more vulnerable. It is therefore necessary to develop effective methods to assess structural stability to facilitate analysis and decision-making. Several methods exist already to evaluate dam stability and to estimate ligament and cracking length at the dam-foundation interface, such as the load-increasing method and the strength reduction method. The load-increasing method involves raising the water level or increasing water density. The strength reduction method involves reducing the internal friction angle or reducing the cohesion at the dam-foundation interface. These methods are applied by incrementing the parameters of interest and by multiplying these parameters by a coefficient K to find the critical case when the sliding safety factor is equal to one or when the cracking at the base is significant to threaten the stability. To analyze these methods and their effectiveness, they are tested and compared on a 17.9 m high gravity dam using the gravity method for structural analysis. Some comparisons are made with the finite element method to highlight some limitation of the gravity method. The increasing water level method proves to be interesting, as it is relatively easy to apply. However, simplifying assumptions must be made for overtopping conditions. Results obtained when water density is incremented are not obvious, making this method not recommended. The strength reduction method gives good results and is easy to use.

Keywords: Gravity Dam, Structural Stability, Load Increase, Strength Reduction, Safety Factors.

1 Introduction

Dam safety guidelines such as (CDA, 2013), are based on deterministic analysis using prescribed safety factors to guard against different failure mechanisms such as sliding, crushing and overturning. However, while conducting nonlinear stability analysis, there is a need for additional performance indicators indicating the safety margin between the normal operating condition and the ultimate limit equilibrium state. In addition to classical safety factors derived from the gravity method, the load increase method (Feng et al., 2011) and the strength reduction method (Chen &

Du, 2011) have been proposed in the literature for that purpose. The load increase method involves an incremental raise in reservoir elevation until reaching a failure state. The increasing of water density to trigger failure has also been proposed (Lin et al., 2018). On the other hand, the strength reduction method involved reducing the shear strength parameters (friction angle, cohesion) along lift joints or at the dam-foundation interface to trigger an unacceptable sliding displacement.

The purpose of this paper is to assess the advantages and limitations of (i) the prescribed safety factors approach, (ii) the incremental rise in reservoir elevation, (iii) the incremental rise in water density, and (iv) the strength reduction method. A typical gravity dam 17.9 m high is considered for application. Section 2 of the paper describes the different methods for structural stability assessment of gravity dams. Sections 3 and 4 illustrate the results of discussed methods applied on the 17.9 m dam. An application using the finite elements is discussed in section 5.

2 Structural stability assessment of gravity dams

2.1 Gravity method

The key element of most dam failure mechanisms is cracking. In fact, cracks can develop at the concrete-foundation interface, at concrete construction joints, and in the foundations. These cracks modify the internal forces resisted by the structure and weaken the structure. For example, a crack at the concrete-foundation interface changes the uplift pressures acting on the structure's base, as shown in Figure B.1.

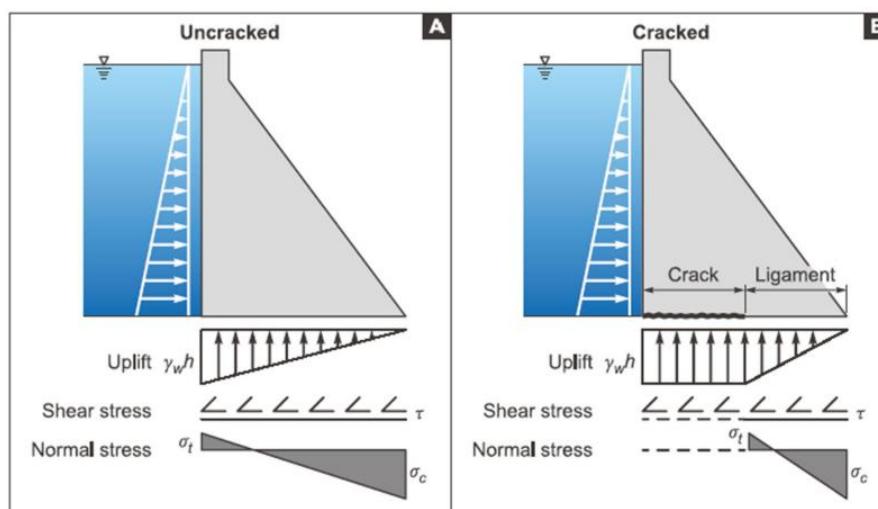


Figure B.1. Stresses at the base of the dam without (A) and with (B) crack.

In the gravity method, the sliding safety factor (SSF) and the base crack length can be calculated by applying the principles of equilibrium of rigid bodies. The SSF corresponds to the ratio between the shear strength (τ_F) obtained from the Mohr-Coulomb failure envelope and the applied shear force (τ) on the failure surface, as shown below (USACE, 1995) and (Leclerc & Léger, 2014):

$$SSF = \frac{\tau_F}{\tau} = \frac{(\Sigma V + U) \tan\phi + c A_c}{\Sigma H} \quad (1)$$

- c : Cohesion
- ϕ = Friction angle (peak or residual value)
- ΣV = Sum of vertical forces excluding uplift pressure
- U = Uplift pressure force resultant
- A_c = Area in compression
- ΣH = Sum of horizontal forces

The gravity method calculations are performed using the computer program (CADAM3D, 2021).

2.2 CDA guidelines

At the structural analysis level, to ensure the stability of gravity dams, the Canadian Dam Association (CDA 2013) proposes to consider performance indicators. These indicators consider the position of the resultant force on the structure, normal and shear stresses, as well as the SSF. The limits to be respected for stability analysis consider the uncertainty associated with the analysis, material properties, and dam classification (CDA, 2013).

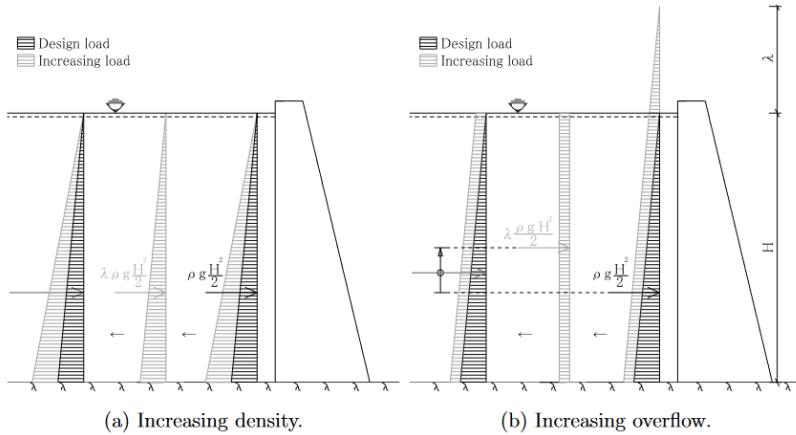
Table 1 presents acceptance criteria based on load combinations. To perform an adequate and reliable stability analysis, the CDA recommends identifying failure modes for all possible loading scenarios and analyzing the stability of the structure for the worst-case scenarios.

Table 1. Acceptance Criteria for Concrete Gravity Dams (CDA, 2013).

Loading combination	Position of resultant force (percentage of base in compression)	Normal compression stress	Sliding safety factor		
			Friction only		Friction and cohesion
			With test	Without test	
Usual	Preferably within the kern (middle third of the base: 100% compression)	<0.3 f_c	≥1.5	≥2.0	≥3.0
Unusual	75% of the base in compression, and all other acceptance criteria must be met	<0.5 f_c	≥1.3	≥1.5	≥2.0
Extreme flood	Within the base, and all other acceptance criteria must be met	<0.5 f_c	≥1.1	≥1.1	≥1.3

2.3 Load increasing method

The load increasing method is an approach that can be used to reach the ultimate failure state. The load to be increased in this method is the hydrostatic load (Feng et al., 2011). The load can be increased either by raising the water level or by gradually increasing the water density (Lin et al., 2018). These two methods are illustrated in Figure B.2.

**Figure B.2.** Load increasing methods applied on the structure (Fu & Hafliðason, 2015).

The coefficient λ in Figure B.2 is the load multiplication factor. The position of the resultant of the hydrostatic force changes with each increment for the water level increase method, and it may exceed the crest. In this case, the hydrostatic pressure becomes trapezoidal, and the load that exceeds the crest is not considered in stability calculations. The position of the resultant of the hydrostatic force does not change when the density of water changes. Additionally, the operational

water level is generally considered for this latter method (Malm et al., 2016). The load is increased for both methods until the structure fails. The safety factor of the structure can be calculated for each increment λ of the applied load, using the following equation (Enzell et al., 2021).

$$\text{Safety factor} = \frac{\text{Load at failure}}{\text{Design load}} = \frac{(1 + \lambda)P}{P} = 1 + \lambda \quad (2)$$

Another approach has been proposed by (Lin et al., 2018). This involves three performance indicators, related to overload factors K_1 , K_2 , and K_3 with respect to the normal operating condition. K_1 represents crack initiation. K_2 represents the initiation of nonlinear behavior of the structure, for example, the crack extending beyond the drainage curtain. K_3 represents structural failure. At this stage, the structure undergoes large displacements due to nonlinear deformation (Feng et al., 2011). (Feng et al., 2011) and (Lin et al., 2018) have calculated these performance indicators using nonlinear finite element analysis. Analyses have been conducted on three arch dams, Kölnbrein, Ertan, and Xiaowan by (Feng et al., 2011). The performance indicators can then be calculated as shown in Table 2.

Table 2. Performance indicators for Xiaowan, Ertan, and Kölnbrein dams (Feng et al., 2011).

Arch dam	k_1	k_2	k_3
Xiaowan	1.1	2.0	3.5–4.0
Ertan	1.3	2.0	4.5–5.0
Kölnbrein (before strengthening)	0.9	1.65	2.56
Kölnbrein (after strengthening)	1.2	2.0	3.00

2.4 Strength reduction method

The strength reduction method is a second approach that can be used to reach the ultimate state and failure. The basis of this method comes from the fact that the strength of the materials used is uncertain. A reduction factor is introduced to consider the uncertainty associated with the materials. In the case of a gravity dam, cohesion c and internal friction angle ϕ are reduced until the capacity of the structure is reached. These two parameters are reduced by a factor K as shown in the following equations developed by (Chen & Du, 2011) and (Li et al., 2022).

$$c_f = \frac{c}{K} \quad (3)$$

$$\phi_f = \arctan\left(\frac{\tan\phi}{K}\right) \quad (4)$$

Where c_f and ϕ_f are the modified cohesion and internal friction angle respectively. The safety factor is defined by K the reduction factor.

3 Gravity Dam for application

3.1 Geometry, material properties and applied loads

The studied dam is 17.9 meters high and 13.9 meters wide at the base. A unit depth is used in the calculations. The applied loads include the concrete self-weight, a hydraulic load proportional to the water level, and an uplift pressure applied at the base of the structure. The water level for the normal operating condition is 13.64 m. The possibility of crack formation at the base of the structure is considered in the gravity method. In the finite element method, the elastic modulus is taken near to zero for base element where the tensile stresses exceed the tensile strength. The tensile strength resistance is zero for the gravity method and 10 kPa, a small nonzero value, for the finite element method. The water pressure in the cracks is considered, and the distribution of the uplift pressure is influenced by the length of the crack at the base of the dam. Cohesion at the concrete-rock interface is considered either zero or a small residual apparent value of 100 kPa.

The dam is made of concrete with a Young's modulus of 25,000 MPa, a Poisson's ratio of 0.2, and a density of 2,400 kg/m³. For the rock, the Young's modulus is 50,000 MPa and the Poisson's ratio is 0.2. The concrete-rock friction angle is 45°. The structure does not include a drain. The dimensions as well as the applied loads except the uplift pressure are shown in Figure B.3. Solid 3D elements are used in the numerical simulation, with lateral boundary conditions corresponding to the plane stress condition.

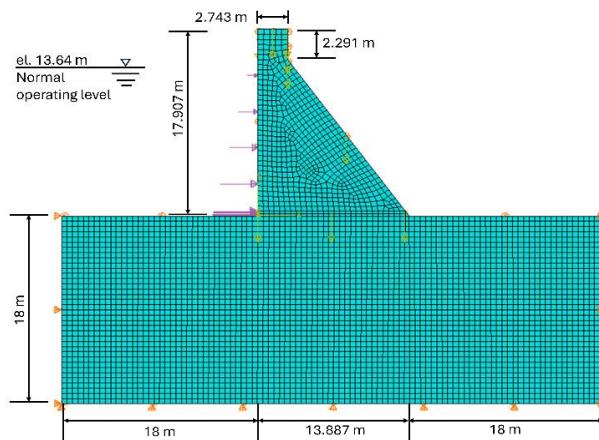


Figure B.3. Dam Geometry.

3.2 Loading conditions

The load increasing method can be applied either by raising the water level or by increasing the water density in the reservoir. First, a gradual increase in the water level is carried out up to 18.99 m. This limit was chosen because it corresponds to 100% base cracking, and the SSF is below the limit of 1. Figure B.4 presents the results in terms of the multiplication coefficient K of the normal operating water level, H_n , which is 13.64 m. The structure is unstable for K values above 1.33 when analyzing SSF as a function of K . The detailed results are presented in Table 3.

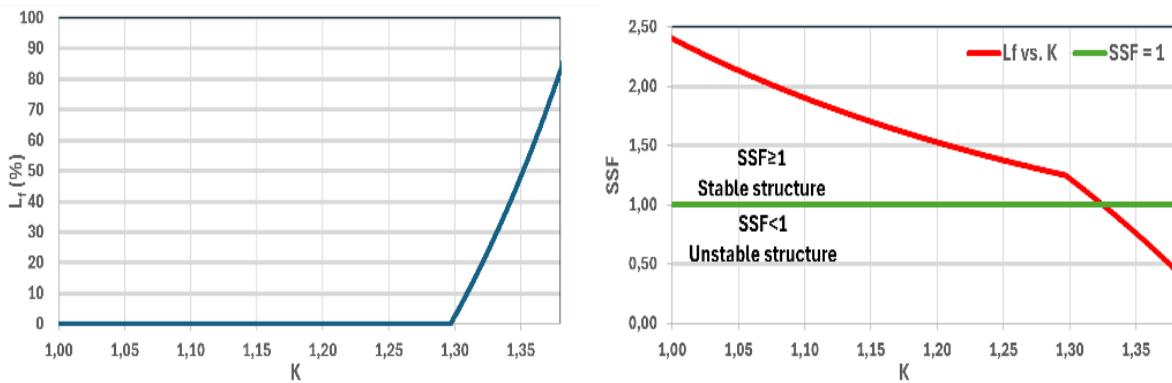


Figure B.4. SSF and L_f vs. K (Reference water level: 13.64m).

Another method that can be used to increase the applied load on the structure is by increasing the water density. In this analysis, the water level remains stable at 13.64 m, and the water density is multiplied by the coefficient K , which gradually increases from the gravitational acceleration is considered equal to 9.807 m/s^2 . The water density (specific weight) is equal to $\gamma = 9.807 \text{ kN/m}^3$ when K is equal to 1. The evolution of SSF and the upstream crack length as a function of K is illustrated in Figure B.5.

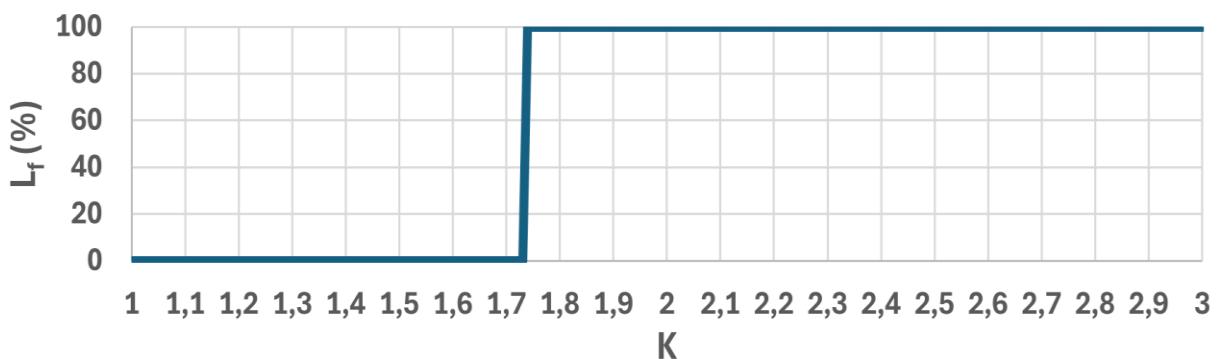


Figure B.5. Evolution of the upstream crack length as a function of K .

According to Figure B.5, a sudden total crack is observed when the factor K is equal to 1.74.

Following the gravity method, it is not possible to find the stability of the structure and a crack length less than 100%. So, in this case, both indicators, the SSF and L_f , indicate a problematic situation starting from K equal to 1.74. The SSF goes from 1.84 to 0.95.

The strength reduction method involves gradually reducing cohesion (C) and internal friction angle (ϕ). Using CADAM3D, it is possible to perform an incremental reduction analysis on C and ϕ as shown in Figure B.6. When ϕ is set to 45 degrees and cohesion is decreased, a plateau is reached with SSF. The corresponded value of SSF, 2.55, satisfies the minimum recommended limit by CDA (≥ 1.5) for normal operating condition as illustrated in Table 1. When ϕ is reduced with a fixed cohesion of 0 kPa, the SSF tends to reach values lower than 1 quickly. In fact, the structure is no longer stable when ϕ reaches values lower than 23° with K equal to 2.36. Furthermore, in these two cases, the stresses at the base remain in compression for any value of K . The strength reduction method gives a SSF that is similar to that computed from equation (1).

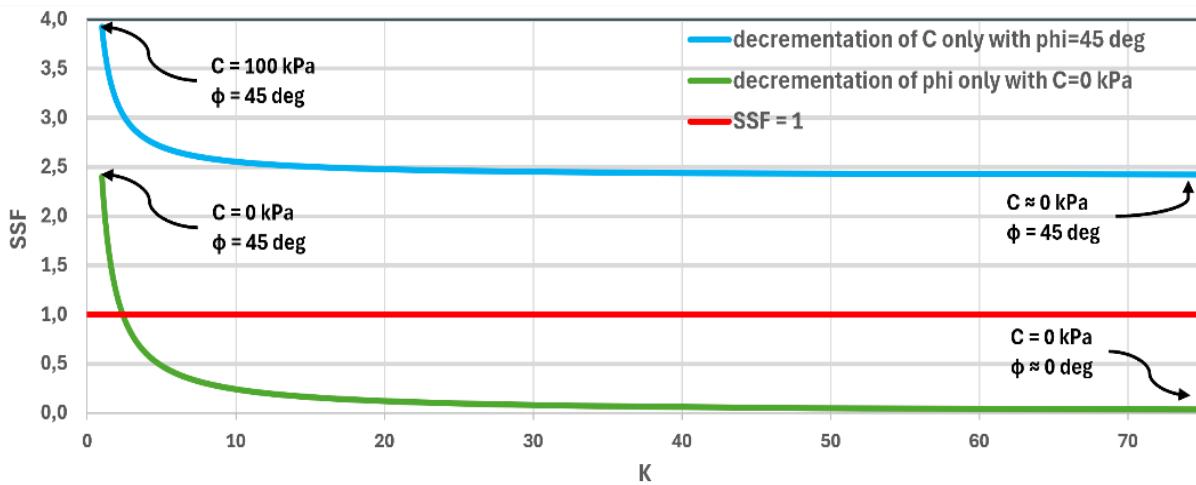


Figure B.6. Evolution of SSF as a function of the variation of C and ϕ .

4 Comparisons of performance indicators

As shown in the previous sections, several approaches were used to evaluate the stability of the structure using the gravity method, including increasing the water level, increasing water density, and reducing resistance (cohesion and internal friction angle). The results of the analyses conducted by the gravity method, without cohesion are illustrated in Table 3.

Table 3. Results of the gravity method with $C=0$ kPa.

	Reference	Water level increasing	Water density increasing	Strength reduction
H_n (m)	13.64	Incremented variable	13.64	13.64
ϕ (deg.)	45	45	45	Incremented variable
C (kPa)	0	0	0	0
ρ (kg/m ³)	1000	1000	Incremented variable	1000
K for SSF=1	-	1.33	1.70	2.36
K for $L_f \approx 100\%$	-	1.39	1.74	Not reached
Limiting indicator	-	SSF	SSF	SSF
K considered	$SSF^* = 2.40$	1.33 $SSF \approx 1$ $L_f = 24.76\%$ $H_n = 18.07$ m	1.70 $SSF \approx 1$ $L_f = 0\%$ $\rho = 1700$ kg/m ³	2.36 $SSF = 1$ $L_f = 0\%$ $\phi = 23^\circ$
Res. Pos. (%) for crack	46.39	74.48	65.45	46.39
K_1 (crack init.)	No crack	$K = 1.30$ $SSF = 1.25$	-	No crack
K_2 (25% crack)	No crack	$K = 1.33$ $SSF = 0.99$	-	No crack
K_3 (100% crack)	No crack	$K = 1.39$ $SSF = 0.31$	-	No crack

* Correspond to SSF by the gravity method computed from equation 1

The previous table illustrates that elevating the water level produces robust outcomes. This method offers K values across various loading scenarios, including instances where the SSF equals 1 or when complete cracking is observed. Moreover, it allows the determination of performance indicators K_1 , K_2 , and K_3 , which is not feasible with density increment cases.

The reference case to be compared with the finite element method calculations in the next section is the one with the full height of the water level of 17.9 m, ϕ equal to 45 degrees, without cohesion and ρ equal to 1000 kg/m³. The SSF in this case is equal to 1.18 and L_f equal to 3.37%.

5 Application of the Finite Element method

The finite element method is often used to perform nonlinear analyses. Herein, an iterative procedure is used by performing a series of linear analyses with reduced stiffness in cracked elements where the tensile stresses exceed the tensile strength. Performance indicators are compared to the results obtained by the classical gravity method (CADAM3D), particularly the crack length, L_f .

First, a model is developed in Abaqus software according to the dimensions and model illustrated in section 3.1 with a water level corresponding to the full height of the dam, 17.9 meters. Then, the loads and material properties are applied. The applied loads include the self-weight of the concrete, the hydrostatic pressure, and the uplift-pressure. The uplift pressures are introduced as external loads acting in the upward and downward direction putting the dam base elements in tension. The magnitude and spatial distribution of the uplift pressures are modified with the progress of crack propagation as shown in Figure B.1. Two Young's moduli are used, one for sound concrete, E_c , and the other, $E_c/100\,000$ for cracked concrete. To choose the appropriate mesh size, several linear elastic simulations are performed for the distribution of normal stresses at the base of the dam, as shown in Figure B.7. The elements used in these meshes are of type C3D8R, 8-node linear brick, reduced integration, with hourglass control.

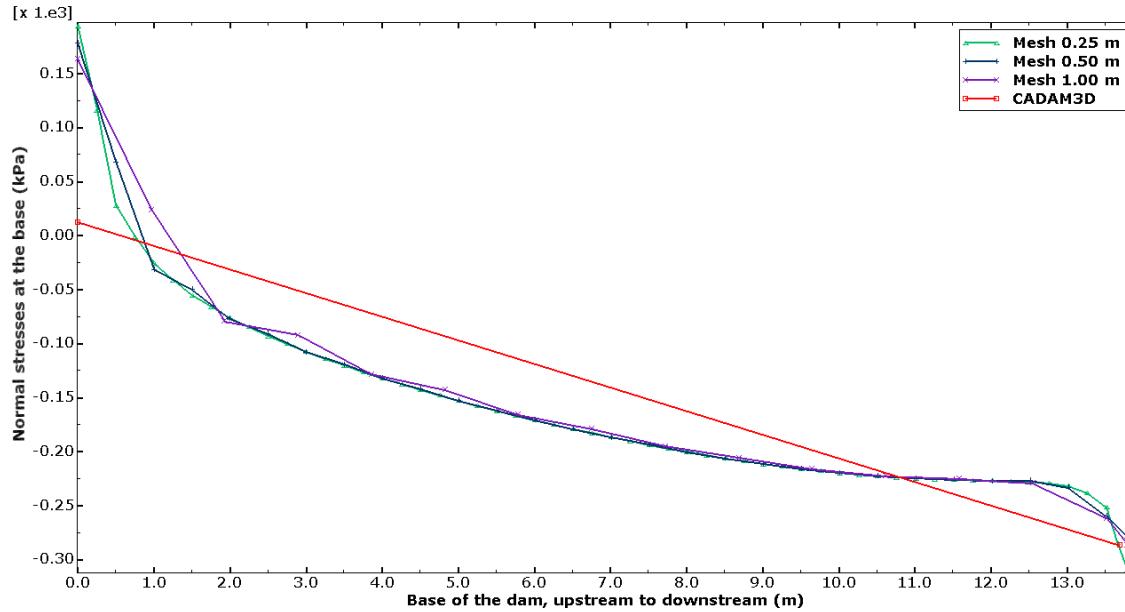


Figure B.7. Distribution of normal stresses at the base for multiple FE meshes.

The results of the three meshes presented in Figure B.7 are quite similar to the gravity method result (CADAM3D). The finite element results show a stress distribution similar to distribution given by of CADAM3D, except in the vicinity of the upstream and downstream ends of the section, due to the presence of stress concentrations. Among the three meshes, the 1 m mesh shows less accurate results in the stress distribution than the two other distributions, while the other two are nearly identical. Therefore, it is appropriate to choose a mesh size of 0.5 m. The final model used herein is presented in Figure B.3.

The tensile strength limit is set at 10 kPa. So, when the normal stress in the first element (from upstream to downstream) of the first row of concrete elements experiences tensile stresses of 10 kPa or more, this concrete element becomes damaged.

Using a Python code, the uplift pressure is modified, and a new reading of the stresses at the base is performed to determine if the crack is stable. The crack length is determined based on the number of damaged concrete elements. To calculate the crack length at the base of the dam, nine iterations are required. The distribution of normal stresses at the base for these iterations is illustrated in Figure B.8.

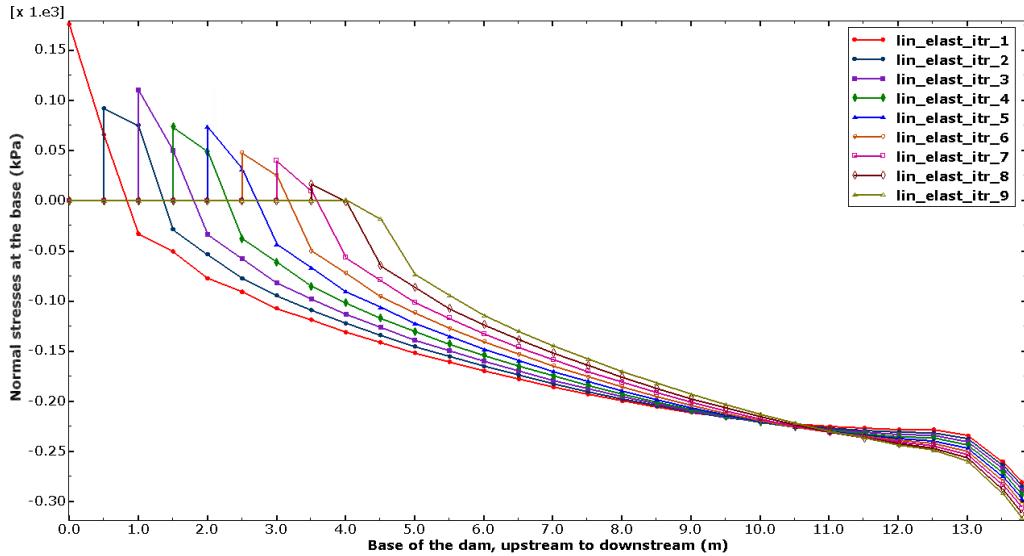


Figure B.8. Normal stresses at the base of the dam for each iteration.

The stress concentration is represented by the peak values at the tip of the crack for each iteration. This can also explain the difference between the crack length found with the gravity method, which is 0.468 m corresponding to 3.37% of the base, and the results from Abaqus, which is 4.0 m.

A sensitivity analysis on the crack is performed by varying the tensile strength, f'_t , which was initially 10 kPa for the case of this dam. The results obtained by Abaqus and by CADAM3D are shown in Figure B.9.

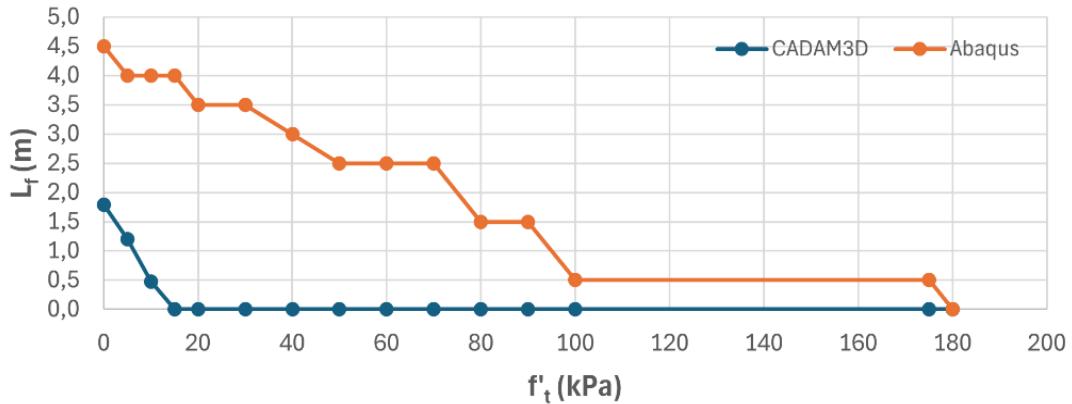


Figure B.9. Crack length as a function of the tensile strength of damaged concrete.

The results from Figure B.9 demonstrate that the calculation of crack length by the gravity method in CADAM3D is sensitive to tensile strength. However, the crack length calculated with Abaqus remains relatively less sensitive than CADAM3D. This can be explained by the stress concentration

phenomenon considered in Abaqus and absent in CADAM3D, as shown in Figure B.7. The stress concentration causes the upstream normal stress values to be higher in Abaqus than in CADAM3D. As a result, a greater tensile strength is needed to decrease the crack length in Abaqus compared to CADAM3D. Additionally, the calculation performed by CADAM3D is based on beam theory.

6 Conclusions

Several methods have been employed to determine performance indicators and analyze the stability of the dam. The gravity method is applied by increasing the water level, increasing water density, and reducing the shear resistance. This approach proves effective particularly when the water level is increased. It provides K values for various loading scenarios, including cases where the sliding safety factor equals 1 or complete cracking is observed. The overload factor considered in this case is K equal to 1.33. Increasing water density does not produce robust outcomes, making this method not recommended for gravity method analysis. The strength-reduction method could also be used to determine the reduction factor at which the structure's safety is compromised. In this case study, ϕ corresponds to 23° when the safety factor reaches the stability threshold of 1. The corresponding value of K is 2.36 which is similar with the classical SSF computed from equation 1.

The results obtained using the Finite Element Method (FEM) with Abaqus are not similar to those obtained using the gravity method with CADAM3D. Abaqus calculates a crack length of 4 m, which is 8.5 times longer than the 0.468 m obtained using CADAM3D. This difference may be attributed to the FEM stress concentration phenomenon. Additionally, assumptions made for the gravity method are not the same as those for the FEM, such as the beam theory used by CADAM3D. Additional studies are required to determine the correct crack length. For instance, finite elements using non-linear constitutive laws of concrete could be employed for this purpose.

Acknowledgments

The authors acknowledge that this study was made possible with the support of the NSERC (National Science and Engineering Research Council of Canada), FRQNT (Fonds de recherche du Québec - Nature et technologies), Arbour Foundation, Hydro-Québec and CSA.

References

- CADAM3D. (2021). [Logiciel]. Technologie MLT inc. <https://cadam3d.com/index.html>
- CDA. (2013). Dam safety guidelines 2007. Canadian Dam Association.
- Chen, D., & Du, C. (2011). Application of strength reduction method to dynamic anti-sliding stability analysis of high gravity dam with complex dam foundation. *Water Science and Engineering*, 4(2), 212-224. <https://doi.org/10.3882/j.issn.1674-2370.2011.02.009>
- Enzell, J., Ulfberg, A., Sas, G., & Malm, R. (2021). Post-peak behavior of concrete dams based on nonlinear finite element analyses. *Engineering Failure Analysis*, 130, 105778. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2021.105778>
- Feng, J., Wei, H., Pan, J., Jian, Y., Wang, J., & Zhang, C. (2011). Comparative study procedure for the safety evaluation of high arch dams. *Computers and Geotechnics*, 38(3), 306-317. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.10.008>
- Fu, C., & Hafliðason, B. Þ. (2015). Progressive failure analyses of concrete buttress dams : Influence of crack propagation on the structural dam safety. KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden. <http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:824952/fulltext01.pdf>
- Leclerc, M., & Léger, P. (2014). CADAM3D - Manuel de l'utilisateur—Version 2.3. École Polytechnique de Montréal.
- Li, W., Wu, W., & Zhang, J. (2022). Numerical Stability Analysis of the Dam Foundation Under Complex Geological Conditions at Great Depth : A Case Study of Kala Hydropower Station, China. *Frontiers in Physics*, 9, 808840. <https://doi.org/10.3389/fphy.2021.808840>
- Lin, P., Wei, P., Wang, W., & Huang, H. (2018). Cracking Risk and Overall Stability Analysis of Xulong High Arch Dam: A Case Study. *Applied Sciences*, 8(12), 2555. <https://doi.org/10.3390/app8122555>
- Malm, R., Nordström, E., Nilsson, C.-O., Tornberg, R., & Blomdahl, J. (2016). Analysis of potential failure modes instrumentation of a concrete dam. https://www.researchgate.net/publication/341463087_analysis_of_potential_failure_modes_and_re_-instrumentation_of_a_concrete_dam
- USACE. (1995). Gravity Dam Design (EM 1110-2-2200). U.S. Army Corps of Engineers.

ANNEXE C ARTICLE DE CONFÉRENCE – SCGC/CSCE 2025

Je suis le premier auteur de cet article. J'ai développé son contenu et je l'ai rédigé au complet avec l'aide précieux de mes directeurs de recherche. Article soumis le 11 mars 2025 à Springer (CSCE).



CSCE-2025 Structures Specialty Conference
Conférence spécialisée en structures de la SCGC-2025



Winnipeg, Manitoba

May 28-30, 2025 / 28-30 mai 2025

STRUCTURAL STABILITY OF CONCRETE GRAVITY DAMS: A COMPARATIVE STUDY OF GRAVITY AND FINITE ELEMENT METHODS FOR CRACKING AND UPLIFT PRESSURE

Jad Albasha^{1*}, Pierre léger¹ and Mahdi Ben Ftima¹

¹ Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal, QC, Canada
* jad.albasha@polymtl.ca

ABSTRACT: This study examines the structural stability of a 116-meter-high concrete gravity dam through analyses combining the gravity method and the finite element method (FEM). The main objectives are to evaluate the impact of uplift pressure, cracking, and the nonlinear properties of concrete on failure mechanisms and the maximum allowable water levels. Initially, the gravity method is applied by increasing the water level, considering or neglecting uplift pressure. The results show that without uplift pressure, the maximum allowable water height is 131m, while it decreases to 112.5m for complete cracking when uplift pressure is included. This reduction highlights the importance of accounting for uplift pressure in safety assessments. However, the gravity method simplifies the dam's behaviour by assuming cracks remain confined to horizontal lift joints, which may limit its accuracy in capturing plunging cracks in the dam body in the presence of shear stresses. The FEM is then employed to explore cracking and failure mechanisms in greater details. Progressive analyses, ranging from linear-elastic models to nonlinear models with contact elements, provide insights into the effects of material properties and interactions between mass concrete and lift joints. Plunging cracks, which are not considered by the gravity method, are particularly studied. Results indicate that when uplift pressure is included in finite element analysis using a poro-fracture model, the maximum allowable water height is 114.2m, a value slightly higher than that obtained using the gravity method. In conclusion, this study demonstrates that the FEM offers a more realistic understanding of failure mechanisms. However, the gravity method remains effective and useful method for quick and conservative analyses, though its application should be limited to scenarios where its simplifying assumptions are valid.

1 Introduction

The structural stability evaluation of concrete gravity dams is most often performed using the gravity method using beam theory to compute linear normal stress distribution, related crack

length, and sliding safety factor (SSF) along horizontal lift joint distributed along the dam height. However, in the presence of shear stresses and internal uplift pressures the actual crack profile is to be characterized by principal tensile stresses. The crack may thus leave the horizontal lift joint, plunging with an inclination of approximately 45 degrees, to propagate in the dam body mass concrete. The limitation of the gravity method, which assumes horizontal cracks, may be overcome using the FEM. However, modelling of lift joint, concrete cracking and internal uplift pressure is not straightforward with FEM.

In this study, a non-linear FEM modeling methodology is therefore developed for a concrete gravity dam with several lift joints, with and without consideration of uplift pressure using a user defined poro-fracture model in the computer program ABAQUS (Dassault Systèmes, 2014). A progressive approach with increasing complexity in FEM modelling methodology is developed using constitutive laws developed by (Massicotte & Ben Ftima, 2017). The aim is to study the impact of plunging cracks leaving the concrete lift joints in the presence of shear stresses to propagate in the dam body and to compare the results with those of the gravity method. A 116-meter gravity dam with twelve lift joints is considered from the literature (Mgalobelov and Nefedov 1985).

2 Cracking and Consideration of Uplift Pressure in the FEM

Concrete elements and contact interfaces are modeled in FEM using two cracking techniques: smeared cracks and discrete cracks. When the tensile strength is reached (e.g. f_t), changes (reduction of E modulus) are made to the element's modulus of elasticity to reflect the element's damage in smeared cracking. When the tensile strength is reached for discrete cracking, a separation of the nodes is created to form two elements. In this project smeared crack is used in nonlinear concrete elements and discrete crack is used for contact interfaces (lift joints, concrete-rock contact). Both types of crack modelling techniques are illustrated in Figure C.1.

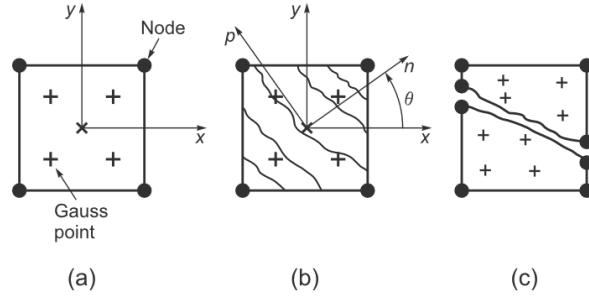


Figure C.1 Cracks in concrete. (a) Elastic element. (b) Smeared crack. (c) Discrete crack.

Adapted from (Malm, 2016).

According to (Leliavsky, 1947), the effective stress before cracking, σ , can be approximated by the total stress, σ' and pore pressure, p , as shown in the following equation.

$$[1] \sigma = \sigma' + p$$

This equation can be modified to consider the porosity using b , the Biot coefficient.

$$[2] \sigma = \sigma' + b p$$

The Biot coefficient, b , represents the ratio between pore volume (V_p) and apparent volume (V_b). (Biot, 1955). The evolution of water pressure in porous elements can be calculated using these two equations.

$$[3] b_\eta = 1 - (1 - b_0)$$

$$[4] p = p_0 + (1 - \eta)(p_{max} - p_0)$$

Where b_η , b_0 , η , p , p_0 and p_{max} ($p_{max} = \gamma_w h$) are defined in Figure C.2 where γ_w is the water density and h the water head. (Bhattacharjee & Léger, 1995)

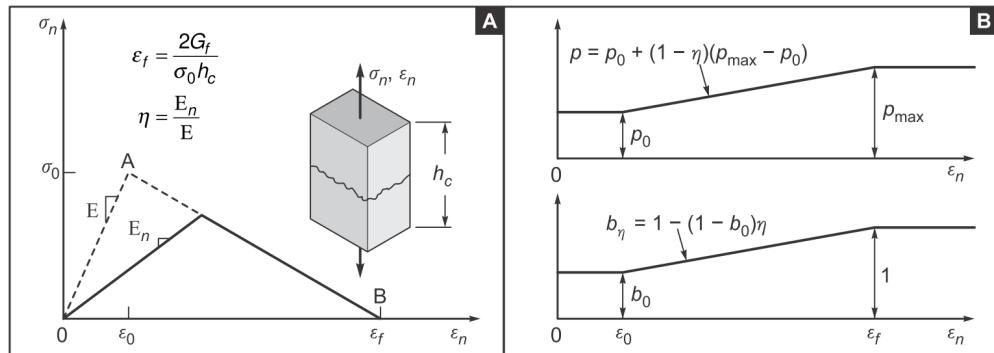


Figure C.2 (A) Softening behaviour of Young's modulus and (B). Evolution of water pressure in cracked elements.

3 Description of Dam and Loads

The studied dam is 116 meters high and 78.4 meters wide at the base (Figure C.3). It was considered in the work of (Mgalobelov & Nefedov, 1985). A unit depth is used in the calculations. Loads considered include self-weight, hydrostatic pressures exerted on the upstream face as a function of water level, and uplift pressure. Uplift pressures are applied at the dam base and all lift joints. A model has been developed for the gravity method and the FEM. The possibility of crack formation at the base of the structure and in each of the concrete lift joints is considered. In all calculations, no drainage is considered. The normal operating level is 112m. Dam dimensions, lift joints and mass concrete material properties are shown in Figure C.3.

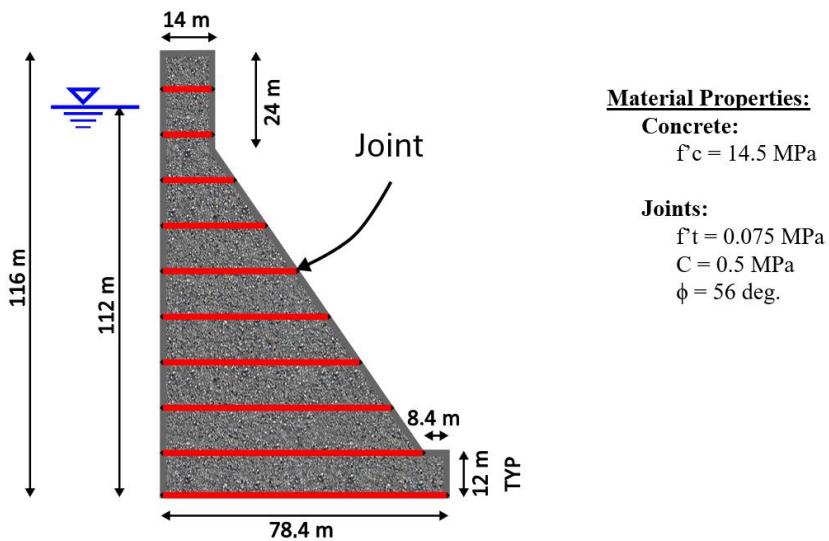


Figure C.3 Geometry of the studied dam.

4 Gravity Method

This section covers the gravity method calculation of the sliding safety factor (SSF) and the crack lengths at the base of the structure and along the concrete lift joints using the water level rise method. The computer program CADAM3D (Leclerc & Léger, 2014) is used for the gravity method. The maximum water level that can be applied to the structure when uplift pressure is considered is 110.5m. Above this water level, the dam becomes unstable ($SSF < 1$ for the base joint).

If sliding is prevented, complete cracking is occurring for a water level of 112.5m. The results are shown in Figure C.4.

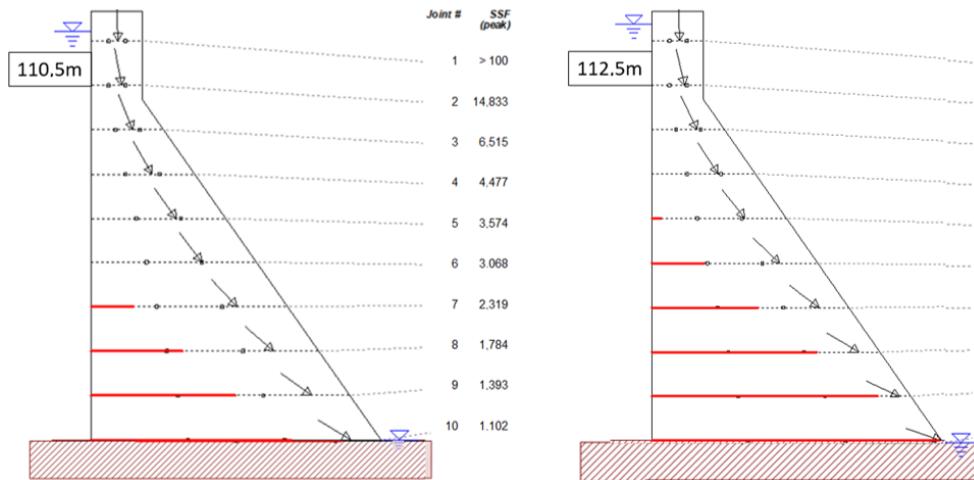


Figure C.4 Failure mechanisms using the gravity method on the 116m dam with uplift pressure - Water level 110.5m (sliding) and 112.5m (overturning).

For comparison purposes, the case without uplift pressure is also considered. The 131m water level is the maximum level before structural failure (complete base cracking), for the gravity method without uplift pressure (GR-WOUP). The two study cases (with and without uplift pressure) will serve as a reference for the comparison of FEM results.

5 Finite Element Method – Analysis Without Uplift Pressure

The first model built (FE-WOUP-Lin) is the simplest with linear elastic material properties and concrete lift joints tied together (Tied condition in Abaqus software). An explicit analysis is performed with a water level of 131m without considering uplift pressure. The model and concrete lift joints are illustrated in Figure C.5. Plane strain conditions are applied to the model. The mesh elements used are C3D8R (8-node linear brick, reduced integration, hourglass control).

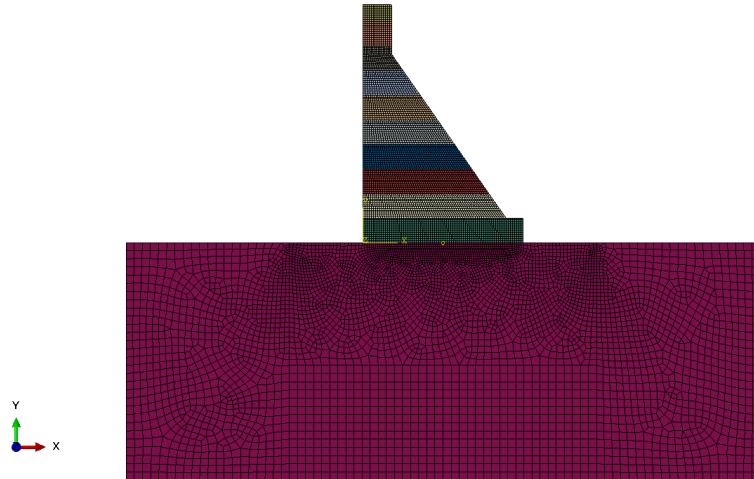


Figure C.5 Mesh used for the 116m dam.

Analyses are performed quasi-statically using an explicit solver. Failure is considered to occur in nonlinear analysis when the kinetic energy is more than 10% of the total internal energy. The smooth amplitude of the loads and their application periods are shown in Figure C.6.

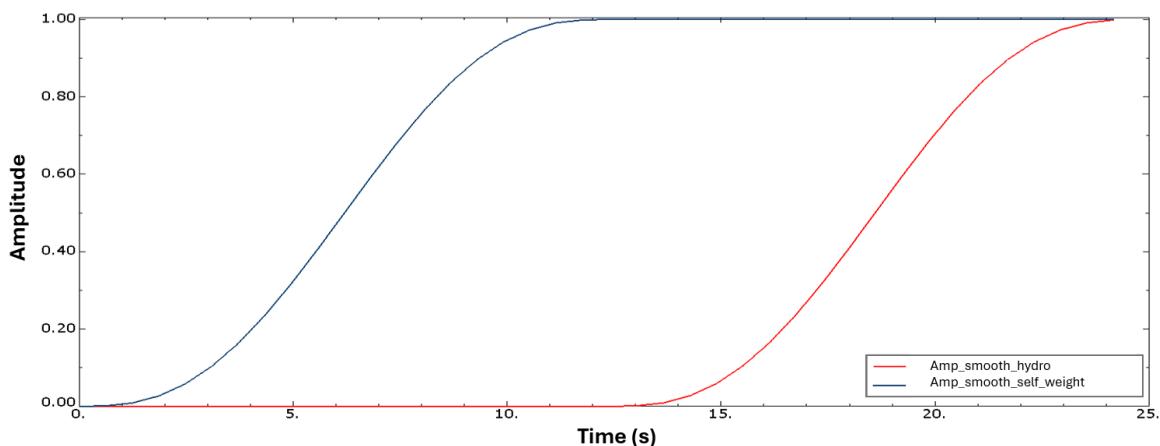


Figure C.6 Amplitude of load application on the 116m dam.

The normal stress distribution and the free-body diagram (where only the vertical component is shown) are illustrated in Figure C.7.

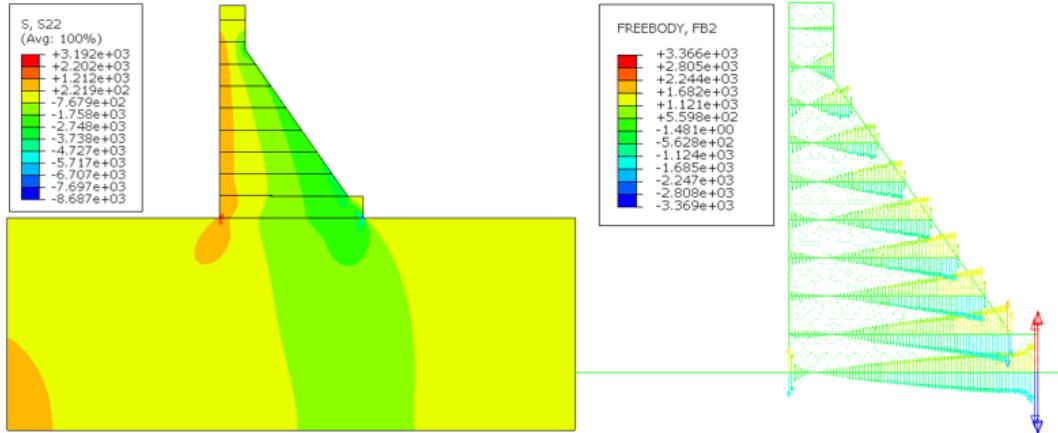


Figure C.7 Normal stress (kPa) on the left and free-body diagram (kN) on the right (FE-WOUP-Lin). Water level 131 m.

The finite element model without uplift pressure (FE-WOUP-Cont-Lin) is then built with contact interfaces at the concrete lift joints. The mass concrete in the dam body has linear elastic properties. As a first approach, a FE model using the Mohr-Coulomb interface property available in Abaqus-Explicit software was used with cohesion properties of 500 kPa and internal friction angle ϕ of 56° consistent with CADAM3D, but with zero tensile strength, different from the 75 kPa tensile strength that was used in CADAM3D. This choice is due to a current limitation of the Abaqus-Explicit software in the properties of cohesive interfaces that does not allow non-zero tensile strength. Analysis of the results of this model identified another problem related to the dynamic phenomenon known as stick-slip, due to an alternation between a state of “stick” (adhesion) and “slip” (sliding), for the specific context of interface with friction. Because of this phenomenon, a second approach was adopted, involving the use of a model with a large friction coefficient. This choice is consistent with the non-slip hypothesis adopted in this section. Analysis of the results showed that this second model is much more stable numerically, and it is this model that has been retained for the remainder of this section. Figure C.8 compares the results of the two approaches: Mohr-Coulomb and Coulomb with large friction.

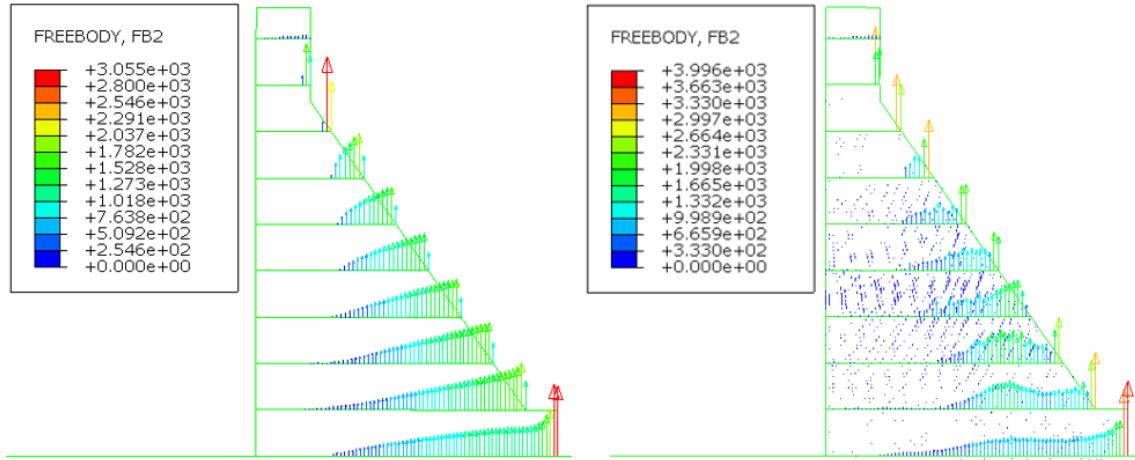


Figure C.8 Free-body diagram (kN) with Coulomb large friction (left) and with Mohr-Coulomb (right). Water level 128.3 m.

The next level of complexity is to introduce material non-linearity into the dam body elements, allowing the cracks to plunge out of the joint planes (FE-WOUP-Cont-NL model). The free-body diagram and concrete damage results are shown in Figure C.9.

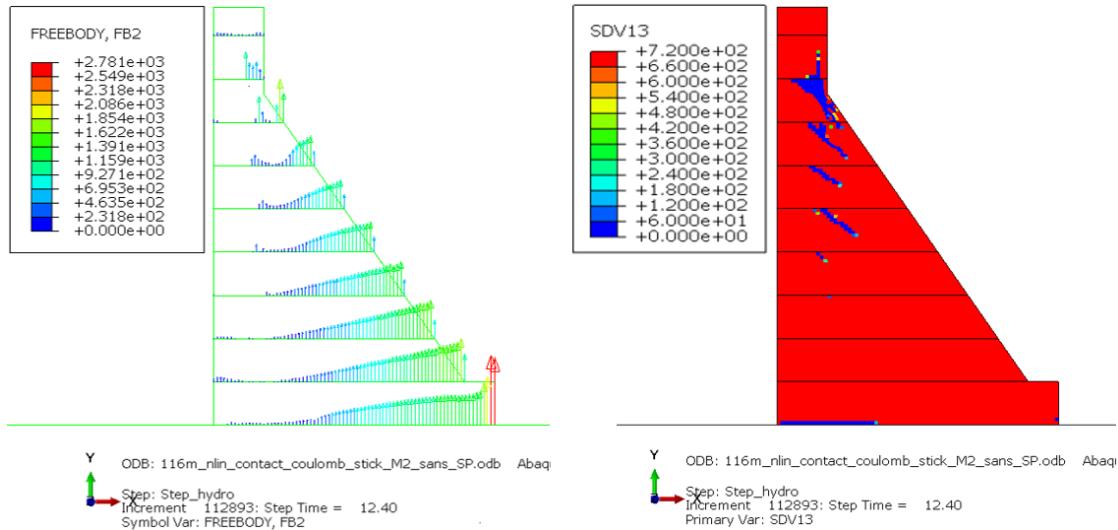


Figure C.9 Free-body diagram (kN) (left) and results with residual tensile strength index SDV13 (kPa) (right) from an analysis without uplift pressure and with contact interfaces and non-linear mass concrete properties (FE-WOUP-Cont-NL). Water level 125.7 m.

It can be seen in Figure C.9 that the residual tensile strength is zero when the crack leaves the concrete lift joints to plunge at about a 45-degree angle into the dam body. To overcome the limitation of not being able to assign a non-zero tensile strength to the joint in the FEM, a new model is developed where the contact interfaces are replaced by thin rows of nonlinear smeared crack concrete elements (Figure C.10) with a tensile strength of 75 kPa, which is consistent with CADAM3D model. This new approach to model contact interfaces is essential for the application of uplift pressure in concrete lift joints and mass concrete.

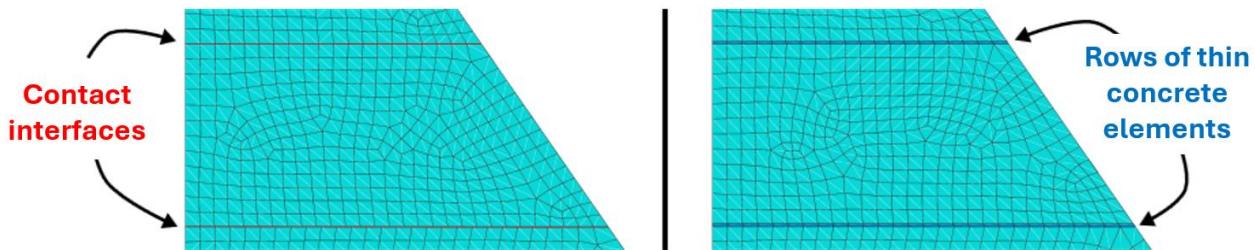


Figure C.10 Model meshing with contact interfaces and rows of elements to simulate concrete lift joints.

The new model with a row of thin elements rather than contact interfaces is denoted FE-WOUP-NL. Figure C.11 shows the cracking pattern (damage state) obtained with this new model.

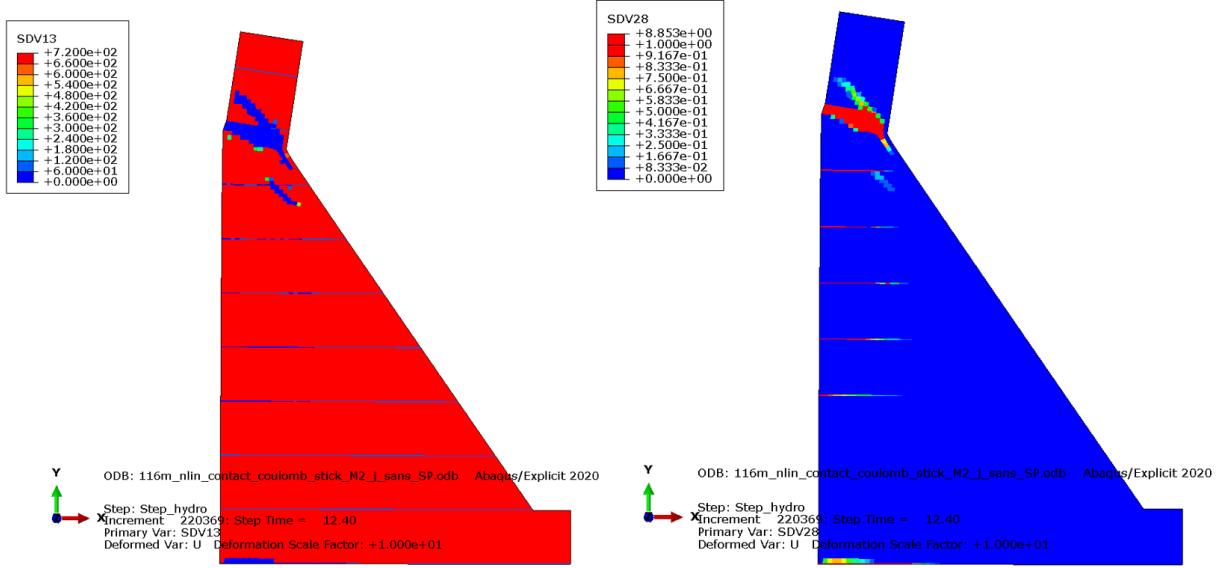


Figure C.11 Cracking pattern (SDV13 residual tensile strength - kPa and SDV28 crack opening - mm) of the FE-WOUP-NL model without uplift pressure with concrete lift joints in the form of rows of thin concrete elements. Amplification factor of 10 for deformation. Water level 126.5 m.

There is some similarity in the cracking profile between Figure C.9 and Figure C.11. The fundamental difference results from the use of different tensile strengths for the lift joints (0 kPa for FE-WOUP-Cont-NL and 75 kPa for EF-WOUP-NL), which results in many more cracks plunging in the case of the FE-WOUP-Cont-NL model.

6 Finite Element Method – Analysis With Uplift Pressure

The model used in this section is the one developed with thin nonlinear smeared crack concrete elements to represent uplift pressure penetrating in lift joints and mass concrete. Material properties are non-linear for the concrete and for the joints. To apply the uplift pressure, an analytical equation of the initial uplift pressure, noted p_0 has been derived for the case of the analyzed dam. The p_0 equation for this analysis case is shown in Figure C.12.

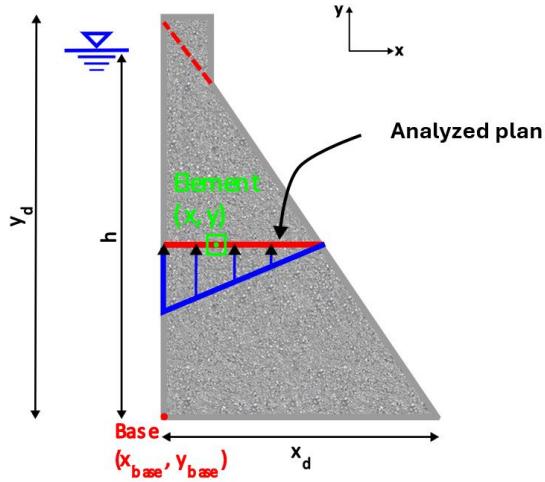


Figure C.12 Calculation of pressure p_0 .

$$[5] p_0(x, y) = \gamma_{eau} (y_{base} + h - y) \left(1 - \frac{x - x_{base}}{x_d [1 - (\frac{y - y_{base}}{y_d})]} \right)$$

Without any damage, a proportion of uplift pressure is applied to the element, corresponding to the Biot coefficient of the intact material, noted b_0 . This value is related to the porosity of the concrete and has been taken equal to 0.15 in this project. For intermediate damage results (between undamaged and fully damaged), intermediate uplift pressure levels must be considered, as described previously in Figure C.2 (see (Bhattacharjee & Léger, 1995)). The application of this method was made possible by an interaction established between the original EPM3D (Massicotte & Ben Ftima, 2017) nonlinear smeared concrete law (VUMAT subroutine) and the user defined VDLOAD subroutine (Figure C.13).

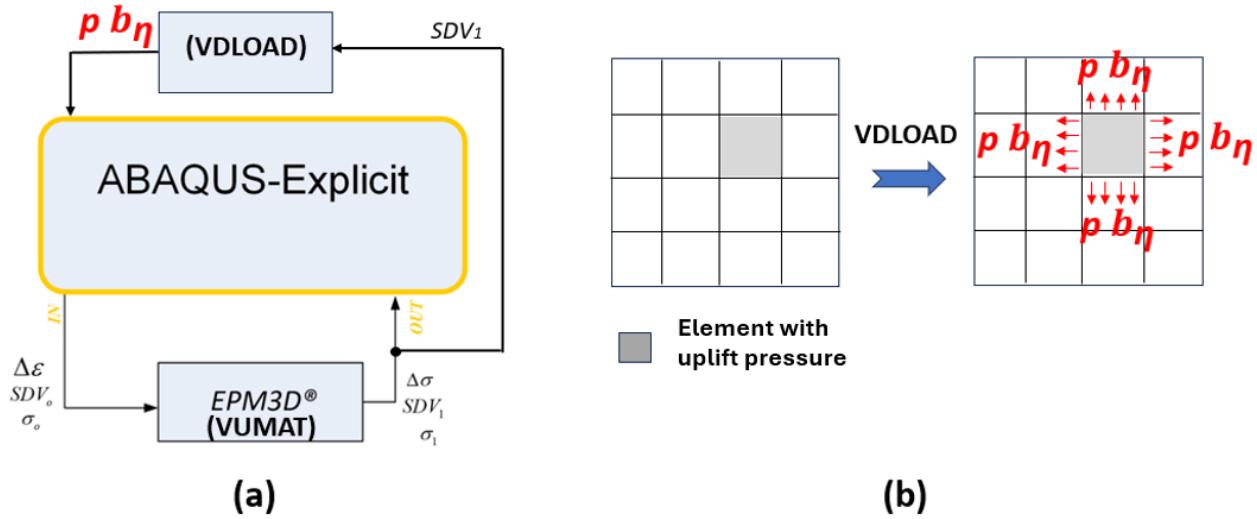


Figure C.13 (a) Uplift pressure and User-Subroutine «VUMAT» and «VDLOAD» in EPM3D/Abaqus. (b) Uplift pressure in concrete elements.

Figure C.14 illustrates the effect of Biot coefficient on analysis realized by CADAM3D and by Abaqus.

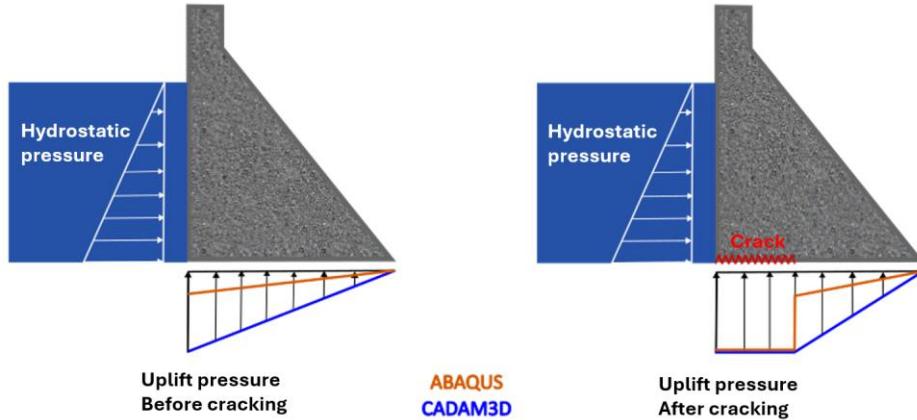


Figure C.14 Effect of Biot coefficient on the distribution of uplift pressure, before cracking (left) and after cracking (right).

Before cracking, uplift pressure is represented by two triangular distributions in CADAM3D (blue) and Abaqus (orange). The difference between the two distributions results from the fact that the initial Biot coefficient b_0 is set to a value of 0.15 for Abaqus and is equal to 1.0 for CADAM3D which do not consider it explicitly. This results in a higher uplift pressure for CADAM3D than for Abaqus. After complete cracking, full uplift pressure is applied along the crack length for both CADAM3D and Abaqus. The Biot coefficient b_η takes the value of 1.0 for the case where the

element is completely cracked. Thus, in both the pre- and post-cracking cases, the uplift pressures applied in the FEM remain lower than those used in CADAM3D. It is therefore expected that the dam analysed with the FEM can withstand slightly higher water levels than if analysed with the gravity method, before reaching failure.

Figure C.15 illustrates the cracking patterns with the gravity method with uplift pressures (GR-WUP) at a water level of 112.5m, which corresponds to the maximum admissible by the gravity method, and the FEM (FE-WUP-NL) at a water level of 114.2m.

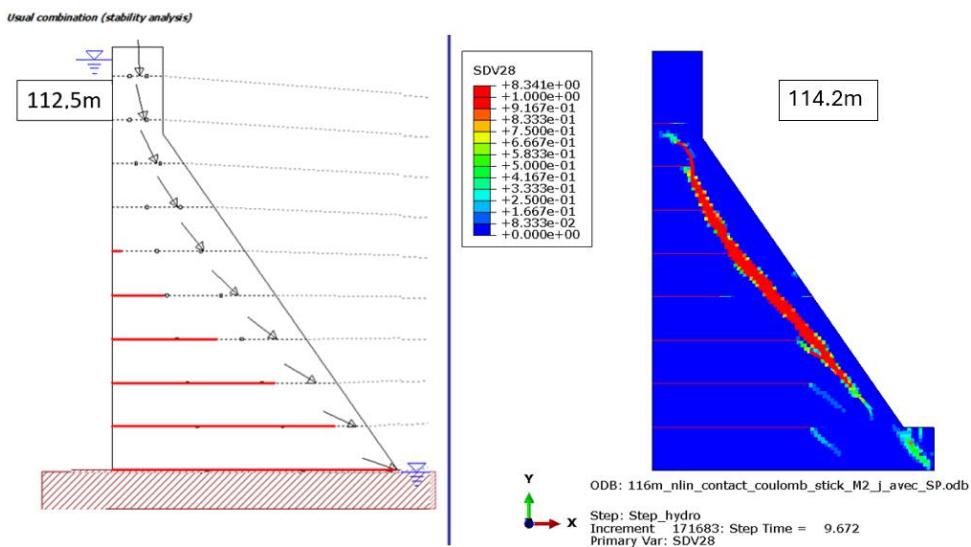


Figure C.15 Cracking patterns using the gravity method with uplift pressure (left - GR-WUP) with a water level of 112.5m and the finite element method (right - FE-WUP-NL) with a water level of 114.2m. SDV28 indicator for crack opening (mm).

Cracking patterns are not the same with the gravity method and the finite element method, as shown in Figure C.15. Cracks in the GR-WUP analysis (gravity method) are confined to the lift joints. Cracks are found in the lift joints as well as in the dam body when uplift pressure is considered in the FE model (FE-WUP-NL).

Maximum water levels obtained for different models are given in Table C.1.

Table C.1 Maximum water levels for different analyzed models.

Model	Maximum water level (m)
GR-WOUP	131.0
GR-WUP (56°-90°)	110.5-112.5
FE-WOUP-Cont-Lin	128.3
FE-WOUP-Cont-NL	125.7
FE-WOUP-NL	126.5
FE-WUP-NL	114.2

The maximum water level calculated with the gravity method without uplift pressure (GR-WOUP; 131m) is higher than the maximum water levels found with the FEM (FE-WOUP-Cont-Lin, FE-WOUP-Cont-NL and FE-WOUP-NL). In contrast, the maximum water level calculated with the FEM with consideration of uplift pressure (FE-WUP-NL; 114.2m) is slightly higher than that calculated by the gravity method (GR-WUP; 112.5m).

6 Summary and Conclusion

Several modelling methods were used to study a 116m gravity dam and analyze its sliding stability. The gravity method is applied by increasing the water level until failure. Analyses using the finite element method are graded in terms of complexity, starting with linear elastic analyses without uplift pressure through to analyses with non-linear lift joints and mass concrete with consideration of uplift pressure. Consideration of uplift pressures in lift joints significantly increases plunging cracks in the concrete body.

According to Table C.1, the maximum water level using the gravity method without uplift pressure is 131m (GR-WOUP). The maximum water level using FEM and the FE-WOUP-Cont-Lin model, which does not allow the crack to plunge (and is therefore the closest to the gravity method), is 128.3m (FE-WOUP-Cont-Lin), which is not too far from the value obtained using the gravity method (131m).

The water level using the FEM with non-linear concrete properties with uplift pressure and thin concrete rows of elements to model lift joints is 114.2m (FE-WUP-NL). This water level is higher than the 112.5 m calculated using the gravity method with uplift pressure (GR-WUP). This over-capacity obtained by the FEM is due to the difference in hypothesis related to uplift pressures modelling resulting from the use of Biot's coefficient in the FEM. In future work coupled cracking and seepage analyses in a fractured condition might be considered to improve the modelling of uplift pressures in the FEM.

Acknowledgements

The authors acknowledge that this study was made possible with the support of the NSERC (National Science and Engineering Research Council of Canada), FRQNT (Fonds de recherche du Québec - Nature et technologies), Arbour Foundation, Hydro-Québec and CSA Group.

References

- Journal of Structural Engineering*, 121(9), 1298-1305.
- Biot, M. A. (1955). Theory of Elasticity and Consolidation for a Porous Anisotropic Solid. *Journal of Applied Physics*, 26(2), 182-185. <https://doi.org/10.1063/1.1721956>
- Dassault Systèmes. (2014). *Abaqus Analysis User's Manual* (Version Vol5) [Logiciel]. <https://classes.engineering.wustl.edu/2009/spring/mase5513/abaqus/docs/v6.6/books/usb/default.htm?startat=pt06ch22s01ael02.html>
- Leclerc, M., & Léger, P. (2014). *CADAM3D - Manuel de l'utilisateur—Version 2.3*. École Polytechnique de Montréal.
- Leliavsky, S. (1947). Experiments on Effective Uplift Area in Gravity Dams. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 112(1), 443-487. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0005993>
- Malm, R. (2016). *Guideline for FE analyses of concrete dams* (270). Energiforsk.
- Massicotte, B., & Ben Ftima, M. (2017). *EPM3D-v3 – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of concrete structures* (Research Report SR17-06). Polytechnique Montréal.
- Mgalobelov, Yu. B., & Nefedov, A. V. (1985, avril 5). *Studies of the limit state of a concrete gravity dam on rock foundation*. Fifth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya.