



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE



THESE DE DOCTORAT DE L'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE

Présentée par

Monsieur **MAZIGHI Hichem**

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE

En :

Hydraulique

Sujet de la thèse :

Etude de l'influence des sous-pressions par fissuration hydraulique dans un barrage-poids en béton compacté au rouleau (BCR)

Présentée pour soutenance à Blida, le 15/05/2024 devant le jury composé de :

Mr. HADJ SADOK Ahmed	Professeur – (ENSH Blida)	Président
Mr. MIHOUBI Mustapha Kamel	Professeur – (ENSH Blida)	Directeur de thèse
Mr. SANTILLAN David Sánchez	M.C.A (UPM. Madrid Espagne)	Co-Directeur de thèse
Mr. ZEROUAL Ayoub	M.C.A (ENSH Blida)	Examineur
Mme. BENMAMAR Saâdia	Professeur (ENP Alger)	Examinatrice
Mr. REMINI Boualem	Professeur (Univ Blida 1)	Examineur

Remerciements

Je remercie le bon Dieu tout puissant, de m'avoir mis sur ce chemin et m'accordé le courage et la détermination pour parfaire ce travail

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à mon directeur de thèse, le **Professeur MIHOUBI Mustapha Kamel**, pour sa disponibilité constante, sa compréhension, ainsi que ses orientations précieuses qui ont guidé mes recherches et enrichi ma formation. Votre appui intellectuel est incontestable.

J'adresse également ma plus sincère gratitude à mon co-directeur de thèse, le **Professeur SANTILLAN David Sánchez**, pour m'avoir accueilli au sein de son laboratoire, pour la richesse de ses enseignements, ses conseils avisés et son accompagnement rigoureux tout au long de ce parcours.

Je remercie chaleureusement le **Professeur ZEROUAL Ayoub** pour sa générosité, sa bienveillance, et ses orientations scientifiques éclairées.

Je souhaite adresser mes remerciements à l'ensemble du corps enseignant de l'**École Nationale Supérieure d'Hydraulique** de Blida pour la qualité de l'enseignement dispensé et pour leur engagement à former des ingénieurs et chercheurs compétents. C'était un honneur d'avoir été formé par vous.

Je remercie l'**Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT)** pour leur précieuse collaboration, notamment la mise à disposition des données nécessaires à l'élaboration de cette étude.

J'exprime également toute ma gratitude aux membres du jury, internes et externes à l'ENSH, pour avoir accepté d'évaluer ce travail. Leurs remarques, suggestions et observations ont été extrêmement enrichissantes, et je les en remercie sincèrement.

Je n'oublie pas de remercier mon collègue, ami et condisciple, **Docteur BELMOKRE Ahmed**, pour son soutien moral indéfectible et ses encouragements tout au long de ce parcours.

Enfin, je tiens à adresser toute ma reconnaissance à ma famille, pour leur amour, leurs conseils, leur confiance et leur patience. Merci d'avoir toujours cru en moi.

À toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, contribué au développement et à la réussite de ce travail, je vous adresse un grand merci.

À mon père MAZIGHI FOUDIL... Ce travail est aussi le vôtre.

ملخص

إن استقرار السد له أهمية حاسمة لسلامة السكان في مجرى السد، وهو جانب معقد من الهندسة الهيدروليكية، ويتطلب التخطيط والتصميم والبناء والرصد. وقد كان هذا موضوع العديد من الدراسات التي تهدف إلى تحسين أساليب حساب الاستقرار وتقييم الخصائص الميكانيكية والهيدروميكانيكية للهياكل لضمان أن السدود لا تزال تعمل طوال فترة استخدامها. أدى هذا البحث إلى تطوير النماذج العددية بطرق مختلفة وهي الحتمية، الاحتمالية، الفروق المحدودة والعناصر المحدودة. يذهب عمل الأطروحة في هذا الاتجاه ويهدف إلى تحليل السلوك الهيدروميكانيكي للسد ويستكشف تحسين طرق المحاكاة العددية لحساب الضرر واحتمال انتشار الشقوق بعد الضغوط الهيدروستاتيكية لخزان المياه، الضغوط الفرعية التي تمارسها الطبقة السفلية، وضغوط المسام داخل الخرسانة والتوجه الهيدروديناميكي بسبب قوى الزلزال. ويستند النهج المقترح على نموذج حقل المرحلة، وغالباً ما تستخدم هذه الطريقة لتحليل الشقوق في المواد بالتفصيل، مع الأخذ بعين الاعتبار الخصائص الميكانيكية للمادة، والضغوط المطبقة وتطور الشقوق مع مرور الوقت. يحسب النموذج طاقة التشوه المرتبطة بوجود التشققات. وهذا يشمل الطاقة المرنة المخزنة في المادة وطاقة الكسر المرتبطة بانتشار التشققات. تطبيق نموذج حقل المرحلة لانتشار التشققات في الخرسانة هو مجال متقدم من البحوث التي توفر فهماً أفضل والتنبؤ بسلوك التشققات في الهياكل الخرسانية. وهو مفيد بشكل خاص لتصميم وصيانة البنية التحتية لضمان سلامتها ومتانتها.

تظهر النتائج أن المعلمات الملموسة (معامل المرونة، طاقة الكسر، وما إلى ذلك) تؤثر بشكل مباشر على انتشار التشققات، وترتبط بصلابة الهيكل، وتحدد مقاومة الهيكل للكسر، لأنها يمكن أن تسرع أو تؤخر نمو التشقق. من ناحية أخرى، فإن تقييم الحالة الأولية للتشوهات والشقوق الأولية أمر بالغ الأهمية. يثبت النموذج المقترح أنه أداة قوية لتحليل التشوهات والتشوهات التي تميز سلوك السد ويسمح له بأن يكون أداة ذات أولوية أثناء دراسات التصميم والتشغيل ومراقبة السلامة للسدود.

الكلمات المفتاحية: السد؛ التشوهات، العناصر النهائية، كسر، مجال المرحلة قيد؛

Résumé

La stabilité d'un barrage en béton est d'une importance cruciale pour la sécurité des populations vivant en aval du barrage, elle est un aspect complexe de l'ingénierie hydraulique, et elle nécessite une planification, une conception, une construction et une surveillance. Cela a fait l'objet de nombreuses études visant à améliorer les méthodes de calcul de stabilité et à évaluer les propriétés mécaniques et hydromécaniques des ouvrages pour garantir que les barrages en béton restent fonctionnels tout au long de leur période d'utilisation. Ces recherches ont conduit au développement des modèles numériques par différentes méthodes à savoir déterministes, probabilistes, différences finies et éléments finis. Le travail de thèse va dans cette direction et vise à analyser le comportement hydromécanique du barrage et explore une amélioration des méthodes de simulation numérique de calcul d'endommagement et éventuelle propagation des fissures suites aux pressions hydrostatiques du réservoir d'eau à l'amont, les sous-pressions exercées par la fondation, les pressions interstitielles à l'intérieur des pores du béton ainsi la poussée hydrodynamique due aux forces de séismes. L'approche proposée est basée sur le modèle champ de phase, cette méthode est souvent utilisée pour analyser les fissures dans des matériaux de manière détaillée, en prenant en compte les propriétés mécaniques du matériau, les contraintes appliquées et l'évolution des fissures au fil du temps. Le modèle calcule l'énergie de déformation associée à la présence de la fissure et aux déformations locales. Cela comprend l'énergie élastique stockée dans le matériau et l'énergie de rupture associée à la propagation de la fissure. L'application du modèle de champ de phase à la propagation de fissures dans le béton est un domaine de recherche avancé qui permet de mieux comprendre et de prédire le comportement des fissures dans les structures en béton. Elle est particulièrement utile pour la conception et l'entretien des infrastructures afin de garantir leur sécurité et leur durabilité.

Les résultats montrent que les paramètres du béton (module d'élasticité, énergie de rupture...etc.) influent directement sur la propagation des fissures, elles sont liées à la rigidité de la structure, et définissent la résistance de la structure à la fissure, comme elles peuvent accélérer ou retarder la propagation des fissures. D'autre part, évaluation de l'état initial des déformations et fissures jouent est *crucial*. Le modèle proposé s'avère être un outil vigoureux d'analyse des déformations et déplacements qui caractérisent le comportement d'un barrage et lui permet de servir d'outil prioritaire lors des études de conception, travaux d'exploitation et de maintenance des barrages-poids en béton.

Mots clés : Barrage ; Béton ; Champ de phase ; Contrainte ; Déformation ; Eléments finis ; Endommagement ; Fissure.

Abstract

The stability of a concrete dam is of crucial importance to the safety of people living downstream of the dam, is a complex aspect of hydraulic engineering, and requires planning, design, construction and monitoring. This has been the subject of numerous studies aimed at improving stability calculation methods and assessing the mechanical and hydromechanical properties of structures to ensure that concrete dams remain functional throughout their period of use. This research has led to the development of numerical models using various methods: deterministic, probabilistic, finite difference and finite element. The aim of this thesis is to analyze the hydromechanical behavior of the dam and explore improved methods for numerical simulation of damage and crack propagation due to hydrostatic pressures from the upstream water reservoir, foundation uplift pressure, pore pressures in the concrete and hydrodynamic thrust due to earthquake forces. The proposed approach is based on the phase field model, a method often used to analyze cracks in materials in detail, taking into account the mechanical properties of the material, the applied stresses and the evolution of cracks over time. The model calculates the strain energy associated with the presence of the crack and local deformations. This includes the elastic energy stored in the material and the fracture energy associated with crack propagation. The application of the phase-field model to crack propagation in concrete is an advanced area of research that provides a better understanding and prediction of crack behavior in concrete structures. It is particularly useful for the design and maintenance of infrastructures to ensure their safety and durability.

The results show that concrete parameters (modulus of elasticity, fracture energy, etc.) have a direct influence on crack propagation. They are linked to the stiffness of the structure, and define the structure's resistance to cracking, just as they can accelerate or retard crack propagation. On the other hand, assessing the initial state of deformations and cracks is crucial. The proposed model proves to be a powerful tool for analyzing the deformations and displacements that characterize the behavior of a dam, enabling it to be used as a priority tool in design, operation and safety monitoring studies of concrete gravity dams.

Keywords: Dam; Concrete; Crack; Damage; Deformation; Finite elements; Phase field; Stress.

Table des matières

ملخص.....	I
RESUME	II
ABSTRACT.....	III
TABLE DES MATIERES	IV
LISTE DES FIGURES	VII
LISTE DES TABLEAUX	X
NOTATIONS ET SYMBOLES	XI
LISTE DES ACRONYMES	XIII
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : ETAT DE L'ART SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE ET HYDROMECHANIQUE DES BARRAGES POIDS	
INTRODUCTION.....	7
I.1. HISTOIRE DES BARRAGES	8
I.2. BARRAGES POIDS EN BETON.....	9
I.3. BARRAGE BCR.....	12
I.3.1 TYPES DE BARRAGES EN BCR ET APPLICATIONS	15
I.3.2 PRINCIPAUX AVANTAGES	17
I.3.3 CONCEPTION DES BARRAGES BCR	17
I.3.4 CARACTERISTIQUES TYPIQUES DE RESISTANCE DU BCR	20
I.3.5 LIAISON ENTRE LES COUCHES.....	21
I.3.6 JOINTS DE CONTRACTION	27
I.3.7 CRITERES DE CONSTRUCTION DES BARRAGES BCR.....	28
I.4. CHARGES APPLIQUEES AUX BARRAGES DE GRAVITE EN BETON	29
I.5. INFLUENCE DES SOUS PRESSIONS DANS LES BARRAGES POIDS	30
I.6. COMPORTEMENT MECANIQUE DES JOINTS.....	31
I.6.1 MODELES DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES JOINTS	32
1.6.1.1 Le modèle de Mohr-Coulomb	32
1.6.1.2 Modèle bilinéaire de Patton.....	33
I.7. CRITERES DE STABILITE POUR LES BARRAGES POIDS EN BETON	35
I.7.1 LES CAUSES DE L'ECHEC	35
I.7.2 STABILITE CONTRE LE RENVERSEMENT	36

I.7.3	STABILITE CONTRE LE GLISSEMENT	37
I.7.4	STABILITE CONTRE LE SOULEVEMENT	37
I.7.5	STABILITE CONTRE LA COMPRESSION	38
I.7.6	STABILITE CONTRE LA TRACTION	39
I.8.	CALCUL DE STABILITE PAR LES METHODES DETERMINISTES	39
I.9.	CALCUL DE STABILITE PAR LES METHODES PROBABILISTES	40
I.10.	CALCUL DE STABILITE PAR LES METHODES SEMI PROBABILISTES	42
I.11.	CALCUL DE STABILITE DES BARRAGES PAR ELEMENTS FINIS	42
I.12.	COMPORTEMENT MECANIQUE DU BETON	43
I.13.	MODES DE RUPTURE	44
I.14.	MODELES DE MODELISATION DE LA FISSURATION	46
	CONCLUSION.....	51

CHAPITRE II : MODELISATION NUMERIQUE DE PROPAGATION D'UNE FISSURE DANS UN BARRAGE EN BETON PAR APPROCHE DE CHAMP DE PHASE HYBRIDE

	INTRODUCTION.....	53
II.1.	MODELE CHAMP DE PHASE POUR LES MATERIAUX FRAGILES	53
II.2.	ÉQUATIONS GOUVERNANTES	55
II.3.	PRESENTATION DU PROGICIEL DE SIMULATION COMSOL MULTIPHYSICS.....	66
II.4.	MODELISATION QUASI-STATIQUE	70
II.4.1	ESSAI DE FLEXION TROIS POINTS	71
II.4.2	TEST DE FENDAGE EN COIN	73
II.5.	MODELISATION DYNAMIQUE	78
II.5.1	ÉPROUVETTE ENTAILLEE AVEC TROU.....	80
II.5.2	ÉPROUVETTE RECTANGULAIRE COMPRENANT UNE FISSURE AIGUË	85
	CONCLUSION.....	87

CHAPITRE III : VALIDATION DU MODELE NUMERIQUE DE PROPAGATION D'UNE FISSURE PAR APPROCHE DE CHAMP HYBRIDE A GRANDE ECHELLE DANS UN BARRAGE POIDS EN BETON

	INTRODUCTION.....	89
III.1.	SIMULATION QUASI-STATIQUE DU BARRAGE	89
III.1.1	SIMULATION POUR ENERGIE DE RUPTURE $G_C = 100$ N/M	93

III.1.2	SIMULATION POUR ENERGIE DE RUPTURE $G_C = 200 \text{ N/M}$	99
III.2.	INFLUENCE DE L'HETEROGENEITE DU MATERIAU.....	104
III.3.	SIMULATION DYNAMIQUE DU BARRAGE	106
	CONCLUSION.....	114
CHAPITRE IV : SIMULATION NUMERIQUE DE PROPAGATION DE FISSURES DANS BETON MAIGRE TYPE BCR : CAS DU BARRAGE BENI HAROUN		
	INTRODUCTION.....	116
IV.1.	PRESENTATION DU BARRAGE BENI HAROUN	116
IV.1.1	CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE L'AMENAGEMENT.....	118
IV.1.2	CONTEXTE GEOLOGIQUE DE LA REGION	119
IV.1.3	SEISMICITE REGIONALE.....	120
IV.1.4	CARACTERISTIQUES ET TECHNOLOGIE DU MATERIAU « BETON COMPACTE AU ROULEAU » (BCR)	120
IV.1.5	GEOMETRIE DU BARRAGE	121
IV.1.6	MATERIAUX DE CONSTRUCTION.....	123
IV.2.	SIMULATION QUASI-STATIQUE DU BARRAGE BENI HAROUN	124
IV.3.	SIMULATION DYNAMIQUE DU BARRAGE BENI HAROUN	126
	CONCLUSION.....	129
	CONCLUSION GENERALE.....	130
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	135
	ANNEXE I.....	170

Liste des figures

CHAPITRE I : ETAT DE L'ART SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE ET HYDROMECHANIQUE DES BARRAGES POIDS

I.1	Répartition des nombres des barrages selon ses usages.....	10
I.2	Répartition des objectifs pour les barrages à usage unique.....	10
I.3	Répartition des objectifs pour les barrages à usage multiples.....	10
I.4	Mise en place de couches de béton de masse dans un seul plot du barrage Friant, Etats Unis 1942.....	25
I.5	Mise en place du BCR en 10 couches inclinées de 300 mm pour construire une levée de 3 m au barrage de Muskat Falls, Canada (Société Nalcor Energy 2017).....	26
I.6	Présentation schématique de la méthode de la couche inclinée.....	26
I.7	Critère de Mohr-Coulomb représentant la relation $\sigma - \tau$ pour un joint plan et lisse.....	33
I.8	Enveloppe de rupture bilinéaire proposée par Patton.....	34
I.9	Cause de ruptures de barrages, d'après la CIGB.....	36
I.10	Comportement du béton.....	44
I.11	Modes de chargement de contrainte et système de coordonnées de fissure. (a) Modes de contrainte et (b) composantes de contrainte en avant du fond de fissure.....	46

CHAPITRE II : MODELISATION NUMERIQUE DE PROPAGATION D'UNE FISSURE DANS UN BARRAGE EN BETON PAR APPROCHE DE CHAMP DE PHASE HYBRIDE

II.1	Schéma des domaines du problème.....	55
II.2	Représentation diffuse d'une fissure en $x = 0$ pour différents paramètres de longueur. Notez le profil de pointe de qui est typique pour le modèle de champ de phase du second ordre.....	56
II.3	Interface du code de calcul COMSOL Multiphysics.....	67
II.4	Exemple de maillage d'un modèle de barrage sous COMSOL Multiphysics.....	68
II.5	Schéma échelonné pour la résolution numérique du système EDP.....	70
II.6	(a) Géométrie et conditions aux limites de l'essai de la poutre entaillée. Les dimensions sont en mm. (b) Trajectoire de la fissure. (c) Évolution de la force appliquée par rapport à l'ouverture de la fissure.....	73
II.7	Configuration de l'essai classique de fendage de coin, avec éprouvette et dispositif de fendage selon Tschegg.....	74
II.8	Géométrie de l'essai fendage en coin avec les dimensions du bloc en mm.....	75
II.9	Trajectoire de la fissure. (a) Bloc d'une masse volumique du béton 175 kg/m ³ . (b) Bloc d'une masse volumique du béton 250 kg/m ³	76
II.10	Courbe de la force appliquée en fonction l'ouverture de fissure. (a) Bloc d'une masse volumique du béton 175 kg/m ³ . (b) Bloc d'une masse volumique du béton 250 kg/m ³	77

II.11	Éprouvette entaillée avec trou. (a) Configuration expérimentale (Ambati et al., 2015a). (b) Géométrie et conditions aux limites, les dimensions sont en mm. (c) Maillage de la structure.....	82
II.12	Trajectoires de fissures. (a) Spécimen fissuré lors d'un test expérimental (Ambati et al. 2015a). (b) Trajectoire de fissure numérique.....	82
II.13	Evolution de la force de réaction en fonction du déplacement imposé.....	83
II.14	Trajectoires de fissures pour différents paramètres d'échelle de longueur. (a) $l_0 = 0.1mm$. (b) $l_0 = 0.15mm$. (c) $l_0 = 0.20mm$. (d) $l_0 = 0.25mm$	84
II.15	Courbe de la force de réaction en fonction du déplacement imposé pour différents paramètres d'échelle de longueur.....	84
II.16	Géométrie et conditions aux limites d'une éprouvette rectangulaire pré-fissurée. Les dimensions sont en mm.....	85
II.17	Trajectoire finale de la fissure. (a) Résultat final de l'essai expérimental rapporté par Ramulu et Kobayashi (Ramulu et Kobayashi, 1985). (b) résultat numérique du présent modèle.....	86
II.18	Trajectoire de la fissure prédite pour $G_c = 0.5 \text{ J/m}^2$	87

**CHAPITRE III : VALIDATION DU MODELE NUMERIQUE DE PROPAGATION
D'UNE FISSURE PAR APPROCHE DE CHAMP HYBRIDE A GRANDE ECHELLE
DANS UN BARRAGE POIDS EN BETON**

III.1	Géométrie du barrage de Koyna.....	92
III.2	Trajectoires de fissures reportées dans des travaux antérieurs.....	93
III.3	Courbes de la hauteur de crue en fonction du déplacement de la crête	93
III.4	(a) Hauteur de la crue en fonction du déplacement à la crête pour le cas I avec $G_c=100 \text{ N/m}$. (b) Etat de trajectoire de la fissure à quatre pas de temps.....	96
III.5	(a) Hauteur de la crue en fonction du déplacement à la crête pour le cas II avec $G_c=100 \text{ N/m}$. (b) Etat de trajectoire de la fissure à la fin de la simulation.....	97
III.6	(a) Hauteur de la crue en fonction du déplacement à la crête pour le cas III avec $G_c=100 \text{ N/m}$. (b) Etat de trajectoire de la fissure à deux pas de temps.....	98
III.7	(a) Hauteur de la crue en fonction du déplacement à la crête pour le cas IV avec $G_c=100 \text{ N/m}$. (b) Etat de trajectoire de la fissure à huit pas de temps.....	98
III.8	(a) Hauteur de la crue en fonction du déplacement à la crête pour le cas I avec $G_c=200 \text{ N/m}$. (b) Etat de trajectoire de la fissure à quatre pas de temps.....	100
III.9	(a) Hauteur de la crue en fonction du déplacement à la crête pour le cas II avec $G_c=200 \text{ N/m}$. (b) Etat de trajectoire de la fissure à la fin de la simulation.....	101
III.10	(a) Hauteur de la crue en fonction du déplacement à la crête pour le cas III avec $G_c=200 \text{ N/m}$. (b) Etat de trajectoire de la fissure à deux pas de temps.....	102
III.11	(a) Hauteur de la crue en fonction du déplacement à la crête pour le cas IV avec $G_c=200 \text{ N/m}$. (b) Etat de trajectoire de la fissure à huit pas de temps.....	103
III.12	Séisme de Koyna le 11 décembre 1967 : (a) composante horizontale et (b) composante verticale.....	110
III.13	Géométrie du barrage de Koyna considérée.....	111

III.14	Déplacement horizontal à la crête du barrage.....	113
III.15	Déplacement horizontal à la crête du barrage.....	113

CHAPITRE IV : SIMULATION NUMERIQUE DE PROPAGATION DE FISSURES

DANS BETON MAIGRE TYPE BCR : CAS DU BARRAGE BENI HAROUN

IV.1	Vues en plan et aval du Barrage Beni Haroun (Photo. ANBT, année 2014)...	117
IV.2	Géométrie du barrage Beni Haroun (ANBT, 2002). (a) Coupe transversale. (b) Coupe longitudinale.....	122
IV.3	Forces appliquées au barrage Beni Haroun.....	125
IV.4	Evolution de l'endommagement du barrage Beni Haroun.....	126
IV.5	Enregistrement sismique de Mila le 07 Août 2020.....	127
IV.6	Evolution de l'endommagement du barrage Beni Haroun due au séisme Mila 2020.....	128
IV.7	Déplacement horizontal à la crête du barrage Beni Haroun.....	128

Liste des tableaux

CHAPITRE I : ETAT DE L'ART SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE ET HYDROMECHANIQUE DES BARRAGES POIDS	
I.1	Nombre des barrages selon ses usages..... 9
I.2	Nombre de barrages en BCR achevés dans cinq pays leaders..... 14
I.3	Teneur moyenne en liants (kg/m ³) de différent type de BCR..... 16
I.4	Valeurs indicatives de résistance du BCR..... 20
I.5	Classification et traitement des joints de construction pour différents types de BCR basés sur MMF..... 23
I.6	Facteurs déterministes de sécurité requis sans prise en compte explicite des incertitudes..... 40
CHAPITRE II : MODELISATION NUMERIQUE DE PROPAGATION D'UNE FISSURE DANS UN BARRAGE EN BETON PAR APPROCHE DE CHAMP DE PHASE HYBRIDE	
II.1	Propriétés des matériaux pour l'essai de fendage..... 75
II.2	Comparaison entre les charges critiques calculées et expérimentales pour différentes épaisseurs..... 78
CHAPITRE IV : SIMULATION NUMERIQUE DE PROPAGATION DE FISSURES DANS BETON MAIGRE TYPE BCR : CAS DU BARRAGE BENI HAROUN	
IV.1	Comparaison entre essais de laboratoire et essais in-situ..... 124

NOTATIONS ET SYMBOLES

c	$[ML^{-1}T^{-2}]$	Cohésion
d_a	$[L]$	Taille maximale des agrégats
e	$[L]$	Excentricité
E	$[ML^{-1}T^{-2}]$	Module d'élasticité ou de Young
E_w	$[ML^{-1}T^{-2}]$	Poids de l'eau
F_s	$[-]$	Facteur de sécurité
f_t	$[ML^{-1}T^{-2}]$	Contrainte de résistance à la traction
G_c	$[MT^{-2}]$	Taux de libération d'énergie critique de Griffith
H_e	$[L]$	Profondeur de l'eau
K_{Ic}	$[ML^{-0.5}T^{-2}]$	Facteur d'intensité de contrainte élastique
l_0	$[L]$	Paramètre d'échelle de longueur
L	$[L]$	Longueur du barrage
M_r	$[ML^2T^{-2}]$	Moment déstabilisateur
M_s	$[ML^2T^{-2}]$	Moment stabilisateur
N	$[MLT^{-2}]$	Force normale
P_{eh}	$[ML^{-1}T^{-2}]$	Pression hydrostatique horizontale
P_{ev}	$[ML^{-1}T^{-2}]$	Pression hydrostatique vertical
p_f	$[ML^{-1}T^{-2}]$	Pression du fluide
P_s	$[ML^{-1}T^{-2}]$	Poids propre de la structure
P_s	$[ML^{-1}T^{-2}]$	Charge des sédiments
P_{sp}	$[ML^{-1}T^{-2}]$	Sous pressions
S	$[ML^{-1}T^{-2}]$	Sous pression totale
T	$[\theta]$	Température
t	$[T]$	Temps
u	$[L]$	Déplacement
τ	$[ML^{-1}T^{-2}]$	Contrainte de cisaillement
σ_n	$[ML^{-1}T^{-2}]$	Contrainte normale effective
φ	$[-]$	Angle de frottement
τ_p	$[ML^{-1}T^{-2}]$	Résistance au cisaillement
σ_T	$[ML^{-1}T^{-2}]$	Contrainte de transition
$\sigma'_{s.c.s}$	$[ML^{-1}T^{-2}]$	Contrainte de résistance de référence
ψ	$[ML^2T^{-2}]$	Energie potentielle totale
ψ^d	$[ML^2T^{-2}]$	Libération d'énergie critique
ψ^e	$[ML^2T^{-2}]$	Energie élastique
ψ^s	$[ML^2T^{-2}]$	Energie externe
γ_l	$[L^2L^{-3}]$	Densité de surface de la fissure par unité de volume du solide
$\phi(x)$	$[-]$	Champ de phase

ε	[-]	Tenseur de déformation
λ	[ML ⁻¹ T ⁻²]	Premier coefficient de Lamé
μ	[ML ⁻¹ T ⁻²]	Second coefficient de Lamé
γ_w	[ML ⁻² T ⁻²]	Poids volumique de l'eau
σ_{28}	[ML ⁻¹ T ⁻²]	Contrainte à la rupture en compression du béton à 28 jours
ν	[-]	Coefficient de Poisson

LISTE DES ACRONYMES

ACI	:	American Concrete Institute
ALARP	:	As Low As Reasonably Possible
ANBT	:	Agence Nationale des Barrages et des Transferts
ANCOLD	:	Australian National Committee Of Large Dams
ASTM	:	American Society for Testing and Materials
BCR	:	Béton Compacté au Rouleau
BCREL	:	BCR à teneur élevée en liants
BCRFL	:	BCR à faible teneur en liants
BCRML	:	BCR à moyenne teneur en liants
BCV	:	Béton Conventionnel Vibré
CDA	:	Canadian Dam Association
CDM	:	Continuum Damage Mechanics
CDP	:	Concrete Damage Plasticity
CEE	:	Committee on Earthquake Engineering
CFBR	:	Comité Français des Barrages et Réservoirs
CGS	:	Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique
CIGB	:	Commission Internationale des Grands Barrages
CMOD	:	Crack Mouth Opening Displacement
CNS	:	Contrainte Normale Constante
CZM	:	Cohesive Zone Model
DEM	:	Discrete Element Method
EDP	:	Equations aux Dérivées Partielles
EPRI	:	Electric Power Research Institute
FERC	:	Federal Energy Regulatory Commission
GEVR	:	Grout-Enriched VibraTable RCC
HFE	:	Helmholtz Free Energy
ICOLD	:	International Committee Of Large Dams
IVRCC	:	Immersion Vibrated RCC
LEFM	:	Linear Elastic Fracture Mechanics
MEF	:	Méthode des Eléments Finis
MHU	:	Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme
MMF	:	Modified Maturity Factor
PDF	:	Fonctions de Densité de Probabilité
PFA	:	Pulverized Fly Ash
PFM	:	Phase-field Fracture Model
PHE	:	Plus Hautes Eaux
RCD	:	Roller Compacted in Dam
RFPA	:	Rock Failure Process Analysis
RN	:	Retenue Normale
RPA	:	Règles Parasismiques Algériennes

SFEM	:	Stochastic Finite Element Method
SIF	:	Stress Intensity Factor
SLM	:	Slope Layer Method
SPANCOLD	:	Spanish National Committee Of Large Dams
USACE	:	United States Army Corps of Engineers
USDI	:	United States Department of the Interior
XFEM	:	Extended Finite Element Method

Introduction Générale

Introduction Générale

Un barrage est une structure utilisée pour retenir l'eau dans un réservoir ou pour contrôler le débit d'une rivière. Les barrages en béton sont généralement conçus pour résister aux forces exercées par l'eau ainsi qu'aux tremblements de terre.

Les barrages permettent de stocker l'eau pendant les périodes de pluie ou de fonte des neiges, créant ainsi des réserves d'eau pour une utilisation ultérieure. Cela est essentiel pour la gestion des ressources hydriques, notamment l'approvisionnement en eau potable, l'irrigation des terres agricoles et la régulation des débits des cours d'eau pour prévenir les inondations en stockant temporairement l'eau pendant les périodes de fortes précipitations, ce qui permet de libérer l'eau de manière contrôlée, évitant ainsi des débordements catastrophiques.

Les sollicitations de charges peuvent être réparties sous forme de charges primaires, telles que le poids propre du barrage, sous-pressions, poussée hydrostatique, qui sont liées aux charges secondaires dues à la poussée des sédiments, des glaces, des vents et également la présence de charges thermiques. Ainsi, charges exceptionnelles qui résultent des crues et séismes.

Pendant des décennies, le béton a été l'un des principaux matériaux utilisés pour construire des structures importantes telles que des barrages. Cependant, après de nombreuses années d'utilisation, la structure en béton commence à se dégrader et à montrer des signes de détérioration sur la structure. L'inspection de ces structures est impérative pour évaluer leur état et planifier les activités de réparation si nécessaire. La principale méthode d'inspection a longtemps été entendue par les images. Cependant, cette approche introduit plusieurs problèmes, à savoir la complexité d'accès à certaines parties de la structure et la subjectivité des décisions. Ces difficultés rendent le processus d'exploitation long et sujet aux erreurs. Une nouvelle approche, plus numérique et automatisée, est donc nécessaire.

La modélisation des fissures est un aspect important de l'étude numérique du comportement mécanique de la structure. Ces dernières peuvent se former dans les barrages en raison de diverses contraintes mécaniques, des variations de température, des mouvements du sol et d'autres facteurs. Cette approche permet de comprendre comment les fissures peuvent affecter la stabilité et la durabilité de la structure et aide à prendre des décisions éclairées concernant la maintenance, les réparations ou les améliorations du barrage.

Nombreux modèles mathématiques ont été développés pour étudier le comportement

Introduction Générale

mécanique des barrages en béton basés sur la méthode des éléments finis, qui est considéré comme un outil puissant et une approche couramment utilisée pour étudier le comportement structurel des barrages, les équations d'équilibre des forces et des déformations sont discrétisées en un système d'équations matricielles à résoudre. Ces méthodes sont utilisées pour résoudre ce système et obtenir les déformations, les contraintes et les mouvements du barrage.

L'analyse mécanique des barrages par éléments finis permet de simuler le comportement du barrage sous différentes conditions de charge, d'optimiser sa conception et d'évaluer les risques.

La propagation des fissures dans un barrage en béton est un sujet crucial, car cela peut avoir des conséquences significatives sur la stabilité et la sécurité de la structure. La propagation des fissures dans un barrage en béton peut être causée par un certain nombre de facteurs, notamment des contraintes excessives, cela peut être causé par un certain nombre de facteurs, notamment une pression excessive de l'eau, un séisme ou une surcharge du barrage. Une fois qu'une fissure se forme dans un barrage en béton, elle peut se propager rapidement. Cela est dû au fait que le béton est un matériau poreux et que l'eau peut facilement s'infiltrer dans les fissures. L'eau peut ensuite provoquer la corrosion du béton et la fissuration s'aggraver.

La mécanique de la rupture à l'aide de logiciels d'analyse par éléments finis peut aider à prédire la propagation des fissures et à évaluer l'impact de différentes charges. Dans ce cadre, nous avons utilisé le logiciel COMSOL Multiphysics pour simuler la propagation des fissures dans un barrage en béton. Ce logiciel permet de modéliser avec précision les interactions entre les contraintes mécaniques, les déformations et la progression des fissures, en prenant en compte divers paramètres physiques et environnementaux. Grâce à cette approche, nous avons pu analyser l'évolution des fissures sous différentes conditions de charge et valider nos résultats par comparaison avec des données expérimentales et des études antérieures.

La modélisation de la fissuration à l'aide du champ de phase est une approche théorique et numérique avancée qui vise à comprendre la propagation des fissures et les changements de phase associés dans les matériaux de béton. Cette méthode combine des concepts de mécanique de la rupture, de thermodynamique et de mécanique des milieux

Introduction Générale

continus pour décrire les mécanismes de fissuration de manière plus détaillée. Elle repose sur l'idée de modéliser la fissure par un champ de phase, qui est une fonction qui prend une valeur de 0 dans la zone saine du matériau et une valeur de 1 dans la zone fracturée. Les équations du modèle décrivent l'évolution de la variable d'ordre en fonction des contraintes, des déformations, de l'énergie et d'autres paramètres pertinents. Ces équations intègrent des termes énergétiques et mécaniques pour modéliser la propagation des fissures. L'énergie de fissuration est une mesure de l'énergie nécessaire pour initier et propager une fissure dans le matériau, elle se propage lorsque l'énergie de fissuration nécessaire est atteinte. Bien que ce modèle soit un outil puissant qui permet de simuler la propagation des fissures dans le béton avec un haut niveau de précision, mais doit être validé à l'aide de données expérimentales pour confirmer leur pertinence et leur précision. Une fois validé, il peut être utilisé pour simuler différents scénarios de fissuration dans des structures en béton et améliorer la conception réduire le risque de rupture.

Ce travail est divisé en quatre chapitres dont le premier présente un état de l'art sur les barrages en béton, les différents types et le mode de construction. De plus, nous étalons les différents types des charges appliquées aux barrage poids et les critères de stabilité de la structure. Enfin, les modèles de calcul numérique de la formation de fissures et ses applications dans le domaine des barrages en béton sont discutés.

La caractérisation des phénomènes mécaniques correspondants fait l'objet de la mécanique de la rupture. D'un point de vue technique, une approche macroscopique est suffisante dans de nombreux cas. La mécanique des milieux continus s'est avérée être un outil efficace pour les approches macroscopiques et microscopiques. À partir de ce développement, des critères de fissure et des concepts permettant de prédire le comportement des fissures peuvent être dérivés. Les performances du nouveau modèle sont évaluées et validées à l'aide d'expériences dont les données expérimentales sont disponibles dans la littérature.

Le troisième chapitre a traité la capacité du modèle de champ de phase présenté dans le chapitre précédent à simuler la propagation de fissures dans de grandes structures telles que des barrages, en l'occurrence le barrage de Koyna dans le Maharashtra, en Inde, qui est en service depuis 1963. A partir de ce constat, on peut déduire des paramètres influençant la propagation des fissures et le comportement général de la structure.

Le quatrième chapitre s'est concentré sur le comportement mécanique d'un barrage-

Introduction Générale

poids en exploitation, en l'occurrence le barrage de Béni Haroun, ouvrage en exploitation depuis une vingtaine d'années. Cette évaluation s'appuie sur les différents paramètres et données d'auscultation.

Les résultats des travaux sont accompagnés de suggestions et d'approches pour des recherches futures, ainsi que d'un certain nombre de recommandations à la fin de la conclusion générale.

Chapitre I

*Etat de l'art sur le
comportement mécanique et
hydromécanique des barrages
poids*

Introduction

Les barrages sont des structures importantes qui servent à la production d'électricité, à l'alimentation en eau potable, au contrôle des inondations, à l'irrigation, aux loisirs et à d'autres buts ou destination tout en tenant en compte les considérations environnementales et économiques, et doivent être conçus en toute sécurité. Cependant, le réservoir de stockage créé par un barrage présente un danger potentiel pour les habitants et les biens situés à l'aval en cas d'un endommagement dû aux inondations extrêmes ou des tremblements de terre à intensité exceptionnelle. La surface inondable menacée en cas de rupture non contrôlée d'un barrage peut être étendue. Statistiquement, les ruptures de barrages ont été beaucoup moins nombreuses que celles d'autres types de structures. Dans de tels cas, de nombreuses pertes humaines, matérielles et économiques peuvent être engendrées.

La section du barrage-poids en béton est approximativement de forme triangulaire, communément connue par le profil théorique, avec son sommet et une largeur maximale à la base. La section est dimensionnée de sorte qu'il résiste aux diverses forces qui agissent sur lui par son propre poids. Le parement (face amont) est souvent vertical ou légèrement incliné entre 0 à 0,0 : 1. Le parement aval (face aval) est incliné entre 0,7 : 1 à 0,8 : 1.

La stabilité d'un barrage est un facteur primordial pour arrêter sur sa faisabilité, pour cela il faut tenir en compte tous les facteurs qui influent sur la stabilité des barrages avec précisions pour ne pas avoir un constat grave à la suite, parmi ces facteurs ; on compte les sous pressions, ce dernier porte un grand souci aux chercheurs puisque ces forces sont invisibles et difficiles de les quantifiées d'une façon exacte ou proche de la réalité.

Les barrages peuvent être divisés en deux catégories selon le type de matériau de construction : à savoir les barrages en béton et en remblai. Les barrages en béton peuvent en outre être classés en fonction de leurs conceptions, à savoir les barrages poids, les barrages voûtes et les barrages à contrefort en béton. D'autre part, les barrages homogènes, à noyau rechargé de part et d'autre par des recharges plus perméables (alluvions ou enrochements), et en enrochement revêtus de béton constituent les barrages en remblai.

Dans ce chapitre, un état d'art sur l'histoire de construction des barrages et les types de barrages-poids en béton sera présenté. Ensuite, nous étalerons les différents types des charges appliquées aux barrages poids et les critères de stabilité de la structure. À la fin, les modèles de calcul numérique de fissuration seront abordés.

I.1. Histoire des barrages

Le premier barrage construit dans l'histoire est connu sous le nom de Jawa situé en Jordanie, a été conçu vers 3000 avant JC. Le barrage était à cette époque un exploit architectural. Le barrage mesurait 5 mètres de haut, 25 mètres de long, avec une base de 5 mètres. La capacité du réservoir était environ 28000 mètres cubes. Le barrage Jawa est sans doute le site archéologique le plus important de l'histoire des structures hydrauliques à grande échelle ([Ashraf et al., 2007](#)).

Environ 400 ans après la construction du barrage de Jawa, les Égyptiens ont construit Sadd el- Kafara, ou barrage des païens, le plus susceptible pour fournir de l'eau aux carrières locales à l'extérieur du Caire plutôt que pour l'irrigation. Il a fallu 10 ans pour construire un barrage en maçonnerie, d'environ 11 mètres de hauteur, 105 mètres de longeurs avec une base de 80 mètres. En se basant sur l'historique de pluviométrie, sa capacité a été estimée à 0.5 millions de mètres cubes. ([Biswas, 1967](#); [Fekri, 2011](#))

Les Romains, très réputés pour leurs progrès en hydraulique, étaient productifs dans la construction de barrages à la hauteur de l'empire, notamment les barrages de Subiaco ([Smith, 1970](#); [Trevor Hodge, 2000](#)), qui ont été construits vers 60 après JC, pour créer un lac de loisirs pour l'empereur Néron. Les barrages de Subiaco étaient une série de trois barrages poids sur la rivière Aniene à Subiaco, en Italie, dont le plus grand mesurait environ 50 mètres de hauteur, il était le plus haut barrage au monde avant sa destruction en 1305. ([Hansen, 1983](#))

Les barrages modernes sont souvent construits pour fournir de l'énergie hydroélectrique. Le barrage Hoover, un barrage à voûte en béton construit dans le Black Canyon du Colorado en 1936, retient le lac Mead, mesure 220 mètres de haut et a une capacité de réservoir de 35,200 Milliards de mètre cubes. Il fournit également quatre milliards de kilowattheures d'énergie hydroélectrique - assez pour répondre aux besoins électriques privés et publics de plus de huit millions de personnes au Nevada, en Arizona et en Californie par année.

Autrefois, le plus haut barrage du monde, le barrage Hoover a perdu son titre contre le barrage de Mauvoisin situé en Suisse, d'environ 250 mètres de haut, en 1957. Aux États-Unis, le barrage d'Oroville en Californie est maintenant le plus haut à 235 mètres de haut.

I.2. Barrages poids en béton

Un barrage poids, est une large digue en béton qui résiste par sa géométrie aux différentes forces agissantes sur la digue. Ils sont construits sur un site où il y a une fondation rocheuse de bonne qualité pour supporter le poids du barrage (Degoutte, 2002), contrairement au barrage voûte, où les forces sont transmises aux rives, ils sont recommandés pour les vallées étroites (Fernandes et Azevedo, 2012; Oliveira et al., 2022; Pedro, 1999), et nécessitent des rives d'excellente qualité (Jansen, 1988; Novak et al., 2007).

Selon la définition de la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB), un barrage d'une hauteur supérieure à 15 mètres, des fondations les plus basses à la crête, ou barrage dont la hauteur est comprise entre 5 et 15 mètres retenant plus de 3 millions de mètres cubes d'eau est considéré comme un grand barrage (CIGB, 2000). On peut construire un barrage à usage unique ou à multiples rôles. Aujourd'hui, CIGB enregistre dans sa base de données environ 55200 grands barrages, dont 28791 à usage unique et 26409 à usages multiples. Le tableau I.1 résume les nombres de barrages selon leurs rôles. La figure I.1 montre l'histogramme des nombres de barrages selon ses usages, la figure I.2 et I.3 représentent la répartition d'objectifs pour chaque type de barrages à usage unique et à usages multiples respectivement. On remarque que l'irrigation est la plus dominante pour les deux types de fonction des barrages.

Tableau I.1 : Nombre des barrages selon ses usages (<https://www.icold-cigb.org/>)

Symbole	Description du rôle	Barrage avec ce	Barrage à rôles multiples
		seul rôle	avec ce rôle
C	Contrôle des crues	2539	4911
P	Pisciculture	42	1487
H	Hydroélectrique	6115	4135
I	Irrigation	13580	6278
N	Navigation	96	579
L	Loisirs	1361	3035
A	Approvisionnement en eau	3376	4587
S	Stériles	103	12
X	Autres	1579	1385
		28791	26409

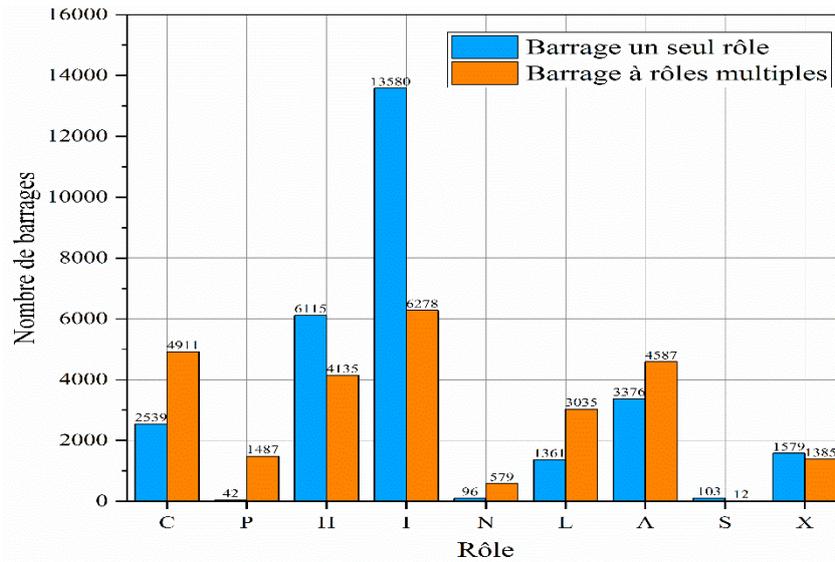


Figure I.1 : Répartition des nombres des barrages selon ses usages (CIGB, 2000)

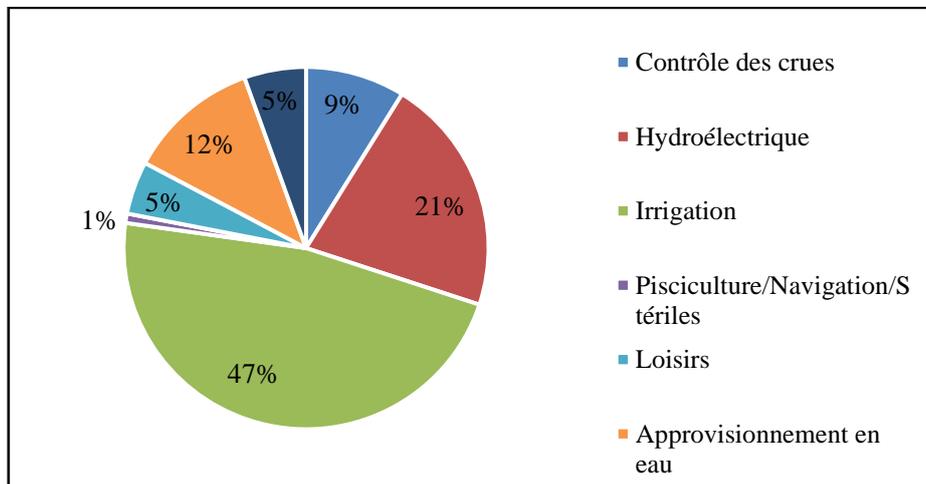


Figure I.2 : Répartition des objectifs pour les barrages à usage unique (CIGB, 2000)

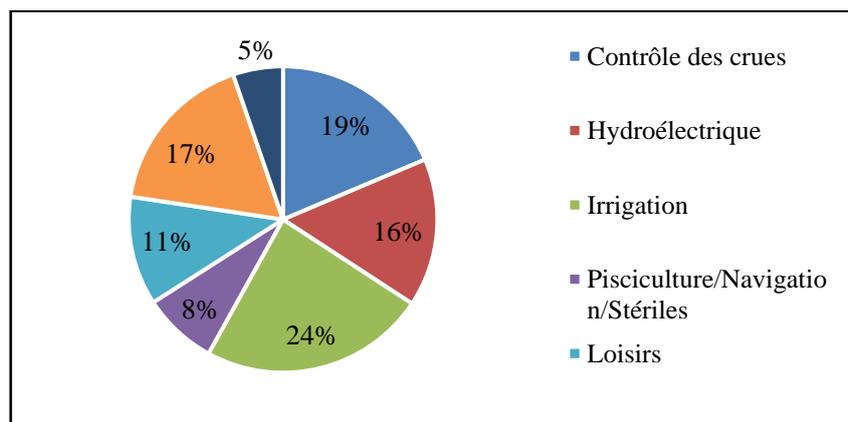


Figure I.3 : Répartition des objectifs pour les barrages à usage multiples (CIGB, 2000)

Les barrages poids en béton représente environ 14 % des barrages enregistrés (CIGB, 2000), en vue de plan, la plupart du temps, ces barrages sont droits, et peuvent être très hauts, jusqu'à 285 m (Barrage de la Grande Dixence) (Park, 1980; Schleiss et Pougatsch, 2020).

La section transversale typique d'un barrage poids est un triangle et la largeur de la base est, normalement, 80% de la hauteur, (Schleiss et Pougatsch, 2020).

La technique des barrages poids en Béton Conventionnel Vibré (BCV) s'est apparue en début de la deuxième décennie du XX^e siècle. Elle a donné naissance à un très grand nombre de barrages dans le monde. Elle met en œuvre des bétons de granulométrie grossière (jusqu'à 80 mm) et des dosages en ciment de l'ordre de 200 à 250 Kg/m³. Afin d'éviter les fissurations causées par la réaction exothermique produite lors l'augmentation de la température du béton pendant son durcissement, des plots de dimensions courantes 15x15m sont à réaliser, nécessitant de nombreux joints de contraction, transversaux et longitudinaux. (Degoutte, 2002).

Or, cette technique exige une importante main d'œuvre, ce qui rend le projet très coûteux. Cela a conduit à développer une nouvelle technique moins coûteuse avec une cadence de réalisation plus élevée. (Novak et al., 2007).

L'intérêt d'améliorer la technique de construction des barrages a fait l'objet d'inventer la technique du Béton Compacté au rouleau (BCR), qui consiste à mettre en place un béton maigre avec faible teneur en eau en couches horizontales, en utilisant des rouleaux vibrants lourds et transport par camion (CIGB, 2003).

Le béton des barrages est caractérisé par (Tanchev, 2014):

- Densité et résistance satisfaisantes ;
- Durabilité ;
- Faible changement thermique de volume ;
- Résistance à la fissuration ;
- Faible perméabilité ;
- Maniabilité ;
- Economie.

Par exemple, l'imperméabilité, la durabilité et la résistance sont directement liées au mélange de béton dense et bien composé. De la même manière, des relations indirectes peuvent être établies entre les autres caractéristiques.

Depuis le début du XXe siècle, des chercheurs ont réalisés des progrès considérables sur la technologie de construction du béton des barrages ainsi que leur mise en œuvre en assurant la sécurité et l'aspect économique.

I.3. Barrage BCR

Une telle tendance a été un défi pour les constructeurs de barrages en béton de réfléchir aux possibilités de rationalisation des méthodes de construction des barrages poids. L'obstacle le plus important à l'accélération et à la réduction des coûts de construction de ces importantes structures a été les joints entre les blocs individuels de béton de masse. C'est ainsi qu'est née l'idée d'utiliser des installations et des équipements hautement productifs pour l'exécution des travaux de terrassement, la technologie BCR a été développée en combinant la mise en place économique et rapide résultant d'un haut degré de mécanisation avec la résistance et la durabilité du béton. (USDI, 2006).

En général, la technique BCR utilise un mélange de béton à faible humidité, un béton moins dosé de l'ordre 70 à 150 kg/m³ pour éviter la chaleur d'hydratation, avec affaissement nul dans son état non durci (Mihoubi, 1994; Surahyo, 2019). En outre, la technique BCR exige une bonne qualité des agrégats en pourcentage plus élevé que celle en BCV, teneur en eau faible et l'emploi d'adjuvants cimentaires (pouzzolanes, cendre volante).

Le béton compacté au rouleau contient les mêmes constituants de base que le béton de masse : liant, eau, sable, granulats minéraux et éventuellement adjuvants. Comme granulats, on utilise des gravillons avec un grain maximum de 80 mm (deux fois moins que la pratique habituelle pour le béton de masse, afin de réduire les problèmes de ségrégation). La recommandation initiale de l'ACI (*l'American Concrete Institute*) était d'utiliser une granulométrie maximale de 76 mm, mais la tendance actuelle est d'utiliser une granulométrie maximale plus fine de 38 à 50 mm.

La granulométrie et les propriétés du sable jouent un rôle particulièrement important dans l'obtention d'un béton compacté au rouleau de haute qualité, dont dépendent les quantités minimales requises de matériau cimentaire et d'eau, au moyen desquelles on obtiendrait une

impermeabilité et une densité maximales à l'eau ainsi qu'une résistance élevée. En règle générale, environ 50 % de tous les agrégats de la gradation doivent être plus fins que 9,5 mm et 35 à 45 % doivent être du sable (plus fin que 4,75 mm). (Nawy, 2008; Ernest K Schrader, 2004).

Le mélange est généralement placé dans une série de couches horizontales de 30 cm d'épaisseur, chaque couche étant compactée par roulement et doit supporter les équipements lourds tout en étant compacté, généralement un rouleau vibrant de 10 tonnes. Les propriétés du BCR durci peuvent être similaires à celles du béton de masse vibrant conventionnel, mais peuvent également être conçues avec des propriétés durcies en dehors de la plage typique du béton placé traditionnellement (CIGB, 2003).

Le faible dosage en ciment nous donne possibilité d'optimiser la résistance du béton à 90 jours de l'ordre 10 MPa. Le BCR permet également de réduire le nombre de joints au sein du barrage, qui sont employés chaque 15 m dans toutes les directions dans le BCV et seulement chaque 30 à 45 m d'amont-aval sont employés en BCR. (Schauner, 2020).

Une autre variante des barrages BCR utilisée en Japon. Ce type de béton diffère du béton compacté au rouleau utilisé dans d'autres pays. Il est assez différent d'eux et sont appelés béton de barrages compactés au rouleau *Roller Compacted in Dam* (RCD). Ce béton est mis en place en couches d'environ 30 cm, mais le compactage se fait par tranches jusqu'à 100 cm, tandis que les joints sont taillés de l'amont vers l'aval du barrage. La face amont est recouverte d'une couche de béton conventionnel de 2 à 3 m d'épaisseur, munie de joints, c'est-à-dire de waterstops, et de drains à tous les joints. La quantité de matériau cimentaire varie de 120 à 130 kg/m³, dont 20 à 30 % de pouzzolane ou cendres volantes pulvérisées *Pulverized Fly Ash (PFA)*. Les barrages de Shimajigawa, Tamagawa, Origawa, Ueno et Takizawa en sont des exemples typiques (Nagataki et al., 2008; Tanchev, 2014).

Après des ajustements des concepts généraux de BCR au cours des années 1990, le nombre de barrages BCR achevés a commencé d'augmenter de manière significative. Les principaux pays dans la construction de barrages en BCR sont la Chine, le Brésil, le Japon, les États-Unis et l'Espagne, et représentent ensemble environ 60 % de tous les barrages en BCR construits (Broucek et Satrapa, 2020). Le tableau I.2 résume le nombre des barrages BCR réalisés dans les cinq pays su-cités.

Tableau I.2 : Nombre de barrages en BCR achevés dans cinq pays leaders (Dunstan, 2012)

Année	Chine	Etats-Unis	Japon	Espagne	Brésil
2019	209	57	61	29	144
2012	165	48	48	28	51
2006	83	44	39	25	44
2000	48	26	34	25	37
1994	20	12	25	20	19

Un rapport mortier/pâte élevé est nécessaire pour remplir tout l'espace entre les grains de l'agrégat minéral, pour lequel il est nécessaire d'utiliser une plus grande quantité de sable, par rapport au béton conventionnel. Pour une valeur optimale de ce rapport, on obtient une masse volumique maximale du matériau qui, parfois, atteint également les valeurs les plus élevées possibles du béton conventionnel, car il présente un pourcentage inférieur de vides libres (Berga, 2018; Lackner et Mang, 2004; Schrader et Namikas, 1988; Serafim, 1988; Sterenberg, 1992).

De nombreux ingénieurs, décrivant les types de BCR, au lieu de "contenu cimentaire", utilisent les termes "pâte élevée" et "pâte faible" (Schauner, 2020).

Les fissures dans un barrage-poids BCR peuvent ne pas avoir été causées uniquement par des contraintes de traction induites par la chaleur. Dans certains cas, les mouvements horizontaux induits par le réservoir dans la fondation ou les tassements différentiels dans une fondation non rocheuse ou rocheuse à faible module ainsi que le retrait du béton dû à la perte d'eau peuvent avoir contribué à la fissuration.

D'une manière générale, la résistance à la compression du béton compacté au rouleau est proche de celle du béton conventionnel. La résistance aux efforts de traction est similaire. Si une bonne adhérence est assurée entre les couches horizontales, pour lesquelles une condition requise est qu'il ne s'écoule pas plus de huit heures entre les applications de deux couches adjacentes, il est alors possible d'obtenir une bonne imperméabilité à l'eau des joints. En général, le béton compacté au rouleau a une perméabilité à l'eau un peu plus élevée par rapport au béton conventionnel. S'il s'écoule, un laps de temps plus long entre la pose de deux couches consécutives, alors entre l'ancienne et la nouvelle couche, il est nécessaire de déposer une couche de mortier de 2 cm d'épaisseur, qui assurera une bonne adhérence (Tanchev, 2014).

I.3.1 Types de barrages en BCR et applications

En principe, deux approches principales sont appliquées pour les barrages en BCR (Schauner, 2020):

- Une approche qui repose sur l'imperméabilité du BCR et des joints entre couches ;
- Une approche qui repose sur une barrière imperméable indépendante, qui est généralement placée sur la face amont de la structure du barrage.

Certains barrages en BCR ont combiné les approches citées ci-dessus, tandis que d'autres ont été conçus sans élément imperméable distinct, mais avec une quantité tolérable d'infiltrations. Un nombre croissant des nouveaux barrages en BCR sont également conçus avec une zone BCR imperméable en amont, qui présente des niveaux plus élevés de résistance à la traction et de cohésion dans les joints, ainsi qu'une zone interne et aval ayant une résistance réduite et aucune exigence d'étanchéité plus importante (Choi et Groom, 2001; Nawy, 2008; Oberholtzer et al., 1988).

En termes de formulation du mélange, la pratique générale du BCR peut être divisée en trois catégories principales basées sur la teneur en liants ou matériaux cimentaires (ciment Portland et adjuvants minéraux ou ajouts cimentaires), comme suit (Ortega, 2012; Schauner, 2020):

- BCR à faible teneur en liants (BCRFL) : teneur en ciment $<100 \text{ kg/m}^3$;
- BCR à moyenne teneur en liants (BCRML) : teneur en ciment > 100 et $<150 \text{ kg/m}^3$;
- BCR à teneur élevée en liants (BCREL) : teneur en ciment $>150 \text{ kg/m}^3$.

Les teneurs moyennes en liants de différent type de béton compactés au rouleau couramment utilisées pour la construction de barrages en BCR sont présentées au Tableau I.3 ci-dessous (Dunstan et Conrad, 2015; Schauner, 2020).

Tableau I.3 : Teneur moyenne en liants (kg/m^3) de différent type de BCR (Dunstan et Conrad, 2015; Schauner, 2020).

Constituants		Types de BCR			
		BCRFL	BCRML	RCD	BCREL
Ciment Portland	[C]	72	80	87	87
Ajouts cimentaires	[AC]	9	37	35	108
Eau	[E]	122	116	96	111
Paramètre					
Liants	[L]= [C+AC]	81	117	122	195
Rapport Eau-Liants	[E/L]= [E/C+AC]	1.51	0.99	0.79	0.57

Il est important de reconnaître que la catégorie BCREL est la plus commune des catégories ci-dessus, en termes de nombre de barrages construits à ce jour ; elle pourrait donc être considérée comme une approche « principale ». Ce type de BCR a connu un développement important au fil des ans et sa forme la plus évoluée est décrite comme le barrage tout en BCR, « all-RCC » selon le terme anglais en usage, ou BCR super-retardé à maniabilité élevée (Ortega, 2012).

Il convient de noter que le BCR « à teneur élevée en liant » était auparavant appelé « BCR à pâte riche », tandis que le BCR à « faible teneur en liant » était appelé « BCR à pâte maigre ». Dans un développement récent, les BCRFL et BCRML bien conçus peuvent avoir une apparence très similaire à un BCR à pâte riche, la pâte produite à partir de matériaux cimentaires et d'eau étant complétée par des fines non plastiques (particules <75 microns) (Ortega et Spancold, 2014).

Dans le cas de la variante typique japonaise RCD, la structure du barrage final est similaire à celle d'un barrage en béton traditionnel, avec des monolithes (plots) de 15 m de largeur formés en coupant des joints dans le BCR déjà mis en place. Le béton compacté au rouleau est placé comme un noyau entre deux épaisseurs importantes de parement en béton de masse conventionnel (BCV) mis en place en couches minces et compactées en levées d'un mètre. Le BCV de parement a pour objectif d'assurer la durabilité et la résistance de la surface, toutefois, le matériau RCD contient généralement 30% de cendres volantes et est considéré comme ayant une perméabilité équivalente au BCV (Schauner, 2020).

I.3.2 Principaux avantages

Les techniques de construction d'un barrage BCR sont relativement économiques par rapport au béton conventionnel et barrages en remblai en raison des facteurs suivants (Tanchev, 2014):

a- Coûts : Historique des coûts de construction des barrages BCR et les barrages en béton classiques montrent que le coût unitaire par mètre cube de BCR est considérablement moins que le béton classique. Les coûts approximatifs de BCR vont de 25 à 50 % pour cent de moins que le béton classique placé. La différence de pourcentage dépend généralement sur le coût de granulats, cimentation, la complexité de mise en place, les quantités totales de béton placés et le temps de construction.

b. Construction rapide : Techniques rapides de construction (par rapport à ceux pour le béton et barrages en remblai) et les quantités de matériaux réduites (en comparaison avec ceux des barrages en remblai) compte pour les grandes économies de coûts dans les barrages en BCR. Le processus de construction du BCR encourage un placement continu de matériau à proximité, ce qui rend les taux de production très élevés. Ces taux de production diminuent considérablement la période de construction d'un barrage. En comparaison avec les barrages en remblais ou en béton classiques, le temps de la construction de grands projets BCR peut être réduit de plusieurs mois voire à plusieurs années dans le cas de cadence de production élevée de fabrication du béton. Autres avantages de construction rapide comprennent une réduction des coûts d'administration. Fondamentalement, la construction BCR offre des avantages économiques indéniables dans tous les aspects de la construction de barrages (Mihoubi, 1994).

c. Intégration de déversoir et ouvrages annexes : Comme pour les barrages en béton classique, les déversoirs pour les barrages en BCR peuvent être directement incorporés dans la structure. En revanche, le déversoir pour un barrage en remblai est normalement réalisé en une butée à une extrémité du barrage ou sur une selle naturelle à proximité. Un barrage en remblai avec un évacuateur de crues est généralement plus coûteux que le barrage BCR comparable à un déversoir intégré dans le corps de barrage.

I.3.3 Conception des barrages BCR

Un critère spécifique pour la conception du barrage devrait être de permettre le maintien d'une cadence maximale de mise en place du BCR, avec le moins d'interruptions possible, comme la préparation de joints de reprise froids et chauds, béton du parement, traitement des reprises par épandage de mortier, coffrage complexe, galeries, drains réalisées

par réservations, conduites et éléments incorporés dans le béton, équipements d'auscultation noyés dans le béton, et autres éléments qui perturbent la mise en place du BCR.

La conception d'un barrage en BCR est généralement finalisée par la réalisation d'une planche d'essai au début de la phase de construction, au moyen de l'équipement et des matériaux. Cet exercice et les essais subséquents servent à confirmer la possibilité de respecter les principaux paramètres de conception suivant les conditions réelles de construction. Sur la base des conclusions de la planche d'essai, la méthodologie finale de construction et les processus seront définis ou approuvés pour garantir lors la construction du barrage le respect des paramètres-cibles de conception (Schauner, 2020).

Les essais pleine grandeur sont essentiels pour tous les barrages en BCR où les paramètres structurels et le lien entre les couches sont importants, et un retardateur de prise doit être utilisé.

L'imperméabilité et la durabilité des barrages en RCD sont assurées par une large section de BCV riche en ciment sur les faces amont et aval, avec seulement la zone centrale contenant une teneur en ciment plus faible qui est compactée au rouleau. Les plots adjacents sont séparés les uns des autres en coupant des joints à travers la section complète tous les 15 m. Par conséquent, les barrages poids RCD sont conçus comme des structures bidimensionnelles selon la même approche de conception appliquée aux barrages BCV et conséquemment les barrages RCD présentent les mêmes caractéristiques de performances que les barrages BCV (Schauner, 2020).

La performance des barrages en BCR modernes a été considérablement améliorée grâce à une augmentation générale de la maniabilité des formulations en BCR. Partant de la conception des formulations avec une tendance plus faible à la ségrégation, à l'utilisation d'adjuvants retardateurs pour prolonger le temps de prise initiale du BCR, à une meilleure compréhension de la maturité de la surface de la couche et à l'amélioration des processus de préparation de la surface de la couche.

Le comportement d'un barrage BCR dépendra presque entièrement du comportement des joints horizontaux entre les couches. Il est indispensable d'assurer qu'il n'y a pas de ségrégation lors de la mise en place et de l'épandage du BCR, qu'il y a un contact intime entre les deux couches et que l'énergie fournie par le rouleau vibrant soit suffisante pour transformer ce contact en une bonne liaison, le BCR se présentera comme une structure

monolithe ayant un comportement au moins égal à celui d'un barrage en béton classique.

En outre, les surfaces des joints doivent être parfaitement propres ; ce nettoyage est généralement effectué par aspiration ou par jet d'air. Toutefois, si aucun de ces moyens n'est disponible, le comportement du joint peut être moins satisfaisant. L'adhérence entre les couches de BCR résulte de deux mécanismes : la liaison par le liant (liaison chimique) et la pénétration des granulats de la nouvelle couche sous la surface de la couche précédemment mise en place. (CIGB, 2003).

La meilleure façon d'obtenir de bonnes performances d'un barrage en BCR est d'utiliser un équipement de construction moderne, des méthodes de mise en place rapide, une formulation de BCR bien conçue, des opérateurs suffisamment qualifiés et un personnel de construction expérimenté, ainsi que des programmes efficaces de contrôle de la qualité. Bien que les méthodes de construction doivent être conçues de manière à tenir compte de la taille de la structure à construire et du climat du site, il faut souligner que certains aspects des bonnes pratiques qui conviennent à une situation donnée peuvent ne pas être la bonne solution dans d'autres situations (Schauner, 2020; Tournier et al., 2019).

Les systèmes de parement "entièrement en BCR" avec du BCR enrichi au coulis vibré (GEVR *Grout-Enriched VibraTable RCC*), est un BCR spécialement formulé pour pouvoir être à la fois compacté et vibré (IVRCC *Immersion Vibrated RCC*) produisent régulièrement de bons résultats (Schauner, 2020).

I.3.4 Caractéristiques typiques de résistance du BCR

Le Tableau I.4 donne une indication générale des paramètres de résistance typiques qui peuvent être attendus pour différents types de BCR (Schauner, 2020):

Tableau I.4 : Valeurs indicatives de résistance du BCR (Schauner, 2020)

Résistance caractéristique à 365 jours (MPa)	Type BCR			
	BCRFL	BCRML	BCREL	RCD
Résistance à la compression				
Typique	12.5	17	23.5	17.3
Plage de valeurs	7.5 - 16	7.5 - 30	11 - 40	12 - 25
Résistance à la traction simple dans la masse				
Typique	0.6	0.9	1.5	-
Plage de valeurs	0.3 – 1.2	0.5 – 2.0	0.7 – 2.9	0.8 – 1.8
Résistance à la traction simple des joints				
Typique	0.4	0.65	1.1	-
Plage de valeurs	0.2 – 0.7	0.3 – 1.1	0.6 – 1.9	-
Cohésion des joints				
Typique	1.1	1.0	1.6	2.4
Plage de valeurs	0.7 – 1.4	0.6 – 1.6	0.8 – 4.0	1.5 – 4.0

Dans la conception préliminaire d'un barrage en BCR, une valeur de 45° est généralement considérée comme hypothèse pour l'angle de frottement interne pour la résistance au cisaillement des joints de reprise ou joint entre couches. Les tests ont démontré que l'angle de frottement sur tout type de surface de reprise entre couches est généralement égal à plus ou moins 1° à celui du BCR dans la masse (Schrader, 2012) et alors qu'une valeur de 45° est généralement une hypothèse initiale raisonnable pour les granulats de béton typiques, la valeur réelle de l'angle de frottement peut varier entre 30 et 60 selon le type et la nature des granulats utilisés. Il convient donc de préciser que la pratique moderne qui consiste en l'application de facteurs de sécurité inférieurs pour l'analyse de la stabilité au glissement (USACE, 1997) est fondée sur la disponibilité des paramètres de résistance au cisaillement réels et testés.

Comme c'est courant dans le domaine de l'ingénierie des barrages, le concepteur de barrages BCR doit être sûr que les hypothèses de conception sont réalisables avec les matériaux disponibles et avec les conditions de construction prévues sur le site du projet.

I.3.5 Liaison entre les couches

En raison de la méthode de mise en place par couche, la performance d'un barrage en BCR sera en grande partie déterminée par la performance respective de la liaison entre les couches réalisées (Schauner, 2020).

Alors que les caractéristiques importantes de la liaison entre les couches BCR successives sont la résistance au cisaillement horizontal, la perméabilité et la résistance à la traction verticale, l'importance de chacune varie selon le type de BCR, l'approche de conception et les méthodes de construction. Pour les grands barrages soumis à une sollicitation sismique importante par exemple, la résistance à la traction sera souvent le paramètre de conception critique, tandis que pour un barrage-poids plus petit, soumis uniquement à des charges hydrostatiques raisonnables, l'exigence principale concernant les caractéristiques de la liaison sera souvent une valeur de perméabilité faible (Schauner, 2020).

En principe, les caractéristiques de résistance au cisaillement et à la traction et la perméabilité du BCR observées dans la masse peuvent seulement être reproduites avec confiance à l'interface entre les couches lorsque les couches successives sont placées rapidement et typiquement avant la prise initiale de la couche réceptrice. Par la suite, à mesure que la surface de la couche réceptrice exposée mûrit, la capacité de créer la résistance à la traction et au cisaillement diminue et la perméabilité augmente progressivement. Il convient de noter que c'est l'état de maturité de la surface supérieure de la couche réceptrice qui détermine la liaison ultérieure avec la nouvelle couche placée au-dessus et cela peut différer des conditions de maturité de la majorité des couches inférieures. La perte de résistance au cisaillement et à la traction et d'imperméabilité (en particulier dans le cas du BCRFL) peut ensuite être restaurée par l'application d'un mélange de liaison (coulis, mortier ou béton), mais le niveau de bénéfice récupéré sera réduit selon l'augmentation de la maturité de la surface. Au-delà du temps de prise finale de la couche réceptrice et généralement après une période d'environ 2 jours, la résistance à la traction significative peut seulement être récupérée en venant exposer les granulats en surface (et l'application d'une couche de mortier de liaison si nécessaire, selon la méthodologie habituelle employée pour le béton de masse conventionnel). Il convient de noter qu'il a également été établi que l'application d'une couche de mortier de liaison n'augmentera pas nécessairement les performances du joint pour les formulations de BCREL à haute maniabilité (Berga, 2018; Dunstan et Ibánēz-De-Aldecoa, 2003).

Afin de définir les traitements nécessaires pour respecter les caractéristiques requises des liaisons entre couches, les joints sont généralement différenciés comme suit : “chaud”, “tiède” et “froid” (Dunstan et Conrad, 2015).

- Un joint est généralement défini comme « chaud » lorsque le BCR de la couche réceptrice est encore maniable (la prise initiale n'a pas démarré) au moment où la couche suivante est épandue ;
- Un joint est défini comme « froid » lorsque la surface de la couche réceptrice est jugée de telle sorte que peu ou pas de pénétration des granulats ne se produira pendant le compactage de la couche BCR suivante. En règle générale, cette condition se développera après la prise finale de la surface de la couche réceptrice BCR ;
- Un joint est généralement défini comme « tiède » lorsque son état se situe entre les deux états chauds et froid

Les joints de construction horizontaux entre les couches, inévitables en raison de la construction en couches, ont dès le début présenté un facteur déterminant pour l'ensemble du barrage en termes d'étanchéité, de résistance aux charges sismiques (résistance à la traction) et de réponse aux charges de cisaillement (stabilité au glissement). Bien qu'il soit composé de couches placées ultérieurement, la performance du barrage en BCR n'est pas différente de la structure monolithique tant que l'énergie de compactage appliquée assure l'interpénétration, qu'il n'y a pas de ségrégation des agrégats et que la couche est placée à un rythme tel que la surface de réception n'est pas réglage initial passé. Le non-respect de ces conditions entraîne des problèmes de performance des joints de construction et par conséquent de l'ensemble du barrage (Broucek et Satrapa, 2020).

Bien que le traitement des articulations puisse varier dans les détails, le concept fondamental basé sur le facteur de maturité modifié (*Modified Maturity Factor MMF*) devient largement accepté.

$$MMF = (T + 12).t \quad (I.1)$$

Où

- T : la température ambiante pendant l'exposition en °C
- t : le temps d'exposition en heures.

La valeur MMF classe les joints de construction en joints chauds, joints tièdes ou joints froids

joints froids (parfois la catégorie super-froide pour les interruptions de construction à long terme est utilisée) également en fonction du type BCR (teneur en ciment). Le tableau I.5 résume la classification de construction des joints selon le type de BCR. Dans la méthode RCD, tous les joints sont considérés et traités comme des joints froids (Broucek et Satrapa, 2020).

Tableau I.5 : Classification et traitement des joints de construction pour différents types de BCR basés sur MMF

Catégorie de joint	Joint chaud	Joint tiède	Joint froid
		BCRFL	
MMF (°C.heures)	<200	200-400	>400
Traitement	Camion aspirateur	Camion aspirateur	Nettoyage à l'eau
		BCRML	
MMF (°C.heures)	<400	400-800	>800
Traitement	Camion aspirateur	Eau à basse pression	Coupe verte
		BCREL	
MMF (°C.heures)	<500	500-1000	>1000
Traitement	Camion aspirateur	Brosse de route	Coupe verte

En ce qui concerne la liaison et le traitement des joints requis, tout ce qui peut s'appliquer à un ensemble bien particulier de paramètres relatifs à la chimie du ciment, au type et la finesse des pouzzolanes, au type et au dosage en adjuvant, aux conditions de vent et de soleil peut changer lorsque l'une de ces conditions change, ce qui se produira régulièrement. Par conséquent, les définitions de maturité développées pour distinguer les différentes conditions doivent être ajustées si nécessaire lorsque les conditions changent. En outre, les méthodes de pénétration utilisées pour mesurer le temps de prise d'un mortier écrêté (ASTM C403) peuvent donner des résultats substantiellement différents en laboratoire par rapport aux conditions de terrain. Typiquement, les temps de prise réels sur le terrain sont sensiblement inférieurs aux temps mesurés en laboratoire, bien que dans des conditions différentes, des temps de prise plus longs ont également été mesurés. Les spécifications de construction doivent en conséquence être mises au point toujours de manière à prendre en compte les variations attendues des conditions rencontrées sur le terrain. De manière réaliste, les indicateurs développés et spécifiés pour la détermination du traitement des joints de reprise doivent être considérés comme des recommandations, qui prévoient des ajustements appropriés (Schauner, 2020).

Les paramètres de résistance à la traction et au cisaillement obtenus in-situ pour les joints de reprise peuvent être obtenus par les essais suivants ([Sow, 2015](#)):

- Des essais de cisaillement direct, sous diverses charges de confinement, peuvent être effectués sur des blocs prélevés sur les planches d'essai réalisées à pleine grandeur ;
- Des carottes (minimum 150 mm (6 pouces)) peuvent être forées dans la planche d'essai pour réaliser des essais en laboratoire (y compris cisaillement sur surface inclinée) ;
- Les échantillons peuvent être sciés à partir de blocs d'essai en cisaillement à grande échelle puis testés en laboratoire.

Les essais sur des échantillons de BCR fabriqués en laboratoire doivent être utilisés en complément et non en remplacement des essais sur échantillons réalisés in situ.

Pour un ensemble donné de granulats, les essais ont démontré que l'angle de frottement sur la surface du joint est largement indépendant de la formulation du BCR, de la maturité de la couche ou de l'état de la surface. Inversement, l'angle de frottement résiduel peut être plus faible pour un BCREL que pour un BCRFL, tandis que des angles de frottement plus élevés peuvent être attendus pour le BCR et les surfaces de reprise lorsque le BCR est réalisé avec des granulats concassés plutôt qu'avec des matériaux alluviaux.

Les principaux facteurs affectant la résistance à la traction in situ de la liaison entre les couches de BCR peuvent être définis comme ([Schrader, 2012](#)) :

- La résistance ultime du BCR et la vitesse de développement de cette résistance ;
- Les propriétés du BCR frais (consistance, temps de prise, température de mise en place, etc.) ;
- Le degré de ségrégation au point d'épandage ;
- La maturité et le traitement de la surface de la couche et la cure appliquée ;
- La densité après compactage (devrait être supérieure à 96% et idéalement 99% de la masse volumique théorique sans air) ;
- L'épandage d'un mortier de liaison sur la couche (mais pas nécessairement dans les mélanges BCREL) ([Dunstan et Conrad, 2015](#)).

Le concept clé dans la construction de plots en béton de masse est que la couche suivante doit être placée avant que la couche précédente n'ait atteint sa prise initiale, ce qui conduit souvent à la pratique de placement "en marches d'escaliers" illustrée sur la Figure I.4.



Figure I.4 : Mise en place de couches de béton de masse dans un seul plot du barrage
Friant, Etats Unis 1942

De même, la méthode de mise en place par couches inclinées (*SLM Slope-Layer Method*) permet le placement de couches RCC successives dans le temps de prise initial en limitant efficacement la zone de placement de chaque couche, comme illustré dans la figure I.5. La méthode SLM de placement du RCC a été conçue lors de la construction du barrage de Jiangya à la fin de 1997 et adoptée à partir d'environ la mi-hauteur. Avec cette nouvelle méthode, les taux de placement ont considérablement augmenté et le projet a donc été mené à bien comme résultat direct de cette innovation. Depuis lors, la méthode des couches inclinées a été utilisée avec succès sur de nombreux autres barrages. La procédure initialement adoptée pour le barrage de Jiangya avait été de placer le RCC en blocs de 3 m de haut comme décrit ci-dessus. En supprimant la forme transversale et en plaçant les couches de BCR de 30 cm d'épaisseur sur une pente, dans une direction parallèle à l'axe du barrage, d'une culée à l'autre entre les faces amont et aval formées Figure I.6, les mêmes couches de 3 m pourrait être construit comme un processus continu sur l'ensemble du barrage sans avoir besoin de la forme transversale ([Berga, 2018](#); [Forbes, 2008](#); [Wagner, 2011](#)).



Figure I.5 : Mise en place du BCR en 10 couches inclinées de 300 mm pour construire une levée de 3 m au barrage de Muskat Falls, Canada

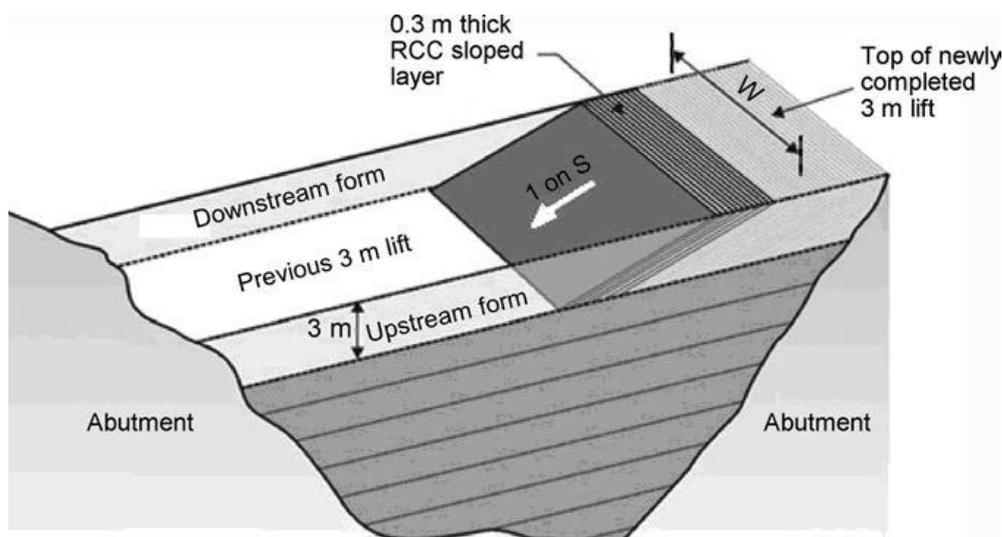


Figure I.6 : Présentation schématique de la méthode de la couche inclinée (Forbes, 2008)

Pour les barrages en BCR dont les couches sont placées en continu d'une rive à l'autre, toute la surface de la couche est exposée aux conditions climatiques ambiantes. Au début de la construction des barrages en BCR, les surfaces de reprise entre couches étaient essentiellement classées en fonction des limites d'exposition temps-température, ou "maturité" de la surface de reprise entre couches, et le temps de prise était déduit, mais non testé. Dans la construction moderne des barrages en BCR, l'utilisation d'adjuvants retardateurs de prise est une pratique courante, le temps de prise est mesuré et la maturité de la surface de reprises entre couches est surveillée de près (Forbes, 2008; Liu et al., 2015).

Il existe généralement trois types de reprises entre couches ([CIGB, 2003](#)):

- Une reprise fraîche de BCR qui n'a pas atteint la prise initiale (joint chaud),
- Une reprise qui a dépassé la prise initiale, mais qui est à ou juste après la prise finale (joint tiède)
- Une reprise sur surface durcie après que le BCR a atteint la prise finale (joint froid).

Dans certains cas, le joint froid peut être vieux de quelques heures ou de quelques jours. Dans d'autres, il peut être vieux de plusieurs mois, par exemple en raison d'une fermeture saisonnière pour cause de temps froid, ou en cas de déversement d'une section pendant les débits élevés de la rivière, il est alors appelé joint "super froid". Généralement, les exigences de préparation de la surface de la reprise entre couches augmentent avec le passage d'un joint chaud à un joint froid. Pour la meilleure performance d'une reprise entre couches, un joint chaud est souhaitable. Par conséquent, la meilleure situation est assurée lorsque la totalité du barrage, ou des blocs à l'intérieur d'un barrage sont placés en continu comme un monolithe unique entre les joints froids ([Chen, 2015](#); [Dolen, 2003](#)).

I.3.6 Joints de contraction

La fonction principale des joints verticaux de contraction (de retrait) est la maîtrise de la fissuration due aux variations de volume, au confinement causé par la fondation et aux irrégularités de la fondation.

Trois types de joints de contraction ont été utilisés dans les barrages BCR ([CIGB, 2003](#)):

- Joints de contraction traversant tout le barrage, constitués au moyen de dispositifs vibrants induisant des fissures dans le BCR, cette opération étant exécutée après son épandage ou son compactage - c'est le procédé le plus courant.
- Joints de contraction constitués au moyen de coffrages, de la même façon que dans les barrages en béton classique.
- Joints induits, dans lesquels seule une partie du joint est créée par coffrage, en général près des parements, la déformation d'origine thermique créant le reste du joint, si nécessaire.

Les barrages poids sont conçus de façon que chaque plot soit auto stable sans assistance des plots voisins. Dans un tel cas, les joints de contraction transversaux ne nécessitent pas

d'être injectés. Il en résulte que si une fissure verticale d'origine thermique se produit à travers un barrage-poids BCR (ou un barrage-poids en béton classique), elle ne présentera pas probablement un caractère important sur le plan structural, alors que cela peut être le contraire pour d'autres raisons. Cependant, les joints de contraction des barrages-voûtes sont normalement injectés en vue d'assurer un effet voûte. La nécessité de l'injection des joints doit donc être examinée pour chaque barrage (Belmokre *et al.*, 2019).

Le barrage Miel I (Colombie), de 188 m de hauteur, comprendra un joint longitudinal, dont l'emplacement a été déterminé au moyen d'un calcul tridimensionnel par la méthode des éléments finis (CIGB, 2003).

I.3.7 Critères de construction des barrages BCR

Lors de la conception et la construction des barrages, trois caractéristiques de fondation sont à tenir en compte à savoir : déformabilité, stabilité et perméabilité à l'eau. Ces dernières sont d'une importance cruciale dans le choix du site d'implantation de la structure.

La déformabilité varie considérablement d'une fondation à l'autre. Aussi bien dans les fondations meubles que dans les fondations rocheuses. Deux types de déformations apparaissent (Wang *et al.*, 2018; Zhao *et al.*, 2020):

1. Les déformations récupérables (déformation élastique) ;
2. Les déformations non récupérables (déformation plastique).

En ce qui concerne la relation entre la perméabilité à l'eau et la déformabilité, le sol et la roche diffèrent nettement. La différence est principalement due aux valeurs des modules d'élasticité, et la limite d'élasticité. De ce fait, l'ampleur des déformations entre les matériaux de la terre est plus grande.

La stabilité de la fondation, est sa capacité à résister aux charges externes causées par le barrage et le réservoir d'eau retenue, ainsi que les forces volumétriques – le poids propre et l'effet de la pression interstitielle.

Les barrages en béton transmettent des contraintes considérables sur les fondations, donc les exigences pour ce type de barrage sont plus rigoureuses.

I.4. Charges appliquées aux barrages de gravité en béton

Les premiers barrages gravitaires en béton, tels que Puentes (1791) et Grobois (1838), avaient une forme trapézoïdale (Chen, 2015; Grishin, 1983), tandis que théoriquement la section triangulaire s'est avérée la plus économique.

La section transversale finale du barrage est arrêtée sur la base d'un calcul de stabilité dans les états statique et dynamique, à l'échelle bidimensionnelle ou tridimensionnelle, en tenant en compte les forces appliquées.

On peut classer les charges appliquées comme principales, secondaires et exceptionnelles. Elle est en fonction de l'importance de la charge.

1. Les charges primaires : Elles s'appliquent pour tous les types des barrages et sont considérées d'importance majeure pour le dimensionnement des barrages, on compte :
 - Pression hydrostatique : c'est la force issue de la poussée de l'eau à l'amont, composée de deux composantes P_{eh} et P_{ev} qui représentent composantes horizontales et verticales respectivement.
 - Poids propre : elle est déterminée en fonction du poids propre du matériau de béton, P_p est appliquée au centre de gravité du barrage.
 - Sous pressions : P_{sp} elle est appliquée sur la base du barrage, et dirigée vers le haut, elle est due à la porosité du la roche, où l'eau peut s'infiltrer sous la base, au contact béton rocher, et crée une contrainte de traction qui peut être entraine une fissure et se propage vers l'aval (Novak et al., 2007).
2. Les charges secondaires sont généralement discrétionnaires et de moindre ampleur (par exemple, charge de sédiments) ou, alternativement, ne sont d'une importance majeure que pour certains types de barrages (par exemple, les effets thermiques à l'intérieur des barrages en béton).
 - Charge des sédiments : elle est due aux accumulations des limons, etc., qui génèrent une poussée horizontale, considérée comme une charge hydrostatique horizontale additionnelle P_s .

- Charge thermique : Il s'agit d'une force interne générée par des écarts de température associés aux changements des conditions ambiantes et à l'hydratation et au refroidissement du ciment.
- 3. Les charges exceptionnelles sont ainsi désignées sur la base d'une applicabilité générale limitée ou ayant une faible probabilité d'occurrence (par exemple, les effets tectoniques ou les charges d'inertie associées à l'activité sismique). (Novak et al., 2007).
- Force sismique : elle est représentée par des forces d'inertie oscillatoires horizontales et verticales générées sur le corps du barrage et au réservoir d'eau retenue.

En pratique, on essaye de garantir une faible pente de parement amont en raison de réduire les forces verticales additionnelles ainsi la largeur à la base.

I.5. Influence des sous pressions dans les barrages poids

Les sous pressions résultent de l'amont vers l'aval à l'interface entre le barrage et la fondation. Cette pression est présente dans les fissures, des pores, des articulations, et les coutures dans le matériau de béton et fondation. La sous pression est une force active qui doit être incluse dans l'analyse de la stabilité pour assurer l'adéquation structurelle. Ces pressions varient avec le temps et sont liées aux conditions aux limites et la perméabilité du matériau (Alliard et Léger, 2008). La sous pression est difficile à quantifier car elle ne peut être mesurée à un nombre limité de points et peut varier considérablement (Grenoble et al., 1995; Kanupriya et al., 2022; Kumar et al., 2018). Elles ont été la cause de plusieurs ruptures de barrage en raison de l'ignorance ou le mépris (Sivapriya et Sherin, 2022).

L'hypothèse de conception commune est que le soulèvement est linéairement décroissant de l'amont à des niveaux d'eau en aval en tenant compte de drainage et coulis rideaux en réduisant le soulèvement. (Ma et al., 2022) en tenant compte de drainage et coulis rideaux en réduisant le soulèvement.

Le *Bureau of Reclamation* suppose que lorsqu'une fissure se développe pendant un tremblement de terre, les sous pressions dans la fissure sont supposées nulles. Cette hypothèse est basée sur des études qui montrent l'ouverture d'une fissure pendant un tremblement de terre soulage des pressions internes d'eau. (Sivapriya et Sherin, 2022)

Dans tous les nombreux cas examinés dans les études (EPRI, 1992; Strassburger, 1988), un certain degré mesurable d'efficacité du drainage a été trouvé, et dans un bon nombre d'exemples, l'installation de drains a produit des avantages spectaculaires.

Des caissons drainants longitudinaux, parfois disposés en plusieurs rangées, étaient parfois utilisés dans les anciens barrages pour drainer la zone d'interface béton-rocher. Ils ont été construits en posant une ligne de ponceaux demi-rondes sur la roche de fondation juste avant le coulage de la première couche de béton, et ils ont été reliés à l'eau aval pour la libération de l'eau collectée (Ruggeri, 2004b).

La construction d'un tunnel de drainage dans la roche sous le barrage a également été signalée dans quelques cas (Masera *et al.*, 1995; Strassburger, 1988). Il peut s'agir d'une méthode très efficace mais relativement coûteuse pour drainer les formations rocheuses et réduire les sous-pressions.

Le taux de réponse au sous-pression est également un aspect important, car on prétend parfois qu'un barrage peut ne pas subir un soulèvement élevé pendant une inondation parce qu'elle a une durée si courte que la sous pression n'aura pas le temps de réagir avant que le niveau du réservoir ne revienne à valeurs normales. Cet aspect n'a été examiné en détail que dans l'étude (EPRI, 1992).

I.6. Comportement mécanique des joints

La stabilité des barrages en béton dépend de la présence de discontinuités rencontrées à différents niveaux (dans le corps du barrage, à l'interface barrage-fondation et dans le massif rocheux), mais aussi des propriétés mécaniques et géométriques de ces interfaces. Le comportement mécanique peut être étudié par des essais de cisaillement in situ, réalisés en isolant un bloc d'essai in situ ou plus généralement par des essais de cisaillement en laboratoire sur des échantillons de différentes tailles et prélevés à plusieurs endroits. Cette dernière méthode est préférée, car les essais de cisaillement in situ sont assez coûteux à réaliser et les conditions aux limites sont difficiles à contrôler. La plupart des essais de cisaillement réalisés antérieurement sont réalisés sur des joints sciés (Budi *et al.*, 2014; Gu *et al.*, 2003; Yang et Chiang, 2000), ou sur des répliques de mortier (Gentier *et al.*, 2000; Jing *et al.*, 1992).

Plusieurs auteurs ([Budi et al., 2014](#); [Fathi et al., 2016](#); [Yang et Chiang, 2000](#)) ont présenté des résultats d'essais de cisaillement direct dans des conditions de Contrainte Normale Constante (CNS), conduits sur différents types de joints et pour différents niveaux de rugosité. Ils ont conclu que lorsque la charge normale est augmentée, les contraintes de cisaillement maximales et résiduelles augmentent également, mais la dilatance diminue. Le type de roche et les matériaux utilisés pour fabriquer les répliques, ainsi que la rugosité du joint, jouent un rôle important dans le comportement au cisaillement des joints. Les chercheurs ont démontré un intérêt particulier pour les comportements maximaux et résiduels des discontinuités et ont développé une série de critères de résistance au cisaillement afin de prédire la résistance au cisaillement des joints, qui est considérée comme l'une des caractéristiques les plus importantes pour la conception des barrages.

I.6.1 Modèles de résistance au cisaillement des joints

I.6.1.1 Le modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Coulomb est le premier critère de résistance au cisaillement proposé au XVIIIe siècle. Il est basé sur l'étude du frottement entre deux surfaces planes. Coulomb a conclu que la contrainte de cisaillement est fonction à la fois de la contrainte normale appliquée à la surface du joint et de l'angle de frottement de base qui dépend du type de matériaux en contact. Ceci peut être exprimé par l'équation suivante ([El Merabi, 2018](#)):

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (\text{I.2})$$

Où τ est la contrainte de cisaillement, c cohésion, σ_n est la contrainte normale effective agissant sur la surface de glissement, et φ est l'angle de frottement.

Pour les surfaces planes et lisses, le modèle peut être plus précis si les propriétés maximales et résiduelles sont prises en compte Figure I.7. Alors :

$$\text{Résistance maximale au cisaillement : } \tau = c + \sigma_n \tan \varphi_p \quad (\text{I.3})$$

$$\text{Résistance résiduelle au cisaillement : } \tau = \sigma_n \tan \varphi_r \quad (\text{I.4})$$

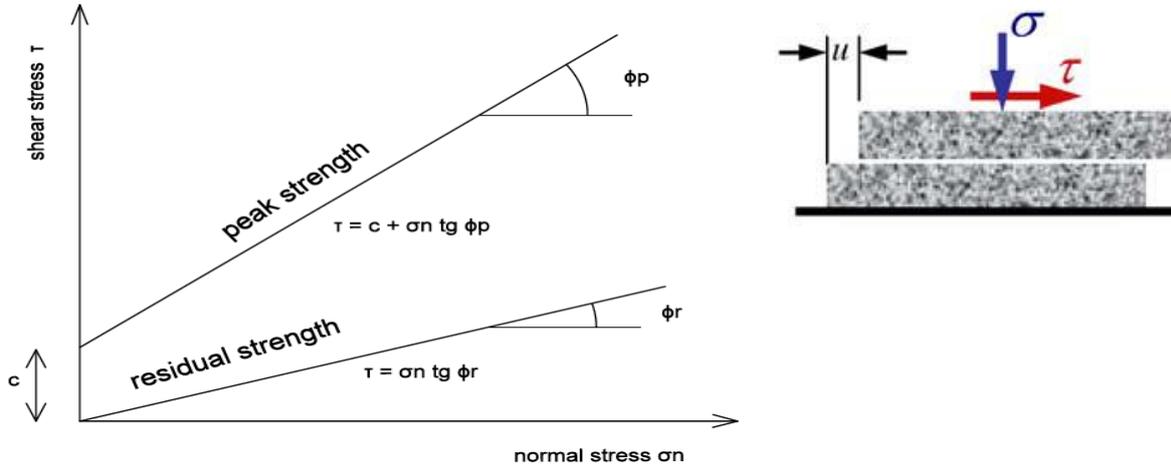


Figure I.7 : Critère de Mohr-Coulomb représentant la relation $\sigma - \tau$ pour un joint plan et lisse (Riverol Brignardelli, 2014).

Ce critère de résistance au cisaillement est largement utilisé de nos jours en raison de sa simplicité. C'est encore la méthode utilisée dans la plupart des directives de stabilité au glissement pour les barrages en béton (EPRI, 1992).

I.6.1.2 Modèle bilinéaire de Patton

Le modèle de Coulomb décrit précédemment n'est valable que pour représenter le comportement en cisaillement de deux surfaces planes. Il ne tient pas compte de la nature irrégulière de la rugosité de surface et de la contribution de la rugosité à la résistance au cisaillement. En effet, l'influence à la fois de la contrainte normale et de la rugosité du joint sur la résistance au cisaillement a suscité un intérêt particulier pour plusieurs chercheurs dans le domaine de la mécanique des roches (Budi *et al.*, 2014; Gutierrez, 2013; Jing *et al.*, 1992; Liahagen, 2012).

En 1966, Patton a été le premier à inclure la rugosité de surface dans un critère de résistance au cisaillement. Il a conclu que la résistance au cisaillement est fonction à la fois de la rugosité du joint et de la contrainte normale appliquée (Patton 1966). Ses conclusions ont été tirées d'une série d'essais de cisaillement direct menés sur des articulations artificielles en dents de scie. À partir de ces expériences, il a proposé un critère de rupture bilinéaire pour la résistance au cisaillement, c'est-à-dire un critère décrivant deux modes de rupture différents en fonction de la contrainte normale appliquée :

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\varphi_b + i) \text{ si } \sigma_N < \sigma_T \quad (\text{I.5})$$

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan(\varphi_r) \text{ si } \sigma_N \geq \sigma_T \quad (\text{I.6})$$

avec :

- τ_p : La résistance au cisaillement,
- σ_n : La contrainte appliquée,
- ϕ_b : Angle de frottement de base entre deux surfaces planes,
- ϕ_r : Angle de frottement résiduel,
- c : Cohésion apparente,
- σ_T : Contrainte de transition.

A une contrainte normale inférieure à σ_T , le glissement le long des aspérités est le mécanisme de cisaillement déterminant. Cependant, lorsque la contrainte normale devient importante et supérieure à une valeur seuil (σ_T), les aspérités ne montrent aucune contribution à la dilatance du fait que la plupart d'entre elles sont cisailées à leur base Figure I.8 (El Merabi, 2018).

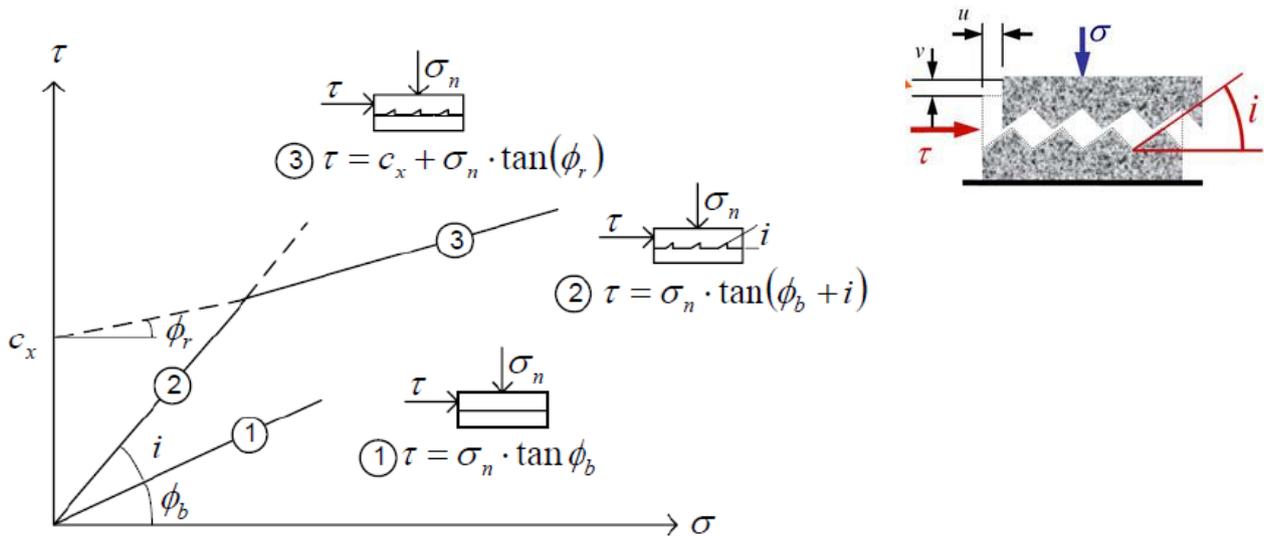


Figure I.8 : Enveloppe de rupture bilinéaire proposée par Patton (Riverol Brignardelli, 2014)

Alors que le critère de Patton peut décrire le comportement au cisaillement des joints rocheux avec des aspérités en forme de dent, il n'est pas adapté aux discontinuités naturelles caractérisées par une surface de joint irrégulière et une distribution non uniforme des angles d'inclinaison le long de la surface du joint.

En effet, Patton a mentionné l'écart avec les joints réels en expliquant que l'enveloppe de rupture pour les surfaces rocheuses naturelles est caractérisée par des changements dans les intensités de différents modes de rupture se produisant simultanément plutôt que par un

simple changement du mode de rupture à une contrainte normale spécifique (El Merabi, 2018).

I.7. Critères de stabilité pour les barrages poids en béton

L'analyse des risques des barrages joue un rôle important dans la performance de son entretien. Risque lié à la sécurité des barrages peut être définie. La quantification des risques liés à la sécurité de cette structure doit être déterminée, car elle est nécessaire pour avoir une analyse détaillée des risques d'une structure.

Il y a beaucoup de différents facteurs qui influent sur la sécurité d'un barrage. Le plus commun parmi tous sont la pression hydrostatique du lac du barrage combinée avec les forces de soulèvement. Ces deux facteurs sont considérés comme essentiels dans le cas d'un échec de glissement d'un barrage qui comporte en outre deux paramètres mécaniques, de la cohésion et de l'angle de frottement. L'échec peut se produire soit dans l'interface entre barrage et fondation ou à la fondation elle-même (Degoutte, 2002).

Les modes de défaillance des barrages en béton décrits dans la littérature sont (Schleiss et Pougatsch, 2020):

- Le renversement
- Glissement
- Le soulèvement
- La compression
- La traction

I.7.1 Les causes de l'échec

Selon (Belmokre, 2020), les barrages en béton échouent pour une ou combinaisons des facteurs suivants:

- Débordement causé par les inondations qui dépassent la capacité de décharge.
- L'emploi des matériaux de construction de qualité médiocre dans la construction des barrages.
- Les déformations irréversibles de la fondation suite aux charges permanentes induites par la digue et le réservoir d'eau après plusieurs années d'exploitation.

- La fissuration du béton des digues des barrages.
- La mauvaise surveillance des barrages pendant ; la période de leur exploitation et l'adoption d'un programme d'auscultation inapproprié

En 1995, CIGB (CIGB, 1995) publie un bulletin spécial qui traite les raisons d'échec des barrages en béton. Les problèmes de fondation sont la cause la commune. L'érosion interne et la faible résistance au cisaillement de la fondation compte 21 pour cent des échecs (figure I.9).

De toutes les ruptures des barrages en béton, 22% des cas sont dus principalement à l'incapacité des déversoirs de faire passer les crues maximales représente, alors qu'ils représentent une cause secondaire pour 39% des échecs

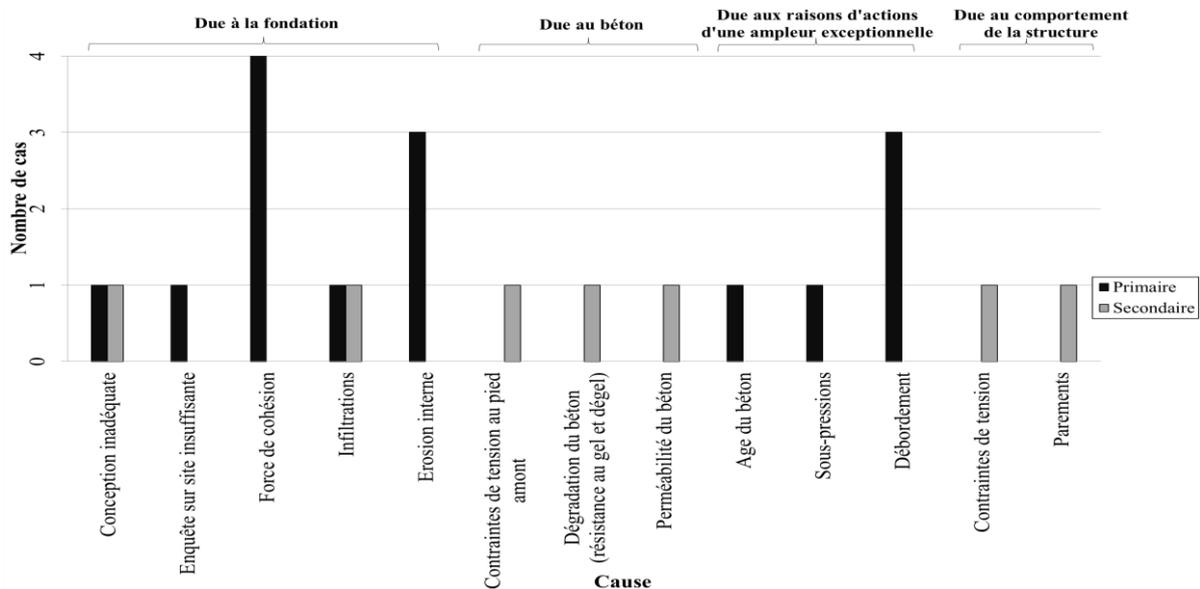


Figure I.9 : Cause de ruptures de barrages, d'après la CIGB (CIGB, 1995).

I.7.2 Stabilité contre le renversement

Pour des exigences de stabilité, le barrage doit être sûr contre le renversement. Le facteur de sécurité contre le renversement est défini comme le rapport du moment stabilisateur pour les moments de renversement autour du pied (Mihoubi et Naïb, 2015).

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments stabilisateur}}{\sum \text{Moments déstabilisateur}} = \frac{\sum M_s}{\sum M_r} \quad (I.7)$$

D'après le comité français du grand barrage le facteur de sécurité contre le renversement ne doit pas être inférieur à 1.5.

La localisation résultante est décalée par rapport à la ligne centrale du barrage d'une distance e (**excentricité**) et calculée par :

$$e = \frac{\sum \text{Moments de la ligne médiane de la base}}{N} \quad (\text{I.8})$$

Trois principales relations entre la zone de base en compression et l'emplacement de la résultante sont présentées dans l'annexe 1. Les distributions de pression de base représentent la contrainte normale effective P' , puisque les sous-pressions ont été incluses dans la force normale N et les calculs $\sum M$. La pression normale effective est égale à la pression normale totale moins la sous-pression. Pour des conditions de charge habituelles, il est généralement nécessaire que la résultante le long du plan d'étude reste dans le tiers médian de maintenir des contraintes de compression dans le béton. Pour des conditions de charge exceptionnelles, le produit résultant doit rester dans la moitié médiane de la base. Pour les conditions de charge extrêmes, la résultante doit rester suffisamment dans la base pour assurer que la base pressions est dans les limites prescrites (USACE, 1995, 2000).

I.7.3 Stabilité contre le glissement

Le facteur de glissement de sécurité est défini comme étant le rapport entre la résistance au cisaillement maximale (T_F) et le cisaillement appliqué (T) le long du plan de glissement dans des conditions de service (Schleiss et Pougatsch, 2020; USACE, 1995, 2000):

$$F_s = \frac{T_F}{T} = \frac{N \tan \varphi + cL}{T} \quad (\text{I.9})$$

Avec :

T : la somme des forces horizontales

N : résultante des forces normales au plan de glissement supposé.

φ : Angle de frottement interne

C : la cohésion d'interception.

L : longueur de la base de barrage.

Le facteur de sécurité contre le glissement est calculé à partir de l'équation précédente et ne doit pas être inférieur à 1,0.

I.7.4 Stabilité contre le soulèvement

Il y a un risque d'instabilité au soulèvement dans le cas où les forces dues à la sous-pression sont supérieures à la somme des forces dues au poids propre, à une charge verticale de l'eau et autre surcharge ayant une composante verticale vers le bas. Un facteur de sécurité

doit être requis qui est donné par la relation (Schleiss et Pougatsch, 2020; USDI, 2006; USACE, 1995, 2000):

$$F_s = \frac{P_s + E_w}{S} \quad (\text{I.10})$$

Avec :

E_w : Poids de l'eau agissant sur la structure

P_s : Poids propre de la structure et des équipements qui sont attachés.

S : Sous pression totale.

I.7.5 Stabilité contre la compression

La justification de la résistance à la compression du matériau est proposée dans pour les grands ouvrages poids en béton (Mihoubi et Naib, 2015; MAPA, 1989; USDI, 2006). Elle consiste à vérifier que les contraintes normales développées dans le béton constituant le corps du barrage ne dépassent pas une fraction de la contrainte à la rupture en compression du béton à 28 jours (σ_{28}). Le critère de dimensionnement s'écrit sous la forme (CFBR, 2002):

$$\sigma_n \leq 0.3\sigma_{28} \quad (\text{I.11})$$

Avec :

σ_n : Contraintes normales

σ_{28} : Contrainte à la rupture en compression du béton à 28 jours

En 2006, USDI propose de comparer les contraintes normales développées, d'une part dans le béton du corps du barrage, et d'autre part dans les fondations de l'ouvrage, où ne doivent pas dépasser certaines contraintes de résistance de référence (*Specified Compressive Strength*), noté $\sigma'_{s.c.s}$, pondérées par un coefficient global de sécurité fixé en fonction du cas de charge. Les critères de dimensionnement appliqués dans le corps du barrage sont résumés comme suit (USDI 2006):

- $\sigma_n < \sigma'_{s.c.s-concrete} / 3$ pour les charges habituelles,
- $\sigma_n < \sigma'_{s.c.s-concrete} / 2$ pour les charges exceptionnelles,
- $\sigma_n < \sigma'_{s.c.s-concrete}$ pour les charges extrêmes.

Les critères de conception applicables aux fondations sont les suivants :

- $\sigma_n < \sigma'_{s.c.s-fondation} / 4$ pour les charges habituelles,

- $\sigma_n < \frac{\sigma'_{s.c.s-fondation}}{2.7}$ pour les charges exceptionnelles,
- $\sigma_n < \frac{\sigma'_{s.c.s-fondation}}{1.3}$ pour les charges extrêmes,

I.7.6 Stabilité contre la traction

Pour le BCR, le matériau est supposé avoir une certaine résistance à la traction. Ce dernier est pris en compte par le critère (75% de la condition de Levy) (Albert et al., 2002):

$$\sigma_n \geq 0.75\gamma_w H_e \quad (I.12)$$

Avec :

- γ_w : Poids volumique de l'eau.
- H_e : Profondeur de l'eau retenue

Si le critère de Lévy est satisfait à au moins 75%, en considérant qu'il n'y a pas ouverture de fissure (Schleiss et Pougatsch, 2020).

La fissuration d'un profil peut être admise dans les cas de charges exceptionnelles et extrêmes, à condition de limiter l'extension de la zone fissurée (la fissure ne dépasse pas le voile de drainage) et de vérifier que le profil du barrage reste stable après fissuration (CFBR, 2002).

I.8. Calcul de stabilité par les méthodes déterministes

Les méthodes déterministes correspondent principalement aux méthodes dites de gradient. Elles n'utilisent aucun concept statistique mais requièrent des hypothèses sur la fonction à optimiser (Abdollahi et al., 2022; Kerkar et Mihoubi, 2022).

L'analyse déterministe est traditionnellement utilisée pour concevoir et évaluer la stabilité des barrages. Elle consiste à définir un facteur de sécurité (Fs) entre la résistance du barrage R et le chargement L :

$$Fs = R/L \quad (I.13)$$

Et de le comparer aux valeurs requises selon les lignes directrices applicables. La méthode de gravité et le critère de Mohr-Coulomb sont le plus souvent utilisés pour définir la résistance au cisaillement pour calculer le glissement FS. En règle générale, trois valeurs de résistance sont prises en compte dans l'étude paramétrique : la meilleure estimation, la limite inférieure et la limite supérieure. Différentes combinaisons de charges sont considérées,

seules celles associées aux niveaux d'eau sont étudiées ici : habituelles, inhabituelles et extrêmes (inondation). De plus, les FS requis concernent l'interface de la fondation du barrage et les joints de levage (ANCOLD, 2013; CDA, 2007; Cordier et Léger, 2018; FERC, 2002; Ruggeri, 2004a; USACE, 2005).

Tableau I.6 : Facteurs déterministes de sécurité requis sans prise en compte explicite des incertitudes

Combinaisons des charges	Coefficient de sécurité requis		
	(Denver, 1976; USDI, 2006)	(USACE, 2005)	(FERC, 2002)
Habituelles	3.0	2.0	3.0
Exceptionnelles	2.0	1.7	2.0
Extrêmes	1.0	1.3	-

I.9. Calcul de stabilité par les méthodes probabilistes

On appelle approche probabiliste la méthode qui s'appuie sur la théorie de la fiabilité pour évaluer la probabilité de défaillance ou l'indice de fiabilité de la structure. Le mode de fonctionnement de la structure est, décrit par un état limite, mais les incertitudes liées aux paramètres d'entrée sont introduites sous forme de loi de probabilité affectée à chaque variable (Kerkar et Mihoubi, 2022).

Elle permet de tenir compte du caractère aléatoire de la nature et des connaissances humaines incomplètes dans l'évaluation probabiliste de la sécurité. Les constructions mathématiques sont utilisées normalement présentées par des fonctions de densité de probabilité et un jugement d'ingénierie. Ensuite, des comparaisons entre plusieurs scénarios de défaillance sont possibles tout en évaluant la probabilité de défaillance, pf , et le risque associé selon le modèle de conséquence. Les méthodes probabilistes sont donc des outils très utiles à la prise de décision (Bury et Kreuzer, 1985; FERC, 2014).

L'analyse probabiliste des risques et la gestion des risques associée sont utilisées pour d'autres structures civiles et sont actuellement en développement actif dans l'ingénierie des barrages (Baecher, 2016; FERC, 2014; Hartford et Baecher, 2004; Hartford et al., 2016; Kalinina et al., 2016; Peyras et al., 2012; Westberg Wilde et Johansson, 2013; Zhang et al., 2016).

Le concept « *As Low As Reasonably Possible (ALARP)* » est ensuite utilisé dans plusieurs directives de sécurité des barrages pour répondre à la difficile question « À quel point la sécurité est-elle suffisamment sûre ? » (Bowles, 2007). L'ALARP est utilisé pour accepter ou rejeter la probabilité de défaillance résultante et Reconnaissant qu'une sécurité absolue ne peut être atteinte, le concept mathématique de risque est utilisé pour spécifier les efforts raisonnables pour éviter les pertes compte tenu de ce qui peut être réalisé avec les ressources disponibles. Raisonner en termes de probabilité de défaillance et de risques acceptables est un construit sociétal clé, soumis à une évolution dans le temps. En acceptant le principe ALARP, il est alors possible de faire la transition entre le monde déterministe, où la réalisation du FS requis est censée assurer une sécurité absolue, et le monde probabiliste où les incertitudes sont explicitement reconnues (Cordier et Léger, 2018).

Les évaluations probabilistes nécessitent de nombreux paramètres pour décrire les incertitudes, tels que les variables aléatoires, les Fonctions de Densité de Probabilité (PDF), les limites PDF, les coefficients de variation, qui peuvent affecter considérablement les résultats de l'analyse, comme le montre la grande dispersion des courbes de fragilité calculées à partir des participants à l'étude. ICOLD Benchmark (Escuder-Bueno et al., 2016). Ensuite, la décision de prendre des mesures correctives, le cas échéant, relève d'une appréciation complexe et peut-être pas unique : on peut s'interroger sur les limites des méthodes de fiabilité, qui ne sont finalement pas la référence infaillible (Kreuzer, 2000, 2003).

Ces lois de probabilité sont établies à partir d'études statistiques sur les paramètres concernés. L'approche probabiliste consiste alors à calculer la probabilité de dépassement du critère d'état limite, appelée probabilité de défaillance P_f que l'on compare à une probabilité de défaillance acceptable P_{f0} (Kerkar et Mihoubi, 2022).

$$P_f = p(R < S) \leq P_{f0} \quad (I.14)$$

Avec :

- R : Résistance du matériau constitutif de la structure.
- S : Sollicitation.

On compte parmi les solutions de cette approche, celle la méthode de Simulation de Monte Carlo (SMC).

I.10. Calcul de stabilité par les méthodes semi probabilistes

Les méthodes semi-probabilistes correspondent à un compromis entre les deux approches mentionnées. Sur la base de la méthode probabiliste, ils postulent une partie de déterminisme, prise en compte par des coefficients partiels qui couvrent l'incertitude dans la connaissance des paramètres aléatoires, et une partie de statistique, prise en compte par la définition statistique de valeurs représentatives de les principaux paramètres auxquels s'appliquent les coefficients partiels (El Merabi, 2018).

C'est une première approche simplifiée qui permet de considérer les incertitudes en fonction de chaque paramètre de charge et de résistance (ANCOLD, 2013; CFBR, 2013; Peyras et al., 2008; SPANCOLD, 2003). Les coefficients partiels de sécurité sont idéalement calibrés en fonction d'analyses probabilistes.

Cependant, chaque barrage est un système hydro-géomécanique unique. Le calibrage peut ne pas être basé sur un échantillonnage cohérent, mais adapté pour correspondre aux structures existantes conçues avec des méthodes déterministes (Jongejan et Calle, 2013).

I.11. Calcul de stabilité des barrages par éléments finis

Pour bien dimensionner un barrage, la Méthode des Eléments Finis (MEF) permet une compréhension complète de l'état contraintes-déformations dans le corps du barrage et la fondation, avec possibilité de véritable simulation des différentes conditions aux limites et sollicitations possibles (Schleiss et Pougatsch, 2020).

Dans l'analyse des barrages gravitaires en béton, la flexibilité et la puissance du MEF peuvent être comprises dans sa capacité à englober la géométrie irrégulière du barrage, l'insertion de la fondation avec différentes couches de matériaux, en tenant compte des charges secondaires, ainsi que l'effet de température, l'anticipation de l'effet des fissures, des ouvertures des joints dans le barrage et la fondation, etc.

Dans le calcul par éléments finis, l'analyse bidimensionnelle traite les problèmes comme un état déformation plane ou contrainte plane, elle est moins chère que l'analyse tridimensionnelle. Contrairement dans le cas des barrages voutes, l'effet tridimensionnel ne peut être négligé (Clough et Zienkiewicz, 1987).

Accompagnée de l'évolution des ordinateurs et du domaine de l'informatique, la flexibilité de la méthode des MEF a permis de l'employer depuis son apparition pour résoudre divers problèmes, comme les problèmes de géotechnique et d'hydraulique. Contrairement à la méthode des différences finies, qui est une méthode qui fournit une solution approchée aux équations de dérivées partielles, la MEF traite le problème dans son ensemble, pour que la solution sera obtenue après plusieurs itérations (Tanchev, 2014).

La MEF permet de déterminer les déformations et les contraintes dans un solide considéré, qui peut avoir une géométrie et des matériaux arbitraires et dont les propriétés varient dans des zones particulières. Si, en même temps, nous ajoutons également la possibilité de simulation de chargement complexe (Tanchev, 2014).

La MEF a été expliquée en détail par un grand nombre de chercheurs (Cheung et Yeo, 1979; Desai, 1979; Poceski, 1992; Zienkiewicz et al., 2013). Où les étapes à élaborer pour arriver à une solution du problème sont résumées en annexe 1.

I.12. Comportement mécanique du béton

Le béton se caractérise par son comportement dissymétrique en traction et compression : très bonne réception en compression et faible en traction (Torrenti et al., 2013).

Ce comportement, conduit à une perte de raideur qui est fortement influencé par les mécanismes internes d'altérations (Hillerborg, 1983).

Lors d'un essai en traction appliqué généralement sur une poutre ou éprouvette, le comportement du béton se divise en deux phases :

- Dans la première phase, le comportement est élastique linéaire avec une légère perte de raideur juste avant d'atteindre la contrainte maximale (figure I.10).
- Dans la deuxième phase (phase adoucissante), après atteinte de la contrainte maximale f_t , une chute presque brutale de la contrainte pouvant être supportée par l'éprouvette, cette chute se prolonge ensuite d'une façon moins accentuée.

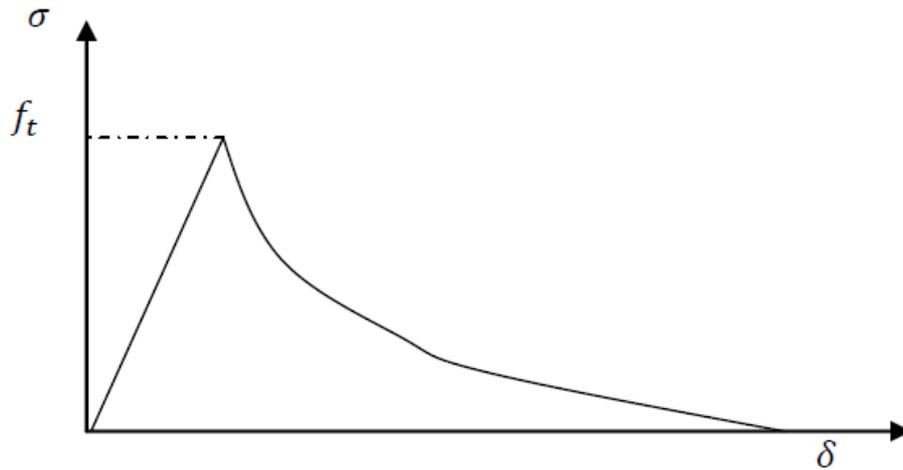


Figure I.10 : Comportement du béton (Hillerborg, 1983)

I.13. Modes de rupture

La mécanique de la rupture est l'étude du comportement mécanique des matériaux fissurés soumis à une charge appliquée. En fait, (Irwin, 1958) a développé le domaine de la mécanique de la rupture en utilisant les premiers travaux d'Inglis (Inglis, 1913), Griffith (Griffith, 1921) et Westergaard (Westergaard, 1939). Essentiellement, la mécanique de la rupture traite du processus irréversible de rupture dû à la nucléation et à la croissance des fissures. La formation de fissures peut être un processus de rupture complexe, qui dépend fortement de la microstructure d'un solide cristallin ou amorphe particulier, de la charge appliquée et de l'environnement (Gross et Seelig, 2011; Ritchie et Liu, 2021). La microstructure joue un rôle très important dans un processus de fracture en raison du mouvement de dislocation, des précipités, des inclusions, de la taille des grains et du type de phases constituant la microstructure. Toutes ces caractéristiques microstructurales sont des imperfections et peuvent agir comme des noyaux de fracture dans des conditions défavorables. Par exemple, la rupture fragile est un processus à faible énergie (dissipation de faible énergie), qui peut conduire à une défaillance catastrophique sans avertissement puisque la vitesse de la fissure est normalement élevée. Par conséquent, peu ou pas de déformation plastique peut être impliquée avant la séparation du solide. D'autre part, la rupture ductile est un processus à haute énergie dans lequel une grande quantité de dissipation d'énergie est associée à une grande déformation plastique avant que l'instabilité de la fissure ne se produise. Par conséquent, une croissance lente des fissures se produit en raison de l'écroutissement au niveau de la région de la pointe de la fissure (Perez, 2017).

Les corps solides contenant des fissures peuvent être caractérisés en définissant un état

de contrainte à proximité d'un fond de fissure et le bilan énergétique couplé à la rupture. Irwin (Irwin, 1958) a traité le champ de contraintes singulières en introduisant une grandeur connue sous le nom de facteur d'intensité de contrainte élastique, qui est utilisée comme paramètre de contrôle pour évaluer l'état critique d'une fissure.

Supposons qu'un corps solide (matériau) contenant une fissure est soumis à un mode de chargement continu et progressivement croissant. Initialement, la fissure se développe de façon stable jusqu'à ce que le niveau de contrainte appliqué atteigne un niveau critique ($\sigma \rightarrow \sigma_c$). Une fois $\sigma > \sigma_c$, la fissure se propage (croissance rapide), et par conséquent, le corps solide se fracture (casse). Afin de comprendre la croissance des fissures, il est pertinent d'étudier dans un premier temps le comportement mécanique d'un corps exempt de fissures en fonction de sa microstructure et du mode de déformation élastique ou élasto-plastique associé (Perez, 2017).

Considérons une fissure dans un corps homogène et linéaire-élastique soumise à un mode de chargement particulier de déplacement de fissure, induisant une distribution de contraintes en avant du fond de fissure responsable d'une croissance stable. Dans ce cas, une courbe charge-déplacement est générée pour déterminer le niveau de contrainte critique et le facteur d'intensité de contrainte critique associé, qui dépend de la contrainte appliquée, de la taille de l'échantillon, de la géométrie et de la taille de la fissure. Par conséquent, le comportement mécanique d'un solide contenant une fissure d'une géométrie et d'une taille spécifiques peut être prédit en évaluant les facteurs d'intensité de contrainte élastique K_I , K_{II} et K_{III} pour les géométries d'éprouvette illustrées à la Figure I.11a. D'autre part, la Figure I.11b représente les contraintes élastiques en avant du fond de fissure qui doivent être dérivées en coordonnées cartésiennes en utilisant la théorie de l'élasticité (Perez, 2017).

La propagation de la fissure peut s'effectuer selon trois modes de déplacement des faces de la fissure dans un plan défini. Cela peut également être fait dans des modes mixtes qui combinent les trois. La Figure I.11a illustre les trois modes de rupture.

- Mode I : les surfaces de la fissure se déplacent perpendiculairement l'une par rapport à l'autre, c'est le mode par ouverture par traction.
- Mode II : les surfaces de la fissure se déplacent dans le même plan, et dans une direction perpendiculaire au front de fissure. Il est appelé aussi mode par cisaillement dans le plan.

- Mode III : les surfaces de la fissure se déplacent dans le même plan et dans une direction parallèle au front de fissure, c'est le mode de cisaillement hors plan ou glissement vis.

Bien qu'un chargement combiné puisse être rencontré dans les composants structuraux, K_I est le plus étudié et évalué expérimentalement pour déterminer sa valeur critique appelée ténacité à la rupture ou le facteur d'intensité de contrainte élastique, qui est une propriété du matériau (Luo et al., 2018).

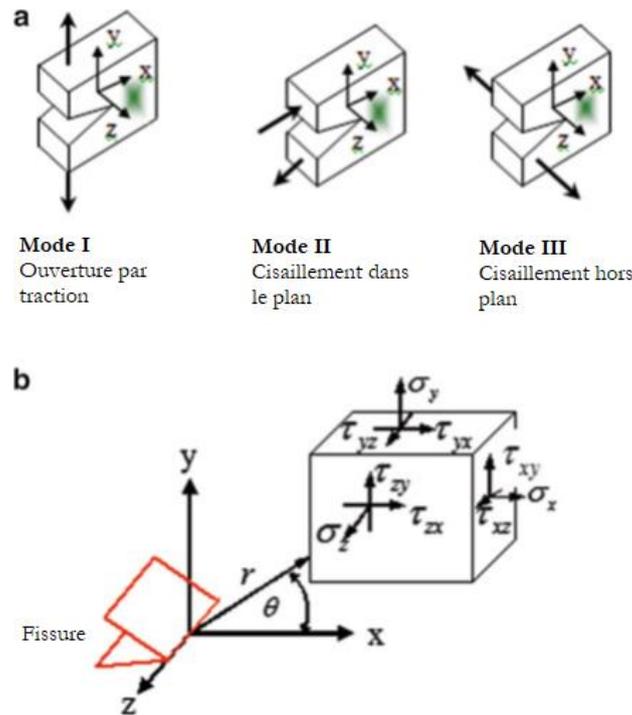


Figure I.11 : Modes de chargement de contrainte et système de coordonnées de fissure. (a) Modes de contrainte et (b) composantes de contrainte en avant du fond de fissure (Perez, 2017)

I.14. Modèles de modélisation de la fissuration

La rupture est l'un des modes de défaillance les plus couramment rencontrés des matériaux et des structures d'ingénierie. La prévention des ruptures provoquées par les fissures constitue donc une contrainte majeure dans les conceptions.

Comme c'est le cas de beaucoup d'autres phénomènes physiques, la simulation de fissures est un outil essentiel non seulement pour prédire la rupture de structures fissurées pour lesquelles des expériences à grande échelle sont trop coûteuses, voire peu pratiques, mais aussi pour mieux comprendre le processus de fissuration de nombreux matériaux comme le béton, la roche, la céramique, les métaux, etc (Wu et al. 2020).

Le sujet a été largement étudié depuis les travaux marquants de Griffith ([Griffith, 1921](#)), Irwin ([Irwin, 1958](#)) qui ont établi la théorie de la mécanique linéaire élastique de la rupture (*Linear Elastic Fracture Mechanics LEFM*). Pourtant, la modélisation prédictive de l'initiation et de la propagation des fissures dans les matériaux et les structures reste l'un des défis les plus importants en mécanique des solides.

La rupture peut être décomposée en deux étapes : l'initiation et la propagation de la fissure ([Bouchard et al., 2003](#)).

Le terme « mécanique de la rupture » fait référence à une sous-branche vitale de la mécanique des solides dans laquelle la présence a priori d'une fissure est supposée ([Francfort et Marigo, 1998](#)), et il fournit des outils pour trouver des relations quantitatives entre la longueur de la fissure, la résistance inhérente à la croissance des fissures des matériaux, et le critère auquel la fissure se propage.

La théorie de Griffith ([Griffith, 1921](#)), basée sur une approche énergétique globale, considère la fracture comme une compétition entre l'énergie de surface pour la propagation de la fissure et l'énergie élastique stockée dans le matériau en vrac. Cette approche indique que "la croissance des fissures se produira lorsqu'il y aura suffisamment d'énergie disponible pour générer de nouvelles surfaces de fissures".

Bien que l'approche énergétique fournisse beaucoup d'informations sur le processus de rupture, une méthode alternative qui examine directement l'état de contrainte autour de la pointe de la fissure s'est avérée plus utile dans la pratique de l'ingénierie, elle est bien connue du facteur d'intensité de contrainte (*Stress Intensity Factor SIF*) ([Irwin, 1958](#)).

Cependant, la recherche a toujours montré que les problèmes de fracture comportent des caractéristiques particulières, par ex. géométries complexes et conditions aux limites. Par conséquent, une quantité considérable de littérature a été publiée sur les techniques de calcul avancées pour simuler la croissance des fissures ([Msekh et al., 2018](#)).

Parallèlement à la mécanique de la rupture, il existe ce que appelle la Mécanique de l'Endommagement Continu (*Continuum Damage Mechanics CDM*), une discipline lancée par Kachanov ([Kachanov, 1958](#)). Contrairement à la mécanique de la rupture qui se concentre sur les fissures macroscopiques de longueur finie, la CDM traite principalement les microfissures et les effets de leur évolution ([Krajcinovic, 1989](#)) par certaines variables d'endommagement.

L'utilisation de CDM dans le contexte de la méthode des éléments finis pour modéliser l'adoucissement de la déformation souffre d'une dépendance excessive de la taille du maillage (Jirásek, 2007) en raison de l'absence d'échelle de longueur interne dans la formulation. Ceci a conduit au développement de diverses théories de régularisation telles que la régularisation visqueuse (Simo et Ju, 1987), la théorie de Cosserat (de Borst et Sluys, 1991), la théorie du continu non local (Bažant et al., 1984; Bažant et Jirásek, 2002; Pijaudier-Cabot et Bažant, 1987) et ses variantes (Giry et al., 2011; Pereira et al., 2016), le modèle de dommage à gradient amélioré (Peerlings et al., 1996) et ses variantes (Poh et Sun, 2017; Vandoren et Simone, 2018), et le modèle d'endommagement du gradient (Frémond et Nedjar, 1996; Lorentz et Andrieux, 1999; Pham et al., 2011).

Nous nous concentrerons sur la MEF (Hughes, 1987; Zienkiewicz et Taylor, 2005) qui est sans doute la méthode numérique la plus largement utilisée en pratique.

La fissure des solides peut être modélisée numériquement en utilisant une approche discontinue (également appelée approche discrète) ou une approche continue. Dans le premier cas, le champ de déplacement est autorisé à être discontinu sur les surfaces de fracture alors que dans le second, les déplacements sont continus partout mais les contraintes sont progressivement réduites pour modéliser le processus de dégradation. Les théories les plus connues derrière l'approche discontinue sont le LEFM (Griffith, 1921; Irwin, 1958) et le *Cohesive Zone Model* (CZM) qui a été lancé par Dugdale (Dugdale, 1960), Barenblatt (Barenblatt, 1962).

Le CDM est probablement la théorie la plus largement utilisée dans l'approche continue de la rupture, même si les modèles de fissures enduites *Smearred Crack Models*, mis au point par Rashid (Rashid, 1968), ont également été largement utilisés pour modéliser la rupture du béton, (Rots et al., 1985; Rots, 1991). Comme élaboré dans (Wu et Cervera, 2015, 2016) et (Cervera et Wu, 2015). Les modèles de fissures enduites peuvent être considérés comme une approche cinématiquement régularisée, car le saut de déplacement à travers la fissure aiguë est maculé sur une bande de localisation de largeur petite mais finie (Wu et al., 2020).

D'un point de vue fondamental, LEFM et CZM ne sont pas autonomes dans le sens où ils nécessitent des critères supplémentaires pour répondre à la question où/quand une fissure s'initie, se développe, dans quelle direction se propage. De plus, pour la rupture dynamique,

un critère supplémentaire est nécessaire pour détecter la ramification des fissures, (Belytschko et al., 2003). Certains critères de rupture bien établis sont le critère de contrainte circonférentielle maximale (Erdogan et Sih, 1963), le critère de densité d'énergie de déformation minimale (Sih, 1973), le critère de Rankine, etc.

LEFM ne peut pas prédire l'initiation des fissures. Du point de vue numérique, l'introduction de discontinuités de déplacement pose de grands défis dans les méthodes numériques basées sur le maillage telles que la méthode standard des éléments finis avec un champ de déplacement continu. Les discontinuités peuvent être résolues soit aux frontières des éléments, en utilisant des nœuds dupliqués et des techniques de remaillage (Bouchard et al., 2003; Ngo et Scordelis, 1967) pour le LEFM et la technique bien connue des éléments d'interface à épaisseur nulle (ou surfaces cohésives) (Hillerborg et al., 1976; Nguyen, 2014; Nguyen et Nguyen-Xuan, 2013; Xu et Needleman, 1994) pour la CZM, ou au niveau intra-élément en utilisant l'approche de discontinuité forte intégrée (Armero et Linder, 2009; Belytschko et al., 1988; Dvorkin et al., 1990; Ortiz et al., 1987; Simo et al., 1993; Wu et Cervera, 2015) et la méthode des éléments finis étendus (*Extended Finite Element Method XFEM*) (Asadpoure et Mohammadi, 2007; Cox, 2009; Duddu et al., 2008; Elguedj et al., 2006; Khoei, 2014; Khoei et Karimi, 2008; Liu et al., 2004; Menouillard et Belytschko, 2009; Moës et al., 1999; Sukumar et al., 2004; Wells et Sluys, 2001; Wu et Li, 2015; Yu et Liu, 2011). L'utilisation des éléments d'interface reste attractive essentiellement du fait de la simplicité et de l'efficacité dans certaines applications. Le principal avantage est que la complexité de l'initiation et de la croissance des fissures, y compris la ramification et la coalescence, peut être modélisée en tant que résultat du modèle, sans nécessiter de critère de fracture supplémentaire. Dans les méthodes dites d'éléments finis enrichis avec des enrichissements élémentaires et nodaux (Wu, 2011), la cinématique des éléments finis est améliorée ou enrichie de sorte que les discontinuités de déplacement peuvent être incorporées dans l'espace d'approximation. À cette fin, la surface de discontinuité doit être explicitement suivie, ce qui est parfois une tâche insoluble pour ces problèmes avec des chemins de fissure arbitraires et complexes (Wu et al. 2020).

Malgré les progrès récents, la modélisation numérique de problèmes de rupture complexes impliquant de nombreuses fissures sécantes reste un problème difficile, en particulier en trois dimensions (Bordas et al., 2008; Sukumar et al., 2015; Sutula et al., 2018).

Récemment, un nouveau modèle continu apparaît reconnu comme

fracture/endommagement à champ de phase (*Phase-field Fracture Model PFM*) (Aranson et al., 2000; Bourdin et al., 2000, 2008; Francfort et Marigo, 1998).

Il modélise les discontinuités comme un processus diffusif et interpole entre les surfaces brisées ou non brisées, la fissure est déterminée par une variable scalaire qui prend deux valeurs distinctes (0 à l'intérieur de la fissure et 1 à l'extérieur) (Miehe et al., 2010; Wu, 2017).

L'utilisation du champ de phase n'a pas besoin d'être remaillée, la fissure est résolue par un système couplé d'Equations aux Dérivées Partielles (EDP) basé sur la minimisation de l'énergie, ainsi, des calculs supplémentaires en tant que facteurs d'intensité de contrainte (*Stress Intensity Factor SIF*) ne sont pas nécessaires pour calculer l'initiation de la fissure et propagation (Santillán et al., 2017).

Cependant, la méthode recommande de choisir un paramètre régularisé appelé échelle de longueur pour déterminer l'amorçage de la fissure (Amor et al., 2009), développé récemment en le validant avec des échantillons expérimentaux (Nguyen et al., 2016). Le champ de phase devient la méthode la plus appliquée en raison de l'avantage principal de la capacité à simuler des problèmes de fissures complexes. Il donne d'excellents résultats pour la rupture fragile (Borden et al., 2014; Lancioni et Royer-Carfagni, 2009; Mazighi et al., 2022; Santillán et al., 2018; Wu, 2017), pour la rupture ductile (Alessi et al., 2015; Ambati et al., 2015b; Borden et al., 2016; Kuhn et al., 2016), pour la rupture cohésive (Bian et al., 2021; May et al., 2015; Verhoosel et De Borst, 2013).

De nombreux chercheurs se sont intéressés à l'application de ces méthodes sur de grandes structures, en particulier les barrage-poids en béton en raison de son importance stratégique, à la fois dans l'analyse statique et dynamique, principalement pour étudier le comportement du barrage dû aux forces externes et internes.

(Carpinteri et al., 1992) ont examiné expérimentalement la propagation des fissures sur trois modèles de prototype de barrage-poids en béton sous la pression hydrostatique à la face amont en ajoutant un poids mort dans l'analyse statique et en utilisant un système de dynamomètre pour l'analyse dynamique, dans lequel les fissures se propagent vers le pied de barrages en aval. Contrairement à (Gioia et al., 1992) ont étudié numériquement la propagation des fissures sur les barrage-poids en béton avec l'ajout de pression due au débordement, afin de prendre en considération la mécanique de la rupture pour l'évaluation de

la sécurité du barrage.

Plusieurs travaux ont été validé à partir d'une comparaison des leurs résultats avec ces deux travaux en supposant des hypothèses différentes sur leur modèle numérique, utilisant FEM (Barpi et Valente, 2000; Bhattacharjee et Léger, 1994; Shi et al., 2013; Shi et al., 2003; Su et al., 2017), XFEM (Dias et al., 2016; Roth et al., 2015; Sha et Zhang, 2017), et récemment la méthode du champ de phase PFM (Mazighi et al. 2022; Santillán, et al. 2017; Wu et al. 2019).

Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons présenté une synthèse bibliographique sur les barrages poids réservoirs en béton et l'historique de construction, on s'est concentré sur les barrages poids en béton compacté au rouleau BCR, leurs conception et critères de construction pour assurer la résistance du matériau et la stabilité de l'ouvrage aux efforts appliquées.

Pour bien étudier le comportement du barrage, il est nécessaire d'identifier et calculer les différentes charges appliquées aux barrages avec les cas de conception probables, éléments abordés et discutés en détails dans ce chapitre.

Nombreux chercheurs ont décrit la stabilité de l'ouvrage par des méthodes déterministes avec critères de calculs de stabilité de l'ouvrage, qui se sont développés par la suite aux modèles numériques basés sur la méthode des éléments finis pour bien se rapprocher aux calculs réels du comportement du barrage afin d'assurer sa sécurité durant sa période de service.

En dernière partie du présent chapitre, on s'est intéressé de présenter les différents modes de rupture et modèles de modélisation de fissure probable pour étudier son influence sur la stabilité du barrage projeté afin améliorer les caractéristiques du matériau ou un barrage existant pour arrêter sur son comportement.

Chapitre II

*Modélisation numérique de
propagation d'une fissure dans
un barrage en béton par
approche de champ de phase
hybride*

Introduction

Une fissure est définie comme la séparation totale ou partielle d'un corps ou d'une structure intacte à l'origine. La caractérisation des phénomènes mécaniques correspondants fait l'objet de la mécanique de la rupture. D'un point de vue technique, une approche macroscopique est suffisante dans de nombreux cas. Pour les approches macroscopiques et microscopiques, la mécanique continue s'est avérée être un outil efficace.

Des critères de fissuration et des concepts permettant la prédiction du comportement des fissures peuvent être tirés de ce développement.

En général, la séparation d'un corps se produit par la propagation d'une ou plusieurs fissures à travers le matériau. La mécanique de la rupture s'intéresse donc largement au comportement des fissures. L'une des questions centrales auxquelles la mécanique de la rupture doit répondre est la suivante : Dans quelles circonstances une fissure se propage-t-elle dans un corps et Comment conduit-elle ensuite à la rupture ? D'autres sujets sont à poser sur les conditions de formation de fissures, le mode et la vitesse de propagation des fissures.

II.1. Modèle champ de phase pour les matériaux fragiles

La théorie fondamentale pour prédire l'initiation et la propagation des fissures dans les structures fragiles a été proposée par Griffith ([Griffiths, 1921](#)). Irwin ([Irwin, 1958](#)) a introduit le facteur d'intensité de contrainte pour traiter le champ de contrainte avant la pointe de la fissure. Les méthodes analytiques sont principalement utilisées pour résoudre des problèmes simples de mécanique de la rupture. Le principal défi auquel sont confrontés de nombreux chercheurs est le suivi de modèles arbitraires de propagation, de ramification et de fissuration.

Pour contourner ce défi, une nouvelle stratégie appelée la méthode du champ de phase a été développée à la fin des années 1990. Le modèle de champ de phase pour la rupture fragile a été proposé pour la première fois par Bourdin ([Bourdin et al., 2008](#)). Dans cette méthode, la surface de la fissure est représentée par le paramètre de champ de phase diffuse, qui assure une transition continue entre le matériau non endommagé ($s = 1$) et le matériau entièrement endommagé ($s = 0$). Sur la base de l'équation d'évolution du champ de phase, l'exigence de critères supplémentaires est supprimée.

Cette particularité donne à la méthode du champ de phase un grand avantage sur

l'approche discrète pour modéliser les chemins de fissure courbes, les angles de torsion et de ramification des fissures et la segmentation du front de fissure (Carollo et al., 2017). De nombreux chercheurs ont amélioré le modèle de champ de phase pour la rupture fragile développé à partir des travaux pionniers de (Francfort et Marigo, 1998), à savoir (Carrara et al., 2020; Miehe et al., 2010; Molnár et Gravouil, 2017).

De plus, la méthode de champ de phase a été étendue pour simuler la rupture ductile (Ambati et al., 2015b; Ambati et De Lorenzis, 2016; Belnoue et al., 2007), la propagation des fissures à des déformations finies (Bilgen et al., 2018), la rupture cohésive (Conti et al., 2016; Feng et Wu, 2018; Paggi et Reinoso, 2017), la propagation des fissures dans les structures de coque (Kiendl et al., 2016; Kikis et al., 2019) et la croissance des fissures de fatigue sous des cycles de chargements (Irwin, 1958; Lo et al., 2019; Seiler et al., 2020), ainsi la dynamique des ruptures (Henry et Levine, 2004; Hofacker et Miehe, 2012, 2013; Miehe et al., 2010).

Miehe et son équipe (Miehe, Welschinger, et al., 2010) ont supposé que l'évolution du champ de phase de fissure ne soit pilotée que par des déformations élastiques principales positives. Plusieurs études ont été réalisées à l'aide de disques spectraux (Carollo et al., 2018; Kiendl et al., 2016; Nagaraja et al., 2019; Zhou et al., 2019a). Pour appréhender la nature linéaire du modèle isotrope (Bourdin et al., 2008) tout en maintenant une évolution irréaliste des fissures en compression, (Ambati et al., 2015a) a introduit le modèle hybride. Autrement dit, la relation contrainte-déformation est toujours donnée à partir du modèle isotrope, tandis qu'une autre est postulée pour la densité d'énergie motrice dans l'équation d'évolution du champ de phase, qui est attribuée à ces phases numériquement anisotropes (Amor et al., 2009; Miehe et al., 2010). Cette fonctionnalité numérique a attiré beaucoup d'attention les chercheurs (Doan et al., 2016; Jeong et al., 2018; Mazighi et al., 2022; Raghu et al., 2021; Santillán et al., 2017; Wu et Nguyen, 2018; Zhou et al., 2019b).

Malgré l'application croissante de la méthode du champ de phase pour modéliser le développement des fissures sous compression, aucun des modèles intéressants ne peut capturer de manière adéquate la propagation des fissures sous chargement de compression (Nguyen et al., 2015).

Sur la base de la théorie de la déformation structurée, Freddi et Royer Carfagni (Freddi et Royer-Carfagni, 2010) ont présenté une formulation unifiée des différentes formulations de Bourdin (Bourdin et al., 2000), Amor (Amor et al., 2009) et Lancioni et Royer-Carfagni

(Lancioni et Royer-Carfagni, 2009) pour les fissures de mode I, de mode II, de mode mixte. Un modèle de champ de phase du quatrième ordre a été proposé par Borden et son groupe de chercheurs (Borden et al., 2014) pour améliorer les taux de convergence des solutions numériques. Ce modèle champ de phase de quatrième ordre est un cas particulier du champ de phase anisotrope de surface de fissure de Li (Li et al., 2015)

Le modèle champ de phase a été appliqué à la fissure dynamique comme cité dans (Jeremy Bleyer et Molinari, 2017; Hofacker et Miehe, 2012, 2013; Li et al., 2016; Ren et al., 2019; Zhou et al., 2018, 2019a).

L'énergie cinétique dégradée en champ de phase (par la même fonction de dégradation énergétique $g(\phi)$) a été adoptée par Chen (Chen et al., 2017) afin de prédire les trajectoires arbitraires des fissures ultra-rapides. D'autres expériences expérimentales et numériques sont nécessaires dans cet aspect.

Les principaux avantages de l'utilisation de la modélisation du champ de phase pour la fissure sont résumés comme suit (Wu et al., 2020):

- Le modèle est purement basé sur la minimisation de l'énergie et aucune hypothèse de fissures prédéfinies n'est nécessaire de sorte que la nucléation, la croissance et la coalescence des fissures peuvent être automatiquement déterminées ;
- Le modèle peut gérer intrinsèquement la fusion et la ramification de plusieurs fissures sans effort supplémentaire ni heuristique ;
- Le modèle permet d'intégrer naturellement la physique multi-domaine grâce à sa structure variationnelle ;

Cependant, la modélisation du champ de phase nécessite un maillage suffisamment raffiné dans la zone endommagée pour résoudre précisément le terme de gradient, et le solveur de minimisation alternée est robuste mais la vitesse de convergence est lente ce qui induit coût de calcul élevé (Wu et al., 2020).

II.2. Équations gouvernantes

Cette section présente les équations mathématiques couplées pour la propagation des fissures dans les matériaux quasi-fragiles. Une fois présenté avec la géométrie du domaine, nous dérivons les EDP qui régissent notre problème.

La figure II.1, illustre la géométrie proposée, où le domaine $\Omega \subset \mathcal{R}^\delta$ a une dimension $\delta \in \{1,2,3\}$. Ω est composé de deux sous-domaines, l'élastique Ω_E et la fissure Ω_F . Les conditions aux limites appliquées sur les sous-domaines Ω_E peuvent être des conditions de Dirichlet dépendant du temps sur $\partial_D \Omega_E$ ou des conditions de Neumann dépendant du temps sur $\partial_N \Omega_E$. On note $f(x,t)$ la force de traction externe appliquée sur $\partial_N \Omega_E$, $b(x,t)$ est la force du corps, x est le vecteur de position et $u(x,t) \subset \mathcal{R}^\delta$ est le champ de déplacement à l'instant t .

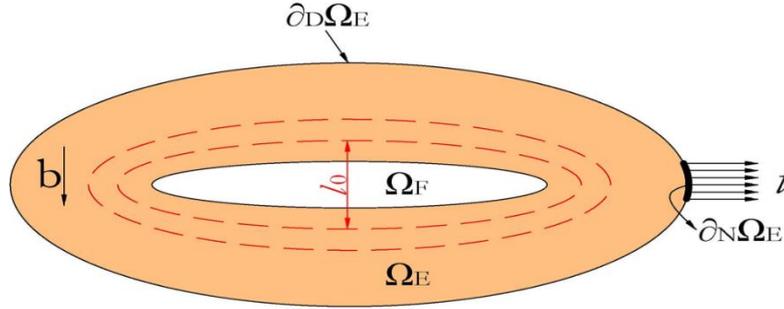


Figure II.1 : Schéma des domaines du problème

Nous calculons la propagation de la fissure dans un matériau quasi-fragile à l'aide d'une formulation de champ de phase quasi-statique, basée sur la théorie de Griffith, un critère de propagation de rupture basé sur l'énergie dans les matériaux fragiles (Griffiths, 1921).

La fissure se propage lorsque l'énergie stockée est supérieure à la résistance à la rupture du matériau.

La propagation de la fissure indique la minimisation de l'énergie potentielle totale stockée ψ :

$$\psi = \psi^d + \psi^e - \psi^s \quad (\text{II.1})$$

Où ψ^d est la libération d'énergie critique pendant le processus de fissure, ψ^e est l'énergie élastique et ψ^s sont les sources d'énergie externes dues aux charges corporelles et de surface. L'énergie critique libérée lors de la propagation de la fissure est égale à :

$$\psi^d = \int_{\partial \Omega_F} G_c dS = \int_{\partial \Omega_F} G_c \gamma_l d\Omega \quad (\text{II.2})$$

Où G_c est le taux de libération d'énergie critique de Griffith pour le mode I de rupture, et γ_l est la densité de surface de la fissure par unité de volume du solide, donnée par Miehe (Miehe et al., 2010).

$$\gamma_l(\phi, \nabla \phi) = \frac{\phi^2}{2l_0} + \frac{l_0}{2} |\nabla \phi|^2 \quad (\text{II.3})$$

Afin de mieux expliquer la régularisation du champ de phase de la topologie de fissure pointue, considérons une représentation diffuse d'une fissure 1-D à $x = 0$ par l'équation exponentielle suivante (Lancioni et Royer-Carfagni, 2009; Miehe et al., 2010) :

$$\phi(x) = \exp\left(-\frac{|x|}{l_0}\right) \quad (\text{II.4})$$

Où l_0 est le paramètre d'échelle de longueur et $\phi(x)$ est le champ de phase qui satisfait la condition suivante :

$$\phi(x, t) = \begin{cases} 0, & \text{si le matériau est intact} \\ 1, & \text{si le matériau est fissuré} \end{cases} \quad (\text{II.5})$$

Pour le paramètre d'échelle de longueur $l_0 \in \mathbb{R}^+$. La Figure II.2 décrit le profil de champ de phase ϕ correspondant à différentes valeurs de l_0 . On remarque que le champ de phase de la fissure ϕ a un support infini (Miehe et al., 2010).

Lorsque l'échelle de longueur l_0 tend vers zéro, la surface de fissure régularisée ψ^d converge vers une fissure aiguë dans le contexte de la ψ^d théorème de convergence (Braidès, 1998).

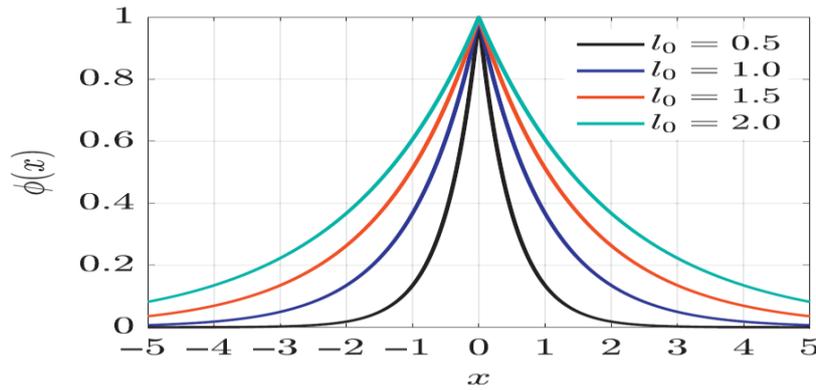


Figure II.2 : Représentation diffuse d'une fissure en $x = 0$ pour différents paramètres de longueur l_0 . Notez le profil de pointe de $\phi(x)$ qui est typique pour le modèle de champ de phase du second ordre (Wu et al., 2020)

Par conséquent, ψ^d est égal à :

$$\psi^d = \int_{\Omega_F} G_c \left(\frac{\phi^2}{2l_0} + \frac{l_0}{2} |\nabla \phi|^2 \right) d\Omega \quad (\text{II.6})$$

Borden et Zhang (Borden et al., 2012; Zhang et al., 2017) ont proposé une solution analytique pour calculer le paramètre d'échelle de longueur, l_0 , qui dépend de la résistance à la traction f_t , du module de Young E , et de la libération d'énergie critique de Griffith taux G_c (Borden et al., 2012; Pham et al., 2011), comme suit :

$$l_0 = \frac{27EG_c}{256f_t^2} \quad (\text{II.7})$$

Dans l'équation. (II.6), la libération d'énergie critique peut être calculée par (Irwin, 1970):

$$G_c = \begin{cases} \frac{K_{Ic}^2}{E} (1-\nu^2) & \text{Déformation plane} \\ \frac{K_{Ic}^2}{E} & \text{Contrainte plane} \end{cases} \quad (\text{II.8})$$

Où K_{Ic} est la ténacité à la rupture ou le facteur d'intensité de contrainte élastique et ν est le coefficient de Poisson.

Les valeurs de l'énergie de rupture obtenues pour les ajustements optimaux de diverses données de rupture sur le béton ont été examinées pour voir si l'énergie de rupture pouvait être approximativement prédite à partir des caractéristiques élémentaires du béton.

La formule approximative suivante a été trouvée (Bažant et Oh, 1983; Sih et al., 1985) :

$$G_c \simeq 0,0214(f_t + 127)f_t^2 d_a / E \quad (\text{II.9})$$

Dans lequel f_t doit être en psi (psi = 6895 Pa), d_a taille maximale des agrégats en inch (inch = 25,4 mm), et G_c en lb/in.

La fonction de densité de surface de fissure $\gamma_l(\phi, \nabla\phi)$ dans l'équation (II.3) n'est pas l'unique qui peut être utilisé pour régulariser la topologie des fissures pointues. On considère la forme générique suivante de la fonction de densité de surface de fissure (Wu, 2017) :

$$\gamma(\phi; \nabla\phi) = \frac{1}{c_0} \left[\frac{1}{l_0} \alpha(\phi) + l_0 |\nabla\phi|^2 \right] \quad (\text{II.10})$$

$$\delta_{\phi\gamma} = \frac{1}{c_0} \left[\frac{1}{l_0} \alpha'(\phi) - 2l_0 \Delta \phi \right] \quad (\text{II.11})$$

Où la fonction de densité de surface de fissure $\gamma_l(\phi, \nabla \phi)$ est caractérisée par la fonction dite de fissure géométrique $\alpha(\phi)$; le paramètre d'échelle (Wu et al., 2020):

$$c_0 := 4 \int_0^1 \alpha^{\frac{1}{2}}(\phi) d\phi \quad (\text{II.12})$$

Il est introduit de sorte que la surface de fissure aiguë ψ^d soit récupérée pour une fissure complètement ramollie. Le profil résultant du champ de phase de la fissure $\phi(x)$ pour la fissure 1-D initiée à $x = 0$ est donné par :

$$x(\phi) = l_0 \int_{\phi}^1 \alpha^{\frac{-1}{2}}(\phi) d\phi \quad (\text{II.13})$$

La fonction de fissure géométrique $\alpha(\phi) \in [0,1]$ doit satisfaire les propriétés naturelles suivantes :

$$\begin{cases} \alpha(0) = 0 \\ \alpha(1) = 1 \end{cases} \quad (\text{II.14})$$

Bien que les polynômes d'ordre supérieur puissent également être pris en compte, Wu (Wu, 2017) a proposé le quadratique suivant :

$$\alpha(\phi) = \xi \phi + (1-\xi) \phi^2 \in [0,1] \quad \forall \phi \in [0,1] \quad (\text{II.15})$$

Pour le paramètre non négatif $\xi \in [0,2]$; sinon, $\alpha(\phi) \in [0,1]$ ne peut pas être garanti. Pour diverses valeurs de $\xi \in [0,2]$. Les cas particuliers de l'équation II.15 sont résumés comme suivants :

- $\xi = 0$: La fonction géométrique de fissure qui en résulte a été largement adoptée dans le modèle classique de champ de phase pour la rupture fragile (Bourdin et al., 2011; Kuhn et Müller, 2010). Le champ de phase ultime de la fissure $\phi(x)$ est donné par :

$$\alpha(\phi) = \phi^2 \Rightarrow c_0 = 2, \quad \phi(x) = \exp\left(-\frac{|x|}{l_0}\right) \quad (\text{II.16})$$

Comme on peut le constater, le champ de phase de la fissure est d'un support infini

$(-\infty, +\infty)$ (Wu, 2017).

- $\xi = \frac{1}{2}$: C'est le cas considéré dans (Bourdin et al., 2008) et (Lorentz et Godard,

2011). Le champ de phase de la fissure ultime résultant $\phi(x)$ est donné par :

$$\alpha(\phi) = \frac{1}{2}(\phi + \phi^2) \Rightarrow \phi(x) = \frac{3-2\sqrt{2}}{4} \exp\left(\frac{\sqrt{2}|x|}{2l_0}\right) + \frac{3+2\sqrt{2}}{4} \exp\left(-\frac{\sqrt{2}|x|}{2l_0}\right) - \frac{1}{2} \quad (\text{II.17})$$

Avec le paramètre d'échelle c_0 suivant :

$$c_0 = 3 - \frac{\sqrt{2}}{4} \ln(3 + 2\sqrt{2}) \quad (\text{II.18})$$

- $\xi = 1$: Ce cas conduit à :

$$\alpha(\phi) = \phi \Rightarrow c_0 = \frac{8}{3}, \quad \phi(x) = \left(1 - \frac{|x|}{2l_0}\right)^2 \quad (\text{II.19})$$

Qui ont été récemment préconisés par (Pham et al., 2011) et (Bourdin et al., 2014) au nom du modèle d'endommagement par gradient.

- $\xi = 2$: Dans ce cas, il s'ensuit que :

$$\alpha(\phi) = 2\phi - \phi^2 \Rightarrow c_0 = \pi, \quad \phi(x) = 1 - \sin\left(\frac{|x|}{l_0}\right) \quad (\text{II.20})$$

Cette fonction géométrique des fissures a rarement été prise en compte dans les modèles de champ de phase existants (Wu, 2017).

Dans notre étude, on considère le paramètre non négatif $\xi = 0$ qui est largement appliqué dans les ruptures fragiles tel que béton.

Le tenseur de déformation est décomposé en deux parties (Miehe et al., 2010):

$$\varepsilon_{\pm} = \sum_{a=1}^{\delta} \langle \varepsilon_a \rangle_{\pm} n_a \otimes n_a \quad (\text{II.21})$$

Où ε_+ et ε_- sont respectivement les tenseurs de déformation en traction et en compression, ε_a est la a^{th} déformation principale, et n_a est la direction principale du tenseur de déformation ε_a . L'énergie élastique ou le potentiel initial de l'énergie libre de Helmholtz (*Helmholtz Free Energy HFE*) est exprimé comme :

$$\psi_{\varepsilon}^{\pm}(\varepsilon) = \frac{\lambda}{2} \langle tr(\varepsilon) \rangle_{\pm}^2 + \mu tr(\varepsilon_{\pm}^2) \quad (\text{II.22})$$

Où λ et μ sont des constantes de Lamé, données par :

$$\begin{cases} \lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)} & \text{Déformation plane} \\ \lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-\nu)}, \quad \mu = \frac{E(1+2\nu)}{3(1+\nu)(1-\nu)} & \text{Contrainte plane} \end{cases} \quad (\text{II.23})$$

Le tenseur de déformation est lié au champ de déplacement u par :

$$\varepsilon = \frac{1}{2} (\nabla u + \nabla u^T) \quad (\text{II.24})$$

L'attribut « isotrope » indique que le modèle ne fait pas de distinction entre le comportement de rupture en traction et en compression.

D'après Lancioni et Royer-Carfagni ([Lancioni et Royer-Carfagni, 2009](#)), une fissure de cisaillement est considérée. C'est-à-dire que seule la partie déviatorique de HFE est affectée par la fonction de dégradation, tandis que la partie volumétrique n'est pas affectée.

$$\psi_{\varepsilon}^{+}(\varepsilon) = \mu \varepsilon_D : \varepsilon_D, \quad \psi_{\varepsilon}^{-}(\varepsilon) = \frac{1}{2} K_0 tr^2(\varepsilon) \quad (\text{II.25})$$

Où :

$$K_0 = \lambda_0 + 2\mu/3 \quad (\text{II.26})$$

K_0 Désigne le module de masse ; le tenseur de déformation ε est décomposée en une partie volumétrique et une partie déviatorique.

$$\varepsilon = \varepsilon_v + \varepsilon_D; \quad \varepsilon_v = \frac{1}{3} tr(\varepsilon) \mathbf{1}, \quad \varepsilon_D = \varepsilon - \frac{1}{3} tr(\varepsilon) \mathbf{1} \quad (\text{II.27})$$

Le champ de contrainte et la loi d'évolution qui en résultent :

$$\sigma = \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon} = g(\phi) \frac{\partial \psi_0^{+}}{\partial \varepsilon} + \frac{\partial \psi_0^{-}}{\partial \varepsilon} = g(\phi) 2\mu \varepsilon_D + K_0 tr(\varepsilon) \mathbf{1} \quad (\text{II.28})$$

Le modèle de champ de phase avec la division ci-dessus a été utilisée pour analyser la défaillance de certains éléments structurels du Panthéon français, l'un des monuments

historiques les plus célèbres de Paris, monuments historiques de Paris (Wu et al., 2020).

Amor (Amor et al., 2009) proposé les parties positives et négatives suivantes du potentiel initial HFE

$$\psi_{\varepsilon}^{+}(\varepsilon) = \frac{1}{2} K_0 \langle tr(\varepsilon) \rangle^2 + \mu \varepsilon_D : \varepsilon_D, \quad \psi_{\varepsilon}^{-}(\varepsilon) = \frac{1}{2} K_0 \langle -tr(\varepsilon) \rangle^2 \quad (\text{II.29})$$

De sorte que :

$$\sigma = g(\phi) \left[K_0 \langle tr(\varepsilon) \rangle 1 + 2\mu \varepsilon_D \right] - K_0 \langle -tr(\varepsilon) \rangle 1 \quad (\text{II.30})$$

Le modèle de champ de phase qui en résulte limite partiellement, mais n'empêche pas complètement, la création de fissures sous compression. C'est la partie déviatorique de l'énergie volumique qui contribue à la force d'entraînement des fissures lorsque $tr(\varepsilon) < 0$.

(Miehe et al., 2010) a considéré un modèle de champ de phase anisotrope avec une décomposition spectrale du tenseur des déformations :

$$\varepsilon = \sum_{n=1}^3 \varepsilon_n p_n \otimes p_n = \varepsilon^{+} + \varepsilon^{-} \quad (\text{II.31})$$

Pour les composantes positives et négatives (Ortiz, 1985; Wu et Xu, 2013)

$$\varepsilon^{+} := \sum_{n=1}^3 \langle \varepsilon_n \rangle p_n \otimes p_n, \quad \varepsilon^{-} := \sum_{n=1}^3 -\langle -\varepsilon_n \rangle p_n \otimes p_n \quad (\text{II.32})$$

Où ε_n et p_n ($n = 1, 2, 3$), désignent les déformations principales et les vecteurs propres des valeurs propres de ε respectivement ; \otimes est le produit dyadique de deux vecteurs.

Notez que les tenseurs de déformation en traction et compression ci-dessus sont orthogonaux dans la norme de Frobenius (Wu, 2018), c'est-à-dire, $\varepsilon^{+} : \varepsilon^{-} = 0$.

Par conséquent, les parties positives/négatives du potentiel HFE initial sont exprimées comme :

$$\psi_{\varepsilon}^{\pm}(\varepsilon) := \frac{1}{2} \lambda \langle \pm tr(\varepsilon) \rangle^2 + \mu \varepsilon^{\pm} : \varepsilon^{\pm} \quad (\text{II.33})$$

Il en résulte que

$$\sigma = g(\phi) \left[\lambda \langle \text{tr}(\varepsilon) \rangle 1 + 2\mu \varepsilon^+ \right] - \lambda \langle -\text{tr}(\varepsilon) \rangle 1 + 2\mu \varepsilon^- \quad (\text{II.34})$$

Le modèle de champ de phase résultant peut supprimer complètement la création de fissures sous compression.

Nous adoptons la formulation anisotrope proposée par (Miehe et al., 2010), qui suppose que les fissures ne se propagent que sous tension, c'est-à-dire en raison de la partie positive de l'énergie élastique.

L'énergie élastique totale s'exprime alors par :

$$\psi_\varepsilon^\pm(\varepsilon) = g(\phi) \psi_\varepsilon^+(\varepsilon) + \psi_\varepsilon^-(\varepsilon) \quad (\text{II.35})$$

Avec $g(\phi) = (1-k)(1-\phi)^2 + k$ est la fonction de dégradation, et k ($0 < k \ll 1$) est un paramètre qui évite les singularités numériques (Vignollet et al., 2014).

La fonctionnelle d'énergie externe, ψ^S , tient compte des forces du corps et des charges appliquées aux frontières comme suit :

$$\psi^S = \int_{\Omega} \bar{f} \cdot u d\Omega + \int_{\partial\Omega_E} \bar{t} \cdot u d\partial \quad (\text{II.36})$$

La pression du fluide à l'intérieur de la fissure, p_f , exerce une force sur la surface de la fissure. Nous incluons cette charge dans le terme de force vectorielle de traction comme suit :

$$\int_{\partial\Omega_E} \bar{t} \cdot u d\partial = \int_{\partial_N\Omega} \bar{t} \cdot u d\partial - \int_{\partial_N\Omega_F} p_f \bar{n} \cdot u d\partial \quad (\text{II.37})$$

Nous développons le deuxième terme dans l'équation (II.37) en utilisant le théorème de divergence comme suit :

$$\int_{\partial_N\Omega_F} p_f \bar{n} \cdot u d\partial = \int_{\Omega_E} \nabla \cdot (p_f u) d\Omega - \int_{\partial_N\Omega_E} p_f \bar{n} \cdot u d\partial \quad (\text{II.38})$$

La charge de pression sur la surface de la fissure est ensuite formulée comme une

force corporelle appliquée à l'ensemble du domaine. Pour considérer la propagation de la fissure, nous introduisons le champ de phase dans l'équation (II.38) :

$$\int_{\Omega_E} \nabla \cdot (p_f u) d\Omega - \int_{\partial_N \Omega_E} p_f \bar{n} \cdot u d\partial = \int_{\Omega} g(\phi) \nabla \cdot (p_f u) d\Omega - \int_{\partial_N \Omega} g(\phi) p_f \bar{n} \cdot u d\partial \quad (\text{II.39})$$

Ainsi, l'énergie externe ψ^S devient :

$$\psi^S = \int_{\Omega} \bar{f} \cdot u d\Omega - \int_{\Omega} g(\phi) \nabla \cdot (p_f u) d\Omega + \int_{\partial_N \Omega} g(\phi) p_f \bar{n} \cdot u d\partial + \int_{\partial_N \Omega} \bar{t} \cdot u d\Omega \quad (\text{II.40})$$

En substituant équations (II.6), (II.35) et (II.40) dans l'équation. (II.1), la dérivée de Fréchet de l'énergie potentielle totale ψ donne les équations d'Euler suivantes (Borden *et al.*, 2012):

$$\frac{G_c}{l_0} (\phi - l_0^2 \nabla^2 \phi) = 2(1-k)(1-\phi) [\psi_{\varepsilon}^+(\varepsilon) + p_f \nabla u + u \cdot \nabla p_f] \quad (\text{II.41})$$

Et :

$$\nabla \sigma + p_f \nabla g(\phi) + \bar{f} = 0 \quad (\text{II.42})$$

Où le tenseur des contraintes de Cauchy est donné par :

$$\sigma = g(\phi) [\lambda \langle tr(\varepsilon) \rangle_+ I + 2\mu \varepsilon_+] + \lambda \langle tr(\varepsilon) \rangle_- I + 2\mu \quad (\text{II.43})$$

Le flux de régime à l'intérieur du matériau poreux est basé sur la loi de Darcy, qui est dérivée de l'équation de Navier-Stokes. Il décrit une relation linéaire entre la vitesse v (m/s) et le gradient de pression p_f (Pa). Lomiz (Lomiz, 1951) et Louis (Louis, 1972) ont réalisé que la pénétration du fluide à travers une fissure rocheuse suit la loi cubique développée à l'aide de l'approche des plaques parallèles (White, 2016).

$$\nabla p_f = \frac{\mu}{K} v \quad (\text{II.44})$$

Avec μ la viscosité dynamique (Pa. s) et K (m²) la perméabilité du milieu poreux du fluide respectivement.

La loi de Darcy n'est valable que pour les faibles vitesses lorsque le régime est laminaire (Lomiz, 1951; Louis, 1972).

Nous tenons compte de l'irréversibilité du processus de propagation des fissures en adoptant le champ d'historique de déformation suivant $H^+(u, p_f, t)$ (Miehe et al., 2010):

$$H^+(u, p_f, t) = \max_{x \in [0, t]} (\psi_\varepsilon^+(\varepsilon) + p_f \nabla \cdot u + u \cdot \nabla p_f) \quad (\text{II.45})$$

L'équation (II.41) peut alors être réécrit comme suit :

$$\frac{G_c}{l_0} (\phi - l_0^2 \nabla^2 \phi) = 2(1-k)(1-\phi) H^+ \quad (\text{II.46})$$

Ainsi, l'équation d'Euler-Lagrangienne devient :

$$\begin{cases} \nabla \sigma + p_f \nabla g(\phi) + \bar{f} = 0 \\ \left[\frac{2l_0(1-k)H^+}{G_c} + 1 \right] \phi - l_0^2 \nabla^2 \phi = \frac{2l_0(1-k)H^+}{G_c} \end{cases} \quad (\text{II.47})$$

Les équations (II.47) sont la forme forte du problème de champ de phase, sujet des conditions aux limites de Neumann suivantes :

$$\begin{cases} \sigma \cdot \bar{n} = \bar{t} + g(\phi) & \text{Dans } \partial_N \Omega \\ \nabla \phi \cdot \bar{n} & \text{Dans } \partial_N \Omega \end{cases} \quad (\text{II.48})$$

L'équation (II.47) résume le problème de champ de phase non linéaire.

Les équations incluent la décomposition du tenseur des contraintes de Cauchy en ses parties de compression et de tension. Puisque nous supposons que les fissures ne se propagent que sous tension, et non sous l'effet de la compression, la fonction de dégradation n'affecte que l'énergie élastique positive. D'un point de vue mathématique, cette hypothèse conduit à un système d'EDP hautement non linéaire et coûteux en calculs. Récemment, ces inconvénients ont été résolus avec la formulation dite hybride (Ambati et al., 2015a).

La formulation linéarisée du problème avec une troisième contrainte comme suit :

$$\begin{cases} \nabla \sigma + p_f \nabla g(\phi) + \bar{f} = 0 \\ \left[\frac{2l_0(1-k)H^+}{G_c} + 1 \right] \phi - l_0^2 \nabla^2 \phi = \frac{2l_0(1-k)H^+}{G_c} \\ \forall x : \psi_\varepsilon^+ < \psi_\varepsilon^- \Rightarrow \phi := 0 \end{cases} \quad (\text{II.49})$$

Le modèle champ de phase adapté ci-dessus adopte une fonction quadratique ϕ^2 dans la fonctionnelle de densité de surface de fissure. La plage admissible $\phi^2 \in [0,1]$ peut être intrinsèquement garantie pour la distribution exponentielle résultante du champ de phase (Miehe et al., 2010).

Cependant, ce choix régularise virtuellement la topologie de la fissure aiguë en une fissure diffuse à support infini. En conséquence, l'équation d'évolution du champ de phase doit être résolue dans tout le domaine de calcul pour déterminer la valeur du champ de phase en chaque point (Moës et al., 2011).

En calcul quasi-statique, les fissures se propagent sous un régime dominé par la ténacité. L'énergie dépensée lors du processus de fissure est beaucoup plus élevée que la dissipation visqueuse (Detournay, 2004), c'est-à-dire l'énergie dissipée en raison de l'écoulement de l'eau à l'intérieur de la fissure. Cette hypothèse implique que la pression de l'eau à l'intérieur de la fissure est plus ou moins constante et égale à la pression hydrostatique au niveau de la fissure (Santillán et al., 2017b). Par conséquent, le terme $u \cdot \nabla p_f$ dans l'équation (II.44) est nul.

Nous résolvons le système d'EDP donné par équation (II.27) avec le schéma échelonné proposé par (Miehe et al., 2010), utilisé avec succès dans des problèmes d'ingénierie (Ponce-Farfán et al., 2020; Santillán et al., 2017b).

II.3. Présentation du Progiciel de simulation COMSOL Multiphysics

COMSOL Multiphysics est un logiciel de simulation multiphysique et un code de calcul basé sur la méthode des éléments finis, largement utilisé pour modéliser et analyser des phénomènes complexes, notamment la propagation des fissures dans les matériaux. Grâce à sa capacité à coupler plusieurs physiques telles que la mécanique, la thermique et

Chapitre II : Modélisation numérique de propagation d'une fissure dans un barrage en béton par approche de champ de phase hybride

l'électromagnétisme, il s'avère particulièrement adapté pour étudier la mécanique de la rupture, un domaine clé en ingénierie des matériaux et en mécanique des structures. La propagation des fissures représente un défi majeur dans de nombreux secteurs, tels que le génie civil, l'industrie aéronautique et la science des matériaux, où sa compréhension et sa prédiction sont essentielles pour garantir la durabilité et la sécurité des structures (COMSOL Multiphysics User's Guide, 2023). Voir figure II.3 illustre l'interface du code de calcul COMSOL Multiphysics.

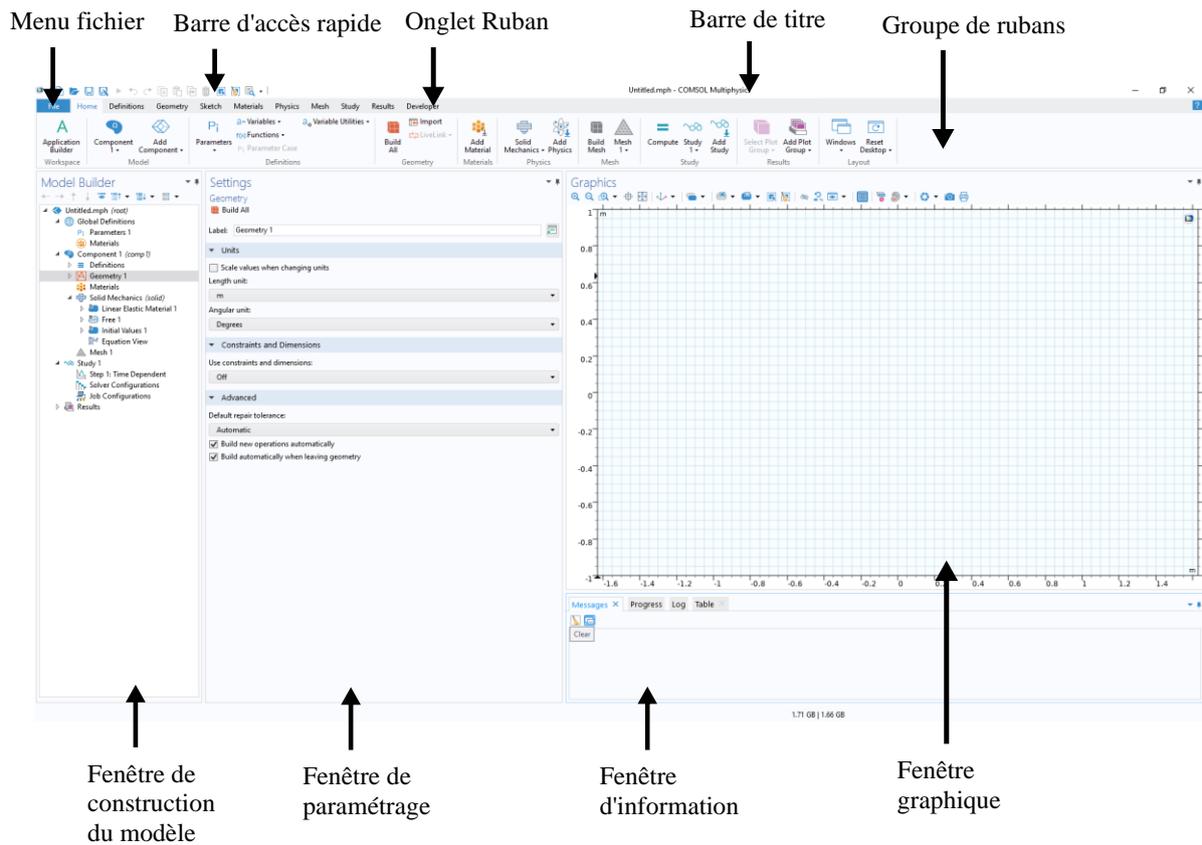


Figure II.3 : Interface du code de calcul COMSOL Multiphysics

L'approche par éléments finis implémentée dans COMSOL permet de simuler avec précision l'apparition et l'évolution des fissures en utilisant différentes méthodes. La méthode de la zone cohésive (CZM) est idéale pour simuler la rupture des matériaux ductiles et fragiles, tandis que la mécanique de la rupture linéaire élastique (LEFM) permet de calculer les facteurs d'intensité de contrainte (K) et d'analyser la propagation sous diverses conditions de charge. Une alternative innovante est la méthode de phase-field, qui évite le suivi explicite du front de fissure en représentant la fissuration par un champ scalaire. Ces méthodes ont été largement adoptées pour l'étude des fissures en fatigue et en environnement corrosif, offrant ainsi une meilleure compréhension des phénomènes de rupture dans divers matériaux (Jafari

Chapitre II : Modélisation numérique de propagation d'une fissure dans un barrage en béton par approche de champ de phase hybride

et al., 2022; Zhang et al., 2021). Voir figure II.4 montre Exemple de maillage d'un modèle de barrage sous COMSOL Multiphysics.

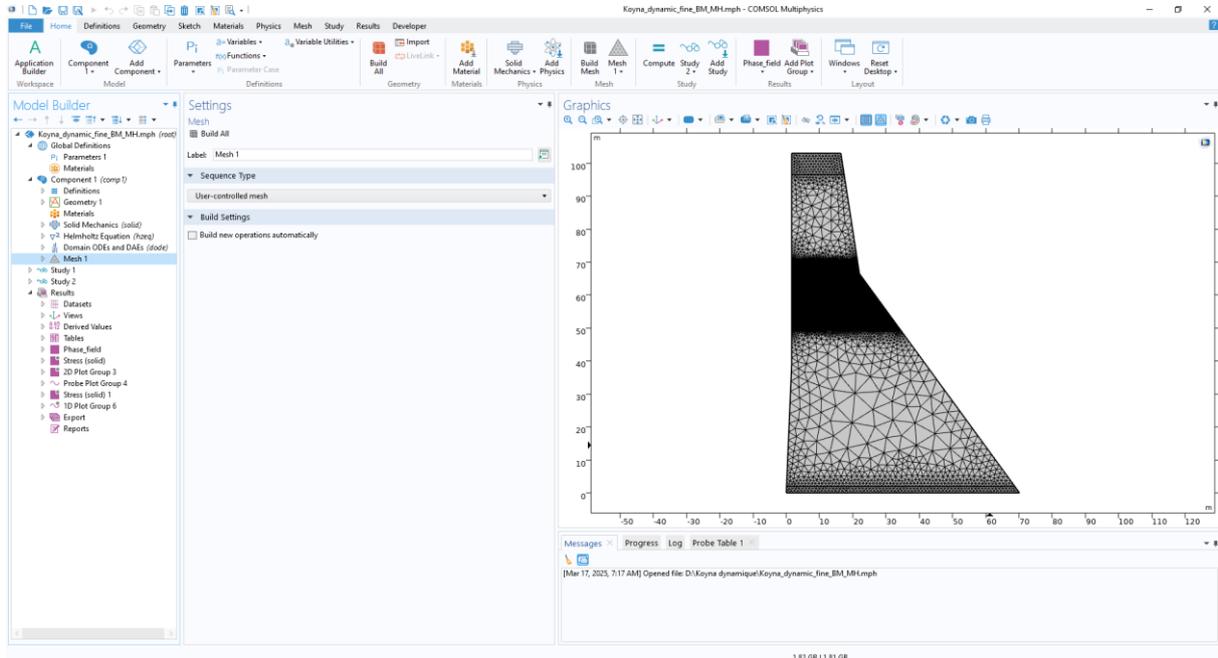


Figure II.4 : Exemple de maillage d'un modèle de barrage sous COMSOL Multiphysics

L'application de COMSOL Multiphysics s'étend à plusieurs domaines industriels et académiques. Dans l'industrie du génie civil, il permet d'évaluer la fissuration du béton sous charges cycliques et effets thermiques, en analysant les interactions entre les contraintes mécaniques et les réactions chimiques liées à la carbonatation et à la corrosion des armatures. En aéronautique, il est utilisé pour étudier la propagation des fissures dans les structures composites soumises à des charges complexes, intégrant ainsi des effets de délamination et de fatigue thermique (Li et al., 2024). En mécanique des matériaux, COMSOL offre des outils puissants pour analyser la résistance des alliages et des polymères sous différentes conditions de sollicitation, permettant ainsi d'optimiser la conception des matériaux et d'améliorer leur durabilité.

L'intégration de la méthode des éléments finis étendus (XFEM) dans COMSOL a permis d'améliorer la précision des simulations de propagation des fissures sans nécessiter un remaillage constant. Cette approche a été appliquée avec succès pour modéliser la fissuration dans les matériaux hétérogènes, les milieux poreux discontinus et les revêtements protecteurs. Des études ont montré que XFEM couplé à des analyses thermo-hydro-mécaniques permet une meilleure représentation des interactions entre la fissuration, l'écoulement des fluides et le transfert thermique (Deng et al., 2023). D'autres travaux ont mis en avant la méthode du

gradient de dommage localisant (LGDM) pour simuler la rupture fragile et ductile en intégrant des lois de cohésion et de dissipation énergétique.

Dans le contexte de la fracturation hydraulique, COMSOL Multiphysics a été utilisé pour modéliser la propagation des fissures sous l'effet de pressions de fluides injectés dans des formations rocheuses. Des simulations couplant la mécanique des fluides et la mécanique des solides ont permis d'évaluer l'évolution de la perméabilité des fractures et leur interaction avec la matrice rocheuse environnante. De manière similaire, des études sur la fissuration des structures en béton soumises aux cycles gel/dégel ont démontré l'efficacité des modèles basés sur la méthode phase-field pour prédire la dégradation progressive du matériau (Dong et al., 2024).

L'interface utilisateur intuitive de COMSOL facilite la définition et la mise en œuvre des modèles, tandis que ses capacités de couplage multiphysique permettent d'intégrer simultanément divers phénomènes. Cependant, l'interprétation des résultats requiert une expertise en mécanique des matériaux et en simulation numérique. L'adoption croissante de cet outil dans l'industrie et la recherche témoigne de son potentiel pour optimiser la conception des structures et prévenir les défaillances liées à la fissuration.

Le champ de déplacement, le champ de phase et le champ d'historique de déformation sont résolus séquentiellement, bien illustrés en figure II.5 qui illustre de schéma échelonné pour la résolution numérique du système EDP dans le modèle de COMSOL pour le champ de phase. Cette approche nécessite de petits incréments de chargement, c'est-à-dire de petits pas de temps (Mazighi et al., 2022; Santillán et al., 2017b). Nous adoptons une formule implicite de différenciation descendante (Hindmarsh et al., 2005) pour l'intégration temporelle. Au début du pas de temps $j+1$, on prend comme condition initiale la solution du pas de temps précédent, j . Le champ de déplacement est d'abord calculé en utilisant des équations spécifiques, puis le champ de l'historique des taches est mis à jour avec des conditions adaptées. Enfin, le champ de phase est mis à jour. À chaque pas de temps, une convergence de tolérance minimale est requise.

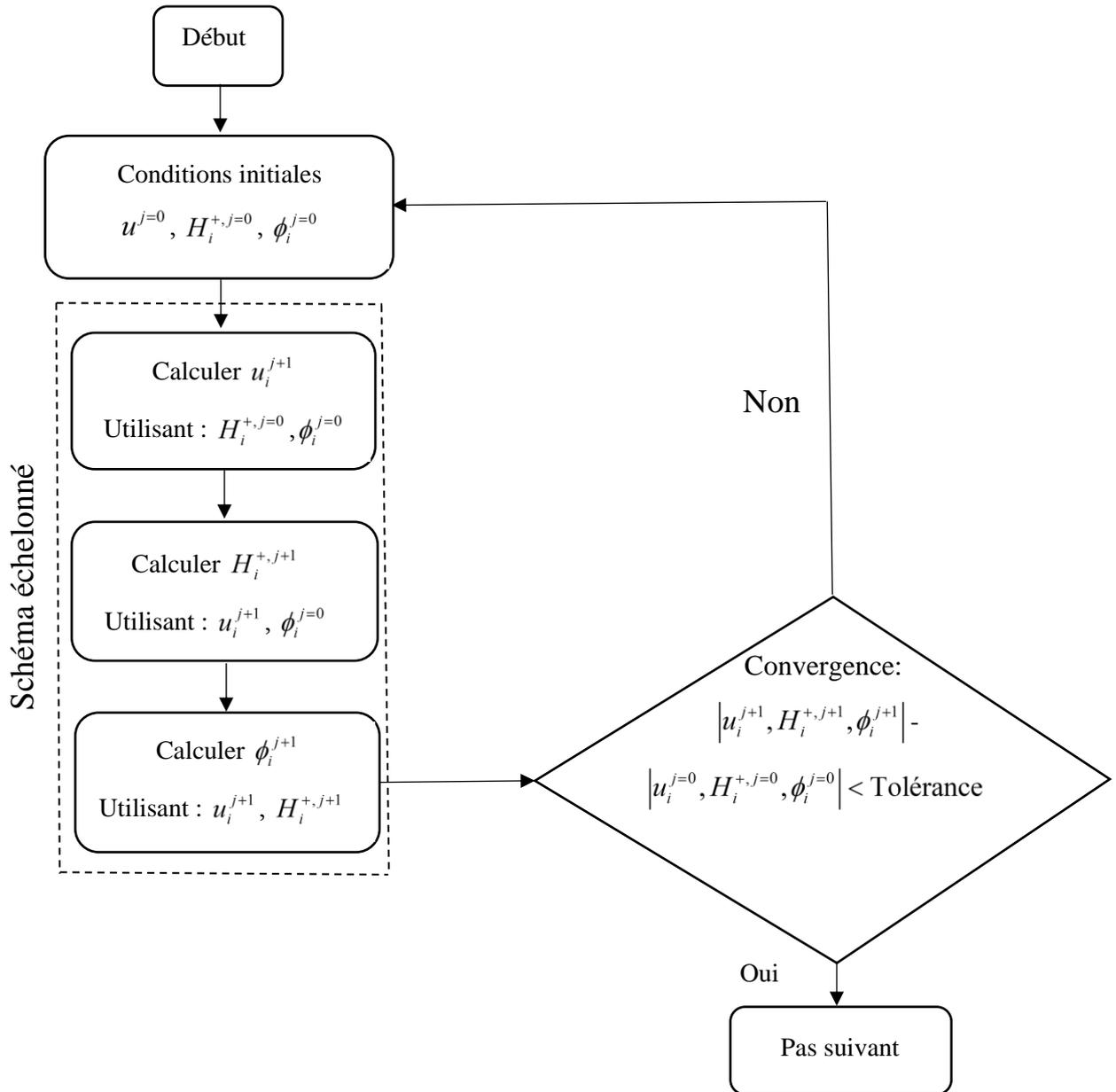


Figure II.5 : Schéma échelonné de résolution numérique des EDP dans le modèle COMSOL.

II.4. Modélisation quasi-statique

Un modèle de champ de phase pour une rupture fragile nécessite quatre paramètres :

- Le module de Young E ;
- Le coefficient de Poisson ν ;
- L'énergie de rupture G_c ;
- Le paramètre d'échelle de longueur l_0 .

Les trois premiers paramètres sont des propriétés du matériau et peuvent être déterminés à partir des tests en laboratoire. Le dernier paramètre d'échelle de longueur est déterminé à l'aide de la relation entre l'énergie de rupture, le module du Young et la contrainte de résistance à la traction comme mentionnée sur l'équation II.7.

L'étude proposée dans cette section a pour but de valider le modèle numérique présenté précédemment. La validation consiste à comparer les résultats obtenus à partir de l'application de notre modèle numérique avec les résultats expérimentaux.

La première expérience étudie la rupture d'éprouvettes de mortier soumises à un essai de flexion trois points (Perdikaris et Romeo, 1995) pour lequel des données expérimentales sont disponibles.

La seconde étudie le chemin de propagation bidimensionnel largement utilisé en mécanique de la rupture, qui est le problème de l'essai fendage en coin, développé par Tschegg (Tschegg, 1986, 1991) et Brühwiler (Brühwiler, 1988).

II.4.1 Essai de flexion trois points

Dans cet exemple, nous simulons la propagation d'une fissure dans le problème de la poutre entaillée (Perdikaris et Romeo, 1995). La géométrie est représentée sur la figure II.6(a), d'après (Meschke et al., 1998).

L'expérience a été traitée par Meschke (Meschke et al., 1998) où une loi d'évolution de l'endommagement anisotrope basée sur l'hypothèse d'une dissipation maximale a été utilisée pour développer un modèle constitutif pour le béton ordinaire.

(Mandal et al., 2019) a étudié la sensibilité des solutions de trois modèles de champ de phase à l'alignement du maillage pour un problème de flexion en trois points concernant une rupture quasi-fragile en mode I. l'orientation du maillage ainsi la variation du paramètre d'échelle de longueur a été étudié.

Le spécimen a été testé sous contrôle de déplacement selon la procédure suivante : Dès que la charge maximale a été atteinte, la poutre a été déchargée, puis rechargée jusqu'à une valeur de déplacement d'ouverture de fissure (*Crack Mouth Opening Displacement CMOD*) deux fois supérieure à celle précédemment atteinte à la charge maximale $CMOD_{max}$ et déchargée à nouveau.

Chapitre II : Modélisation numérique de propagation d'une fissure dans un barrage en béton par approche de champ de phase hybride

Par la suite, la poutre a été déchargée et rechargée à $CMOD = 5 CMOD_{max}$ et à $CMOD = 10 CMOD_{max}$ (Meschke et al., 1998).

L'épaisseur de la poutre est de 127 mm, la hauteur est de 254 mm, la longueur est de 1118 mm, et la portée est de 1016 mm. Les propriétés mécaniques sont les suivantes : $E = 4.36 * 10^4 MPa$, $\nu = 0.2$, $f_t = 4.0 MPa$, et $G_c = 119 N / m$. Nous simulons la propagation d'une fissure verticale initiale parallèle au côté de la poutre.

La fissure a une longueur de 78 mm et une largeur de 5 mm et est située dans la partie inférieure de la poutre. Nous appliquons un déplacement vertical incrémental \mathbf{u} sur la partie centrale supérieure de la poutre, et nous négligeons le poids propre. La poutre est soutenue simplement et rigidement. Nous adoptons comme paramètre d'échelle de longueur $l_0 = 10 mm$.

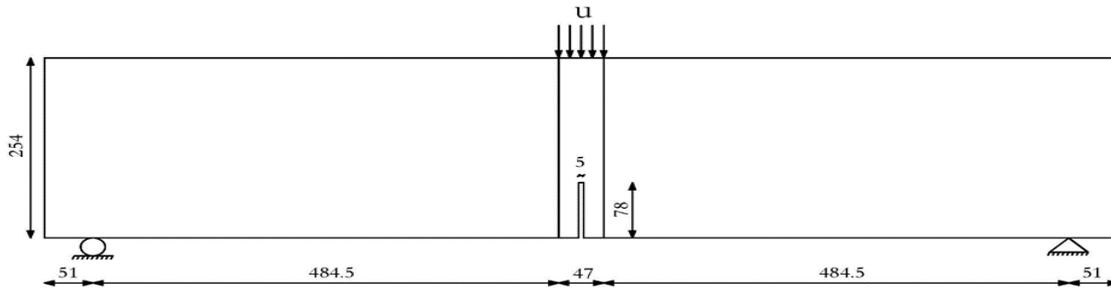
Nous simulons la propagation de la fissure avec un modèle bidimensionnel dans des conditions de déformation plane. Nous discrétisons le domaine autour de la fissure avec 8272 éléments quadrilatéraux et le reste de la poutre avec 6427 éléments triangulaires. La taille du maillage autour de la fissure est $h_0 = 1.0 mm = l_0 / 10$, suffisamment petite pour capturer avec précision la transition entre les régions endommagées et non endommagées.

Nous présentons la trajectoire de propagation de fissure sur la figure II.6(b), où la couleur rouge représente la trajectoire de la fissure, et l'évolution de la force appliquée en fonction de la déflexion qui caractérise la distance d'ouverture de l'entaille de la fissure (*Crack Mouth Opening Distance* CMOD) à la figure II.6(c). Nous comparons nos simulations avec celles rapportées par Meschke et Mandal (Mandal et al., 2019; Meschke et al., 1998), et les résultats expérimentaux (Perdikaris et Romeo, 1995).

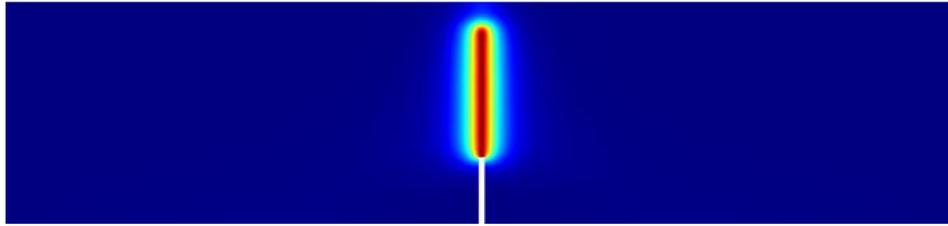
Nos simulations sont assez similaires aux deux résultats rapportés ainsi qu'aux expériences en laboratoire. La relation entre la force appliquée et CMOD est linéaire jusqu'à ce que la charge critique soit atteinte, ce qui est un comportement caractéristique des matériaux fragiles et quasi-fragiles. Au-delà de ce point, la fissure se propage très rapidement et la déflexion augmente alors que la charge diminue. Cette conclusion est en accord avec les résultats expérimentaux.

Les erreurs entre la force critique, CMOD simulées et celles trouvées expérimentalement sont inférieures à 3%, ce qui indique que notre approche de champ de

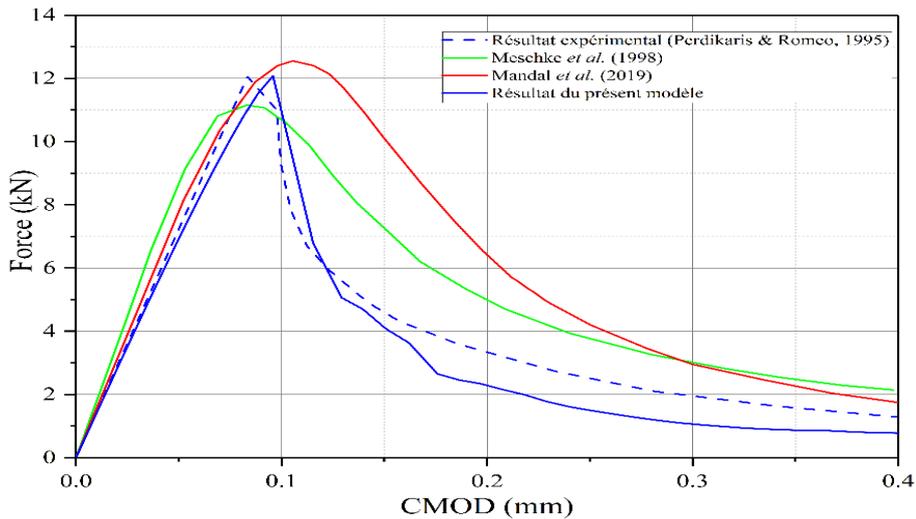
phase a une précision satisfaisante pour modéliser la fissuration en mode I.



(a)



(b)



(c)

Figure II.6 : (a) Géométrie et conditions aux limites de l'essai de la poutre entaillée. Les dimensions sont en mm. (b) Trajectoire de la fissure. (c) Évolution de la force appliquée par rapport à l'ouverture de la fissure

II.4.2 Test de fendage en coin

L'essai classique de fendage en coin a été développé par Tschegg (Tschegg, 1986, 1991) et Brühwiler (Brühwiler, 1988) pour déterminer l'énergie de rupture spécifique du mode I des matériaux quasi-fragiles. Depuis, il a été adopté et modifié par de nombreux chercheurs. De nombreux rapports d'applications réussies à différents matériaux tels que le béton, la roche, l'asphalte ou le béton renforcé par des fibres peuvent être trouvés dans la

littérature, et différentes modifications ont été proposées pour adapter la méthode à certaines applications.

Le test est une méthode d'essai pratique pour les éprouvettes en béton lourd puisque le poids de l'éprouvette est supporté. En comparaison avec une poutre en béton poutre en béton à trois points de flexion,

L'idée de base de l'essai de fendage par coin est d'utiliser un coin transmetteur de charge pour transformer la force verticale appliquée par la machine en une force de fendage horizontale afin de créer une fissure en tension qui sépare l'éprouvette en deux parties, comme illustré à la figure II.7. Grâce au coin de transmission de la charge, des forces de fendage (clivage) très élevées sont obtenues à partir de forces modérées de la machine, et vice versa, les grands déplacements du piston de la machine sont transformés en petits déplacements d'ouverture de fissure, ce qui permet une procédure d'essai stable (Neuner *et al.*, 2022).

L'énergie de rupture spécifique du mode I est déterminée en calculant l'énergie consommée pour séparer l'éprouvette, normalisée par rapport à la zone de rupture résultante. En détail, elle est calculée comme l'intégrale de la courbe charge-déplacement définie par le déplacement de séparation et sa force de séparation conjuguée au travail, liée à la zone de fissure mesurée de l'échantillon respectif.

Trunk (Trunk, 1999) a testé expérimentalement multiples séries de blocs de tailles et paramètres de mélange du béton différentes, et ont validé numériquement à l'aide du modèle de fissure fictive.

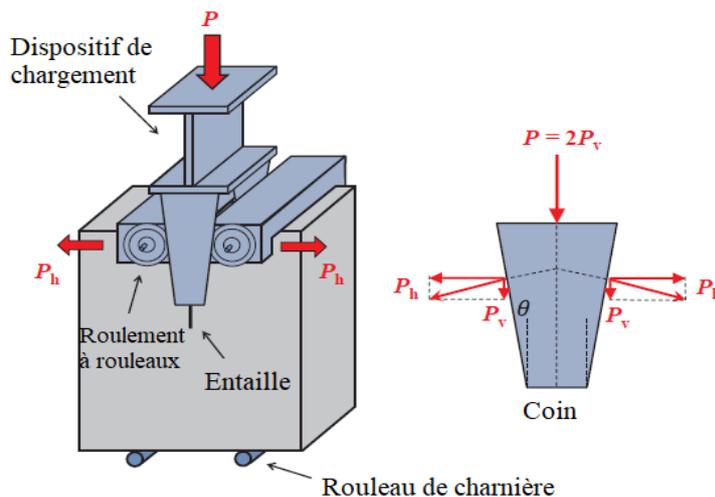


Figure II.7 : Configuration de l'essai classique de fendage de coin, avec éprouvette et dispositif de fendage selon Tschegg (Tschegg, 1991)

Chapitre II : Modélisation numérique de propagation d'une fissure dans un barrage en béton par approche de champ de phase hybride

Dans cette section, on reproduit numériquement l'étude de propagation de la fissure dans un dispositif de fendage élaboré par Trunk (Trunk, 1999) à partir d'une simulation sur un bloc constitué d'un béton à deux différentes masses volumiques respectivement : 250 kg/m³ et 175 kg/m³, qui se rapprochent du béton maigre utilisé souvent par la technique BCR dans la réalisation des barrages en Algérie et en Méditerranée

La figure II.8 représente les dimensions du bloc à considérer, les épaisseurs des blocs à prendre en considération sont 100 et 200 mm afin d'étudier l'influence de l'épaisseur du bloc sur le comportement mécanique.

Le tableau II.1 présente les paramètres du matériau pour simuler la propagation de la fissure à l'aide du modèle proposé. Nous adoptons comme paramètre d'échelle de longueur $l_0 = 4\text{mm}$. La valeur de perméabilité et le coefficient du béton n'a pas été fournie par Trunk (Trunk, 1999), des valeurs typiques du béton ordinaire non fissuré a été prise en compte sur la base de l'étude élaborée par Bessaid et al. (Bessaid et al., 2022).

Tableau II.1 : Propriétés des matériaux pour l'essai de fendage

Epaisseur (mm)	Masse volumique (kg/m ³)	E (GPa)	Résistance à la compression f_c (MPa)	Résistance à la traction f_t (MPa)	Coefficient de poisson ν	Energie de rupture G_c (N/m)	Perméabilité intrinsèque (m ²)	Coefficient de Biot
100	250	28,30	44,70	2,85	0,20	233	10 ⁻¹⁸	0,2
200				2,64		266		
100	175	24,30	26,40	2,30		173		
200				2,10		219		

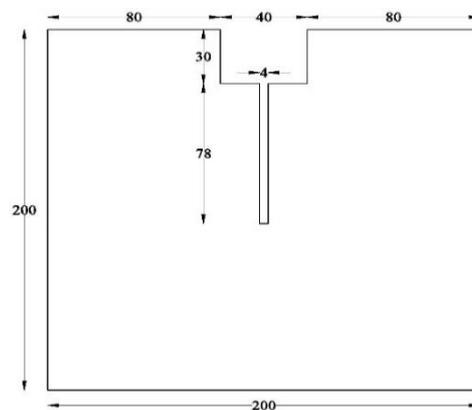
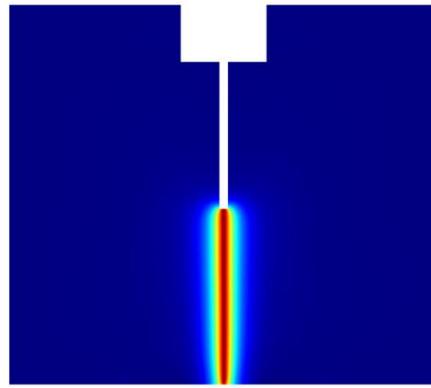
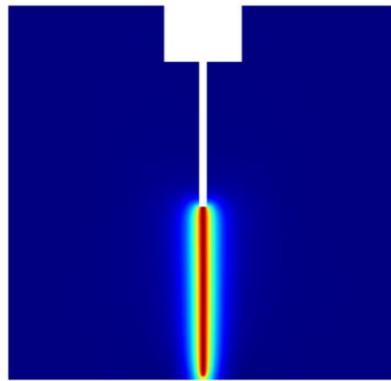


Figure II.8 : Géométrie de l'essai fendage en coin avec les dimensions du bloc en mm. (Trunk, 1999)

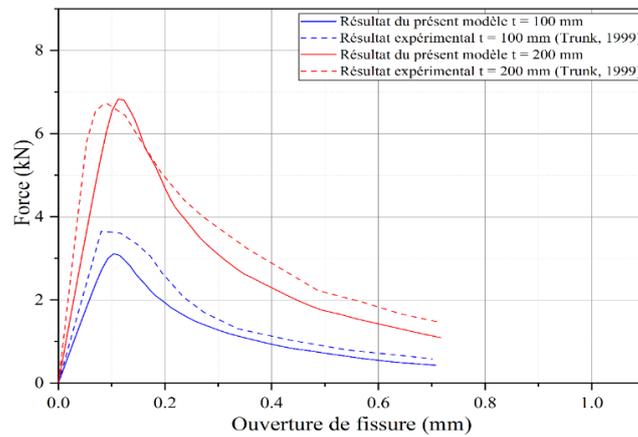


(a)

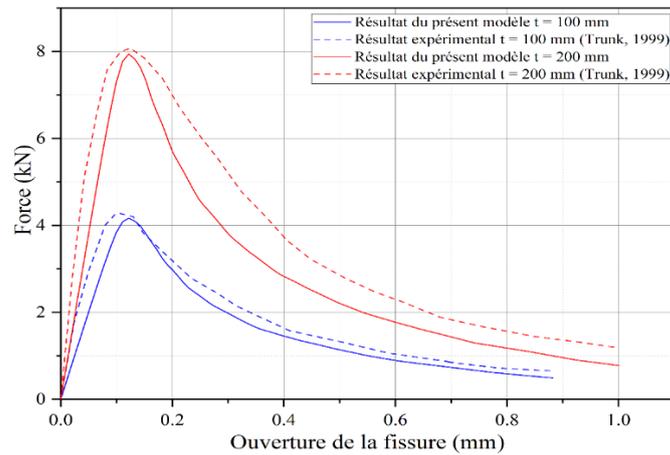


(b)

Figure II.9 : Trajectoire de la fissure. (a) Bloc d'une masse volumique du béton 175 kg/m^3 .
(b) Bloc d'une masse volumique du béton 250 kg/m^3 .



(a)



(b)

Figure II.10 : Courbe de la force appliquée en fonction l'ouverture de fissure. (a) Bloc d'une masse volumique du béton 175 kg/m^3 . (b) Bloc d'une masse volumique du béton 250 kg/m^3 .

La figure II.9 illustre les trajectoires de propagation de la fissure due à l'application de la force P_h pour les deux cas d'études des masses volumiques du béton, cette dernière est représentée en rouge. On remarque que la fissure se propage jusqu'à séparer le bloc en deux sous-blocs à la fin de la simulation.

L'évolution de la force appliquée en fonction de l'ouverture de la fissure qui représente le comportement mécanique du bloc est illustrée sur les figures II.10(a) et figure II.10(b) pour les deux cas d'étude de masse volumique 175 et 250 kg/m^3 consécutivement. Pour les deux cas d'études avec différentes épaisseurs, on compare les résultats numériques obtenus par le modèle démontré dans ce chapitre avec ceux obtenus par les essais expérimentaux (Trunk, 1999).

Pour les toutes les simulations, les résultats sont assez similaires aux ceux expérimentaux, l'évolution de la force appliquée est linéaire jusqu'à atteindre la force critique qui représente la limite élastique du béton. Au-delà de ce point, la fissure se développe rapidement et l'ouverture de la fissure augmente alors que la charge diminue. Cette conclusion est en accord avec les résultats expérimentaux.

Le tableau II.2, résume les charges critiques obtenues par le présent modèle et celles obtenues expérimentalement à travers les essais de Trunk (Trunk, 1999), en addition on calcule les erreurs relatives entre les deux résultats afin de valider le présent modèle.

Tableau II.2 : Comparaison entre les charges critiques calculées et expérimentales pour différentes épaisseurs

Epaisseur (mm)	Masse volumique (kg/m ³)	Charge critique numérique (kN)	Charge critique expérimentale (kN)	Erreur relative (%)
100	175	3,11	3,65	14,79
200		6,83	6,75	1,19
100	250	4,17	4,30	3,02
200		7,94	8,07	1,61

La moyennes des erreurs entre les charges critiques numériques et expérimentales sont inférieures à 5%, ce qui indique que donne à nouveau de bons résultats, confirmant que notre modèle est validé.

II.5. Modélisation dynamique

En partant de l'hypothèse que l'énergie cinétique n'est pas affectée par le champ de phase et que l'énergie de rupture est constante (c'est-à-dire indépendante de la vitesse de la fissure), les modèles de champ de phase ont été appliqués à la rupture dynamique comme indiqué dans (Larsen *et al.*, 2010); (Bourdin *et al.*, 2011); (Schlüter *et al.*, 2014); (Hofacker et Mische, 2012, 2013) ; (Jérémy Bleyer *et al.*, 2017) ; (Borden *et al.*, 2012); (Steinke *et al.*, 2016); (Li *et al.*, 2016). Le phénomène de ramification dynamique des fissures observé expérimentalement peut être capturé et des énergies de rupture indépendantes du maillage ont été obtenues. À l'exception de Li *et al.* (Li *et al.*, 2016), la majorité de ces travaux ont adopté certains modèles de champ de phase sans domaine élastique. Par conséquent, une surestimation de l'énergie de dissipation a été signalée (Borden *et al.*, 2012). De plus, la plupart de ces travaux se sont concentrés sur les aspects numériques de la modélisation en champ de phase de la croissance dynamique des fissures, alors que Jérémy Bleyer et ses collègues (Jérémy Bleyer *et al.*, 2017); Jérémy Bleyer et Molinari (Jeremy Bleyer et Molinari, 2017) ont présenté quelques explications du comportement dynamique des fissures en utilisant le modèle de Li *et al.* (Li *et al.*, 2016).

Plus intéressant, le phénomène d'instabilité dynamique des fissures où de nombreuses petites branches de fissures sont présentes a été capturé avec succès (Jeremy Bleyer *et*

[Molinari, 2017](#)).

Alternativement, l'énergie de rupture peut être simplement rendue non constante et dépendante du taux.

Dans cette section, deux exemples de modélisation de la fissure dynamique sont présentés pour démontrer la performance du modèle champ de phase proposé.

Premièrement, on formule les équations qui régissent le champ de déplacement u et le champ de phase ϕ .

La surface extérieure du corps est décomposée en une partie u , où le déplacement est prescrit par des conditions aux limites de type Dirichlet décrit comme suit :

$$u(x, t) = u_D(x, t) \text{ sur } x \in \partial_D \Omega_E \quad (\text{II.50})$$

Et en une partie $\partial_N \Omega_E$, où la traction t est prescrite par des conditions aux limites de type Neumann comme démontré sur la figure II.2. En ce qui concerne le champ de phase de la fissure, une région fissurée peut être prescrite à travers la condition initiale :

$$\phi(x, t) = 1 \text{ sur } x \in \Omega_F \quad (\text{II.51})$$

Pour la modélisation dynamique des fissures, nous définissons l'énergie cinétique du solide comme ([Kristensen et Martínez-Pañeda, 2020](#)):

$$\psi^k(\dot{u}) = \frac{1}{2} \int_{\Omega} \rho \dot{u} \cdot \dot{u} dV \quad (\text{II.52})$$

Où ρ est la densité du matériau et $\dot{u} = \partial u / \partial t$

Avec les énergies cinétique et potentielle définies, ainsi que les conditions aux limites du système, le Lagrangien pour le problème de rupture régularisé est donné par ([Kristensen et Martínez-Pañeda, 2020](#)):

$$L(u, \dot{u}, \phi) = \psi^k(\dot{u}) - \psi(u, \phi) \quad (\text{II.53})$$

Le tenseur des contraintes de Cauchy σ est donné en termes du tenseur des contraintes du solide non endommagé σ_0 et de la fonction de dégradation $g(\phi)$ comme :

$$\sigma = g(\phi)\sigma_0 = \left[(1-k)(1-\phi)^2 + k \right] \sigma_0 = \left[(1-k)(1-\phi)^2 + k \right] C_0 : \varepsilon \quad (\text{II.54})$$

Avec C_0 étant la matrice de rigidité élastique linéaire. En appliquant le théorème de divergence de Gauss et en considérant que l'équation (II.53) doit être valable pour toute variation arbitraire admissible u, \dot{u} et ϕ , on obtient les équations d'équilibre :

$$\begin{cases} \nabla \sigma + b = \rho \ddot{u} \\ \frac{G_c}{l_0} (\phi - l_0^2 \nabla^2 \phi) = 2(1-k)(1-\phi) \left[\psi_\varepsilon^+(\varepsilon) + p_f \nabla \cdot u + u \cdot \nabla p_f \right] \end{cases} \quad (\text{II.55})$$

Les équations d'équilibre de la forme forte sont soumises aux conditions limites de type Neumann (Kristensen et Martínez-Pañeda, 2020):

$$\sigma \cdot n = t \text{ sur } \partial_N \Omega_E \text{ et } \nabla \phi \cdot n = 0 \text{ sur } \partial \Omega_E \quad (\text{II.56})$$

Où n désigne le vecteur unitaire extérieur normal à la surface $\partial \Omega_E$.

Pour appliquer notre modèle numérique sur une étude dynamique, une validation de ce dernier doit être établit. Pour cela, deux exemples largement étudié par des chercheurs dans nombreux travaux, éprouvette entaillée avec trou (Ambati et al., 2015a; Gupta et al., 2020; Muixí et al., 2020) et une éprouvette rectangulaire comprenant une fissure aiguë et soumise à une traction verticale (Armero et Linder, 2009; Jérémy Bleyer et al., 2017; Borden et al., 2012; Ha et Bobaru, 2011; Kristensen et Martínez-Pañeda, 2020; Pereira et al., 2017; Rabczuk et al., 2008; Song et al., 2008),

II.5.1 Éprouvette entaillée avec trou

Dans cette section, on examine le premier exemple de l'analyse dynamique d'une propagation d'une fissure où les termes d'inertie sont présents. Nous considérons un domaine avec un trou pour illustrer la performance de notre modèle et analyser numériquement la trajectoire de la fissure qui est comparée à celle des résultats expérimentaux, obtenus par Ambati et al. (Ambati et al. 2015a).

Ce test a été proposé pour la première fois par Ambati et *al.* (Ambati et *al.* 2015a). L'éprouvette rectangulaire avec un trou excentrique au centre pour induire la rupture en mode mixte I/II. La broche inférieure est rendue fixe, et un déplacement vertical est appliqué sur la broche supérieure comme illustrée sur la figure II.11(a). La géométrie et les conditions aux limites du modèle sont présentées sur la figure II.11(b).

Le maillage de l'éprouvette est présenté sur la figure II.11(c), nous considérons un maillage fin non structuré triangulaire, avec une taille d'élément $h \approx 0,25$ mm au niveau du domaine où la fissure sera probablement propagée. La géométrie totale est constituée de 23963 éléments.

Le matériau utilisé était un mortier de ciment, composé de 22 % de ciment (ciment I 32,5), 66 % de sable (granulométrie < 1 mm) et 12 % d'eau, ce qui donne un rapport eau/ciment de 0,55 (Ambati et *al.* 2015a). Le matériau est censé se comporter de manière linéairement élastique jusqu'à ce qu'une fissure fragile se produise.

Les paramètres du matériau ont été mesurés sur une éprouvette de traction compacte. Le coefficient de Poisson a été supposé être de 0,22 et $G_c = 2280$ N/m² (Ambati et *al.* 2015a). Nous appliquons des incréments de déplacement vertical fixe de $\Delta u = 1 \mu\text{m}/s$. Nous adoptons comme paramètre d'échelle de longueur $l_0 = 0.1\text{mm}$ (Ambati et *al.* 2015a).

La figure II.12 montre les trajectoires de fissures obtenues expérimentalement et numériquement. L'un des spécimens fissurés lors des essais expérimentales, est illustré à la figure II.12(a). Une fissure incurvée se développe de l'entaille au grand trou. Plus tard, une fissure droite secondaire apparaît du trou au bord de l'échantillon.

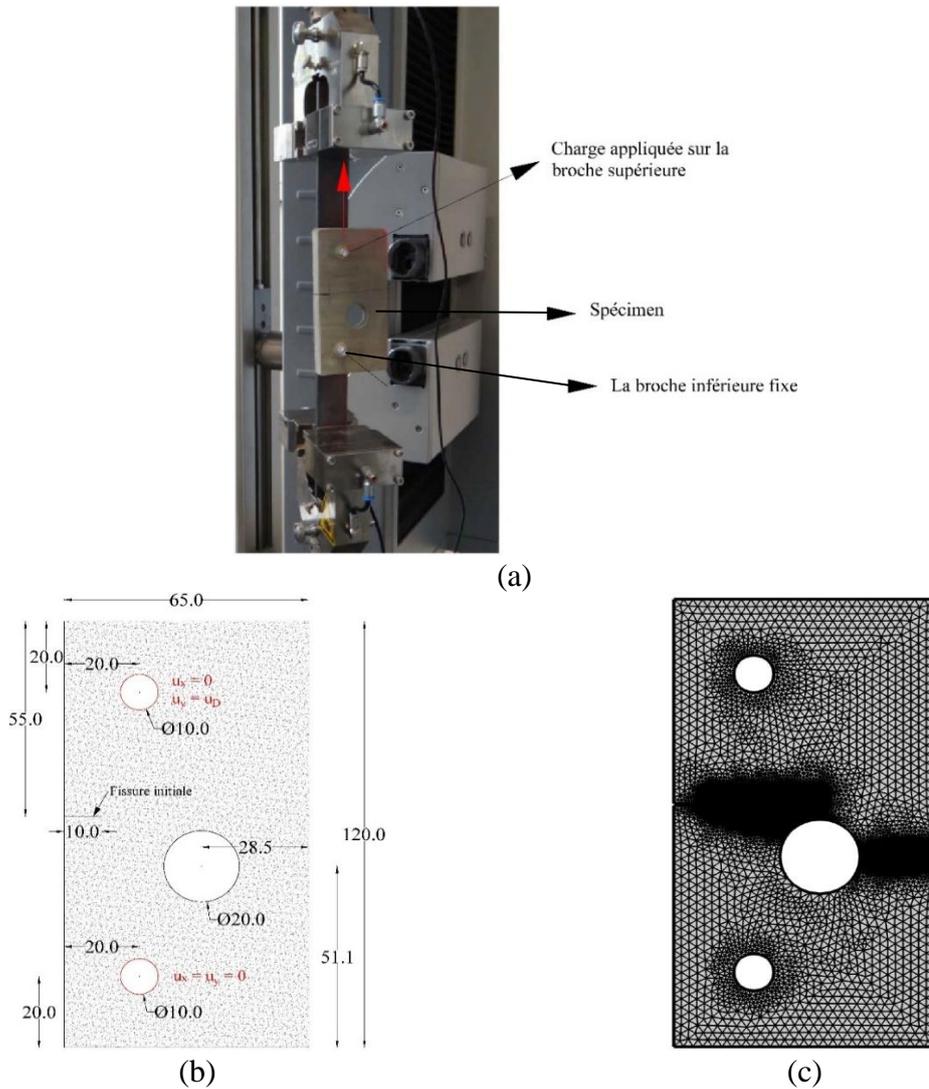


Figure II.11 : Éprouvette entaillée avec trou. (a) Configuration expérimentale (Ambati et al., 2015a). (b) Géométrie et conditions aux limites, les dimensions sont en mm. (c) Maillage de la structure

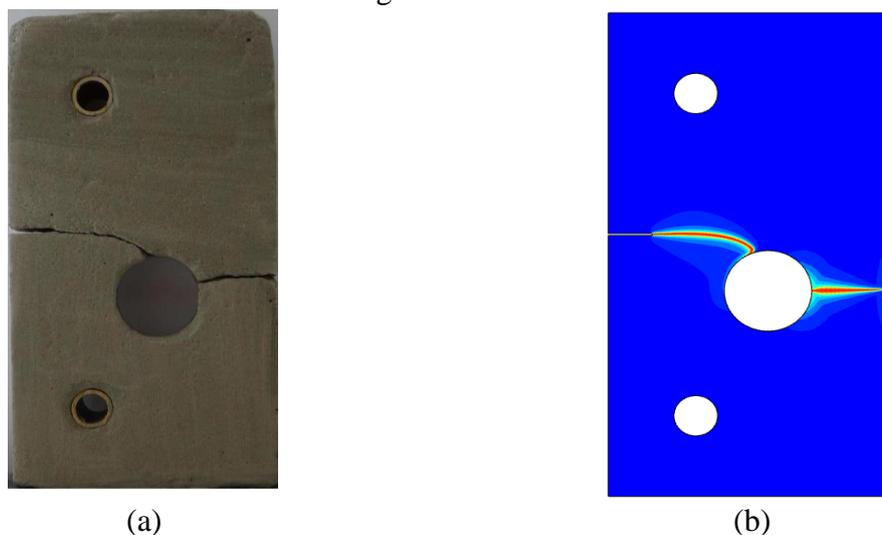


Figure II.12 : Trajectoires de fissures. (a) Spécimen fissuré lors d'un test expérimental (Ambati et al. 2015a). (b) Trajectoire de fissure numérique

Le résultat de calcul numérique de la trajectoire de fissure est présenté sur la figure II.12(b). Le modèle reflète bien le modèle de fissure observé expérimentalement par Ambati *et al.* (Ambati *et al.* 2015a).

La courbe de la force de réaction en fonction du déplacement qui caractérise le comportement de l'éprouvette est illustrée sur la figure II.13. Une fois que la force de réaction atteint le stade de défaillance, la fissure continue de se propager à mesure que la force diminue jusqu'à atteindre le trou, l'énergie de déformation se reconstitue provoquant une augmentation de la force de réaction jusqu'à ce que le deuxième pic soit atteint, où la deuxième fissure apparaît et commence à se propager en atteignant la rupture totale. Cette conclusion est cohérente avec les résultats expérimentaux.

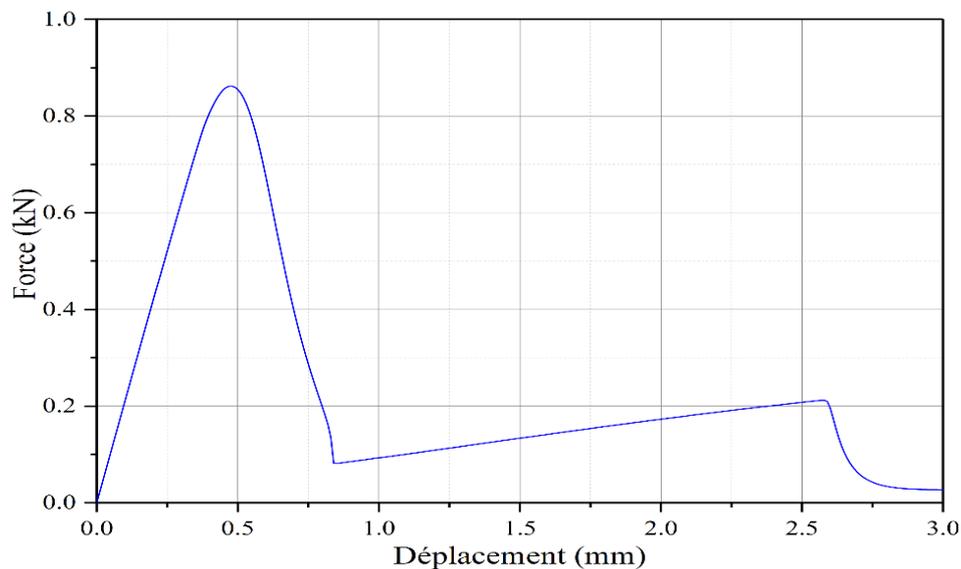


Figure II.13 : Evolution de la force de réaction en fonction du déplacement imposé

Pour étendre notre étude, on étudie l'influence du paramètre d'échelle de longueur sur le comportement général de la structure à savoir la trajectoire de la fissure et la courbe de la force de réaction en fonction de déplacement.

Les résultats de simulation sont résumés sur la figure II.14, où les trajectoires de la propagation des fissures pour différents paramètres d'échelle de longueur sont présentées sur la figure II.14, où aucun changement de la trajectoire pour les différents paramètres n'est observé. Tandis que la limite d'élasticité qui correspond à la force de résistance du béton à la traction diminue en fonction de l'augmentation de paramètre d'échelle de longueur, ainsi le deuxième sommet de la courbe est atteint plus rapidement. Les courbes de l'évolution de la force de réaction en fonction du déplacement sont présentées sur la figure II.15.

Cette conclusion confirme l'importance du choix du paramètre d'échelle de longueur pour la modélisation de propagation de fissure par l'approche champ de phase.

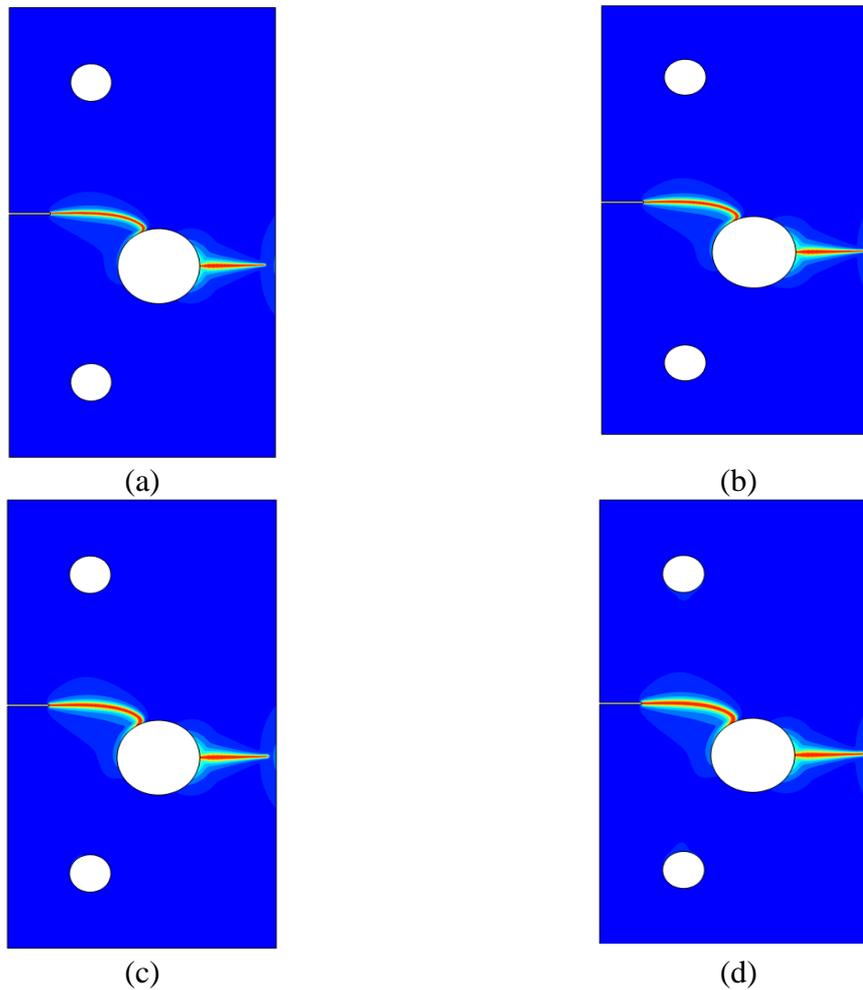


Figure II.14 : Trajectoires de fissures pour différents paramètres d'échelle de longueur. (a) $l_0 = 0.1mm$. (b) $l_0 = 0.15mm$. (c) $l_0 = 0.20mm$. (d) $l_0 = 0.25mm$

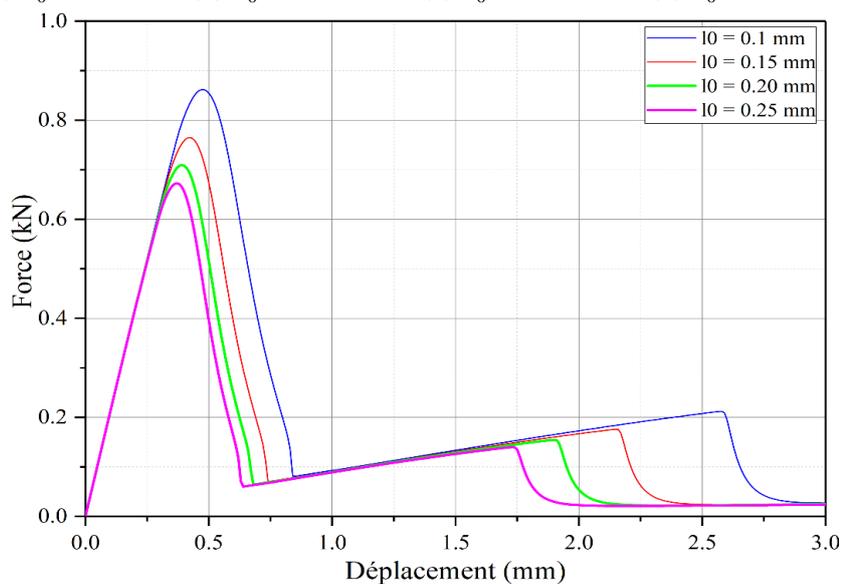


Figure II.15 : Courbe de la force de réaction en fonction du déplacement imposé pour différents paramètres d'échelle de longueur

II.5.2 Éprouvette rectangulaire comprenant une fissure aiguë

Par le présent exemple, permet de consolider notre étude de simulation dynamique par modélisation d'une plaque rectangulaire pré-fissurée chargée dynamiquement en tension et les termes d'inertie sont présents. Ce problème a été largement adopté pour étudier la ramification dynamique des fissures, parmi ces travaux les résultats des essais expérimentaux rapportés par Ramulu et Kobayashi (Ramulu et Kobayashi, 1985).

Ainsi traité numériquement par de nombreux auteurs (Armero et Linder, 2009; Bobaru et Zhang, 2015; Ha et Bobaru, 2010; Kristensen et Martínez-Pañeda, 2020; Moreau et al., 2015; Pereira et al., 2017; Song et al., 2008; Wu et al., 2020; Zhou et al., 2016).

La géométrie et les conditions aux limites du problème sont présentées à la figure II.16 (Borden et al., 2012). Une charge de traction d'ordre 1 MPa est appliquée à la surface supérieure et inférieure au pas de temps initial et maintenue constante tout au long de la simulation. Une condition de traction nulle est appliquée à toutes les autres surfaces. Cette condition de charge est telle que la ramification des fissures se produira (Borden et al., 2012).

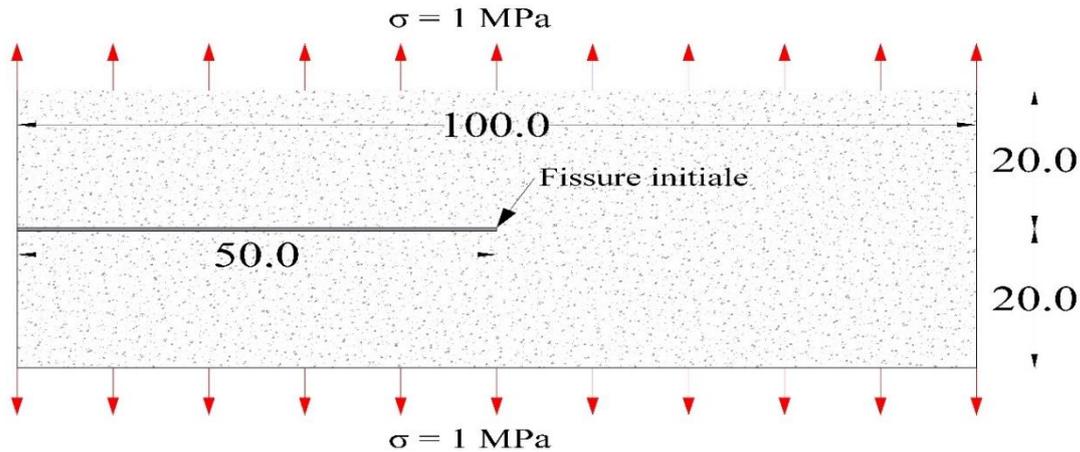


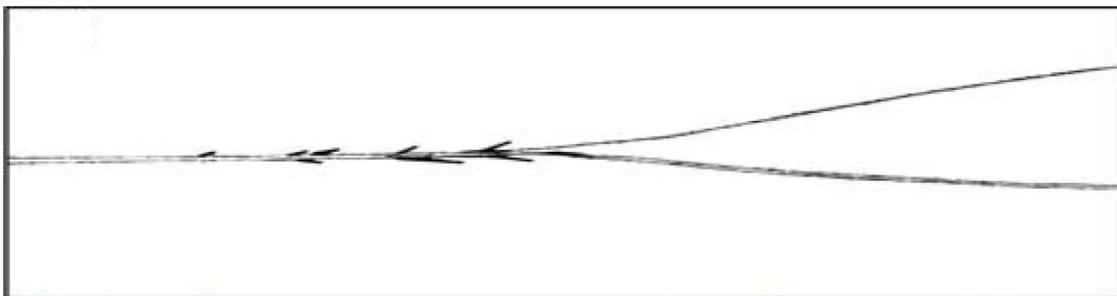
Figure II.16 : Géométrie et conditions aux limites d'une éprouvette rectangulaire pré-fissurée. Les dimensions sont en mm.

Les paramètres du matériau pour le solide sont définis comme suit $\rho = 2450 \text{ kg/m}^3$, $E = 32 \text{ GPa}$, $\nu = 0.2$, $l_0 = 0.25 \text{ mm}$ et $G_c = 3 \text{ J/m}^2$ ce qui implique une vitesse d'onde de Rayleigh $v_r = 2125 \text{ m/s}$ (Borden et al., 2012). Le domaine est uniformément discrétisé à l'aide d'éléments quadrilatéraux linéaires dont la taille d'élément $h = 0.25 \text{ mm}$. La taille de l'incrément est définie en fonction de $\Delta t \approx h_e/v_r \approx 0.1 \mu\text{s}$.

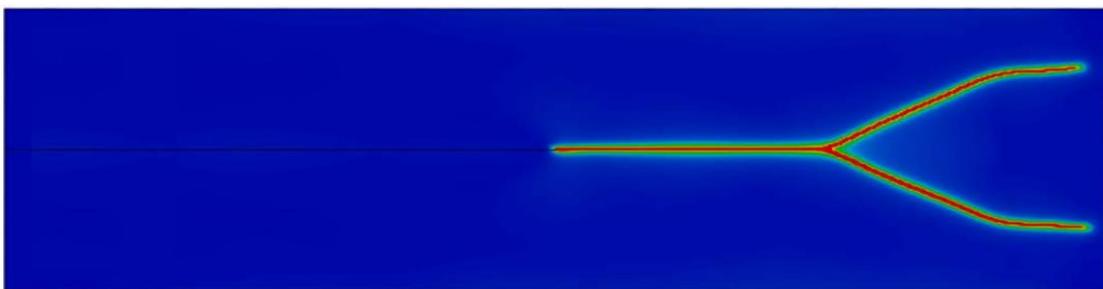
La fissure se propage de l'entaille vers la droite avec une vitesse croissante. À un certain point, la fissure se ramifie en deux fissures comme illustrées sur la figure II.17(b), ce qui correspond bien à l'expérience de Ramulu et Kobayashi (Ramulu et Kobayashi, 1985) où la fissure finale est présentée sur la figure II.17(a). L'élargissement de la fissure juste avant le moment de la ramification est similaire à d'autres simulations de champ de phase rapportées dans Borden et *al.* (Borden et *al.*, 2012) et (Kristensen et Martínez-Pañeda, 2020).

Pour examiner la capacité du modèle à prédire les fissures complexes et secondes branches, on illustre davantage cet aspect en simulant le solide par diminuer l'énergie critique à $G_c = 0.5 \text{ J/m}^2$. Le résultat montre que la fissure se divise en deux ramifications, après un certain temps, d'autres branches secondaires apparaissent après les deux premières ramifications, la trajectoire finale de la fissure est présentée sur la figure II.18.

On constate que les principales caractéristiques de la trajectoire de la fissure observée dans l'expérience, et l'hypothèse pour l'apparition de secondes branches sont assez bien reproduites.



(a)



(b)

Figure II.17 : Trajectoire finale de la fissure.

(a) Résultat final de l'essai expérimental rapporté par Ramulu et Kobayashi (Ramulu et Kobayashi, 1985). (b) résultat numérique du présent modèle

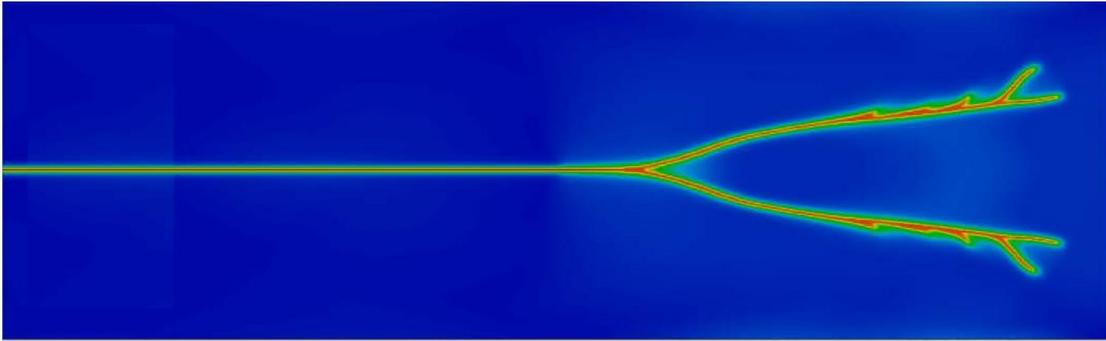


Figure II.18 : Trajectoire de la fissure prédite pour $G_c = 0.5 \text{ J/m}^2$

Conclusion

Dans ce chapitre, nous exposons en détail les équations mathématiques, le logiciel utilisé, ainsi qu'un schéma illustratif d'un modèle numérique permettant de prédire la propagation d'une fissure dans le béton.

Le cadre de modélisation consiste à l'emploi de l'approche de champ de phase (*Phase Field*) au vu de sa capacité de capturer efficacement des caractéristiques microstructurales complexes telles que les joints de grains, et de mieux comprendre le comportement des matériaux où se produisent des phénomènes importants tels que la coalescence. De plus, elle utilise des EDP pour décrire les transitions de phase, ce qui le rend relativement simple à mettre en œuvre numériquement. Les EDP peuvent être résolues à l'aide de techniques numériques standard telles que les éléments finis.

Dans l'ensemble, le modèle de champ de phase offre un outil puissant et polyvalent pour étudier les transitions de phase.

En effet, plusieurs problèmes sont résolus, couvrant des applications de fissure quasi-statique, de ramification dynamique de fissures pour valider les résultats obtenus par le modèle présenté avec ceux expérimentaux, ainsi que l'étude de l'influence des paramètres cruciaux (paramètre d'échelle et l'énergie de rupture) de longueur, sur le comportement mécanique et la trajectoire de la fissure, afin de se prononcer sur le choix du modèle proposé ayant les capacités de traiter et possibilités de résoudre divers problèmes de complexité variable dépourvus de difficultés de convergence.

Le prochain chapitre, consiste-en l'application notre modèle pour étudier le comportement mécanique d'une large structure. Il s'agit d'un barrage en béton sous l'effet des contraintes de la pression hydrostatique et sismique.

Chapitre III

*Validation du modèle
numérique de propagation
d'une fissure par approche de
champ hybride à grande échelle
dans un barrage poids en béton*

Introduction

De nombreux chercheurs se sont intéressés à étudier la stabilité des grandes structures, en particulier les barrages poids en béton par différentes méthodes, en raison de son importance stratégique, à la fois dans l'analyse statique et dynamique, principalement pour analyser le comportement du barrage dû aux forces externes et internes.

L'analyse statique d'un barrage est une méthode utilisée pour évaluer la stabilité du barrage en l'absence de toute force dynamique, telle qu'un séisme ou une inondation. Cette méthode est utilisée pour déterminer les contraintes et les déformations subies par le barrage en raison de son propre poids, des pressions de l'eau en amont.

En addition, l'analyse sismique d'un barrage poids est considérée comme une étape cruciale du processus de conception et de construction d'un tel ouvrage. Elle consiste à évaluer la capacité du barrage à résister aux effets d'un séisme potentiel dans la région où il est situé.

Dans ce présent chapitre, nous nous concentrons sur la capacité du modèle de champ de phase présenté dans le chapitre précédent (Cf. chapitre II) à simuler la propagation de fissures dans de grandes structures, comme les barrages, il s'agit en l'occurrence du barrage de Koyna situé en Maharashtra en Inde, mis en service depuis 1963.

Des paramètres d'influence sur la propagation de fissure et comportement général de l'ouvrage peuvent être tirés de ce développement.

III.1. Simulation quasi-statique du barrage

La propagation de la rupture le long du corps du barrage a été déjà simulée par de nombreux chercheurs comme référence en raison de son importance stratégique, afin d'étudier le comportement du barrage sous l'effet de forces externes et internes avec des modèles mathématiques bidimensionnels.

En comparaison avec les nombreux travaux concernant l'apparition et la propagation des fissures dans les barrages poids en béton. L'analyse de la propagation des fissures d'un barrage-poids en béton avec une fissure initiale dans le mur amont a été étudiée pour la première fois par Carpinteri et al ([Carpinteri et al., 1992](#)), dans laquelle deux modèles réduits à l'échelle 1:40 d'un barrage-poids ont été soumis à des charges hydrauliques équivalentes, le

Chapitre III : Validation du modèle numérique de propagation d'une fissure par approche de champ hybride à grande échelle dans un barrage poids en béton

contrôle de l'ouverture de la bouche de la fissure est effectué et le diagramme de la charge par rapport à la CMOD est tracé. En supposant de multiples entailles initiales de différentes tailles à différents endroits le long de la face amont des barrages modèles. Shi et al. (Shi et al., 2003) ont utilisé le modèle à l'échelle suscitée et le modèle de fissures fictives étendu pour étudier les comportements de fissuration dans les barrages en béton, différents types de comportements de fissuration ont été obtenus et discutés, en se concentrant sur les interactions entre les fissures. En utilisant le modèle de fissure cohésive. Barpi et Valente (Barpi et Valente, 2000) ont étudié le comportement d'un barrage poids prototype de 96 m de haut avec une fissure préexistante dans la face amont, et la réponse structurelle et les trajectoires des fissures ont été reproduites. Leurs résultats ont montré que l'entaille initiale dans la face amont a servi de point de départ à une fissure qui s'est propagée vers la fondation pendant le processus de chargement.

Gioia et al. (Gioia et al. 1992) ont examiné la conception sans tension des barrages-poids en béton sur la base d'une analyse par éléments finis. L'hypothèse de l'absence de tension est mise en œuvre comme un cas particulier de plasticité dans lequel la limite d'élasticité en traction tend vers zéro. Cette hypothèse est comparée à l'analyse par éléments finis basée sur la mécanique de la rupture élastique linéaire avec une valeur réaliste ou très faible de la résistance à la rupture. La pression de fissure, qui a une grande influence sur les résultats, est prise en compte. Des contre-exemples numériques montrent que la croyance largement répandue selon laquelle la conception sans tension est sûre n'est pas toujours vraie. Il s'ensuit que la sécurité des barrages devrait être évaluée sur la base de la mécanique de la rupture. Ainsi, les résultats indiquent que la section critique est située dans la moitié supérieure du barrage.

Bhattacharjee et Léger (Bhattacharjee et Léger, 1994) ont utilisé deux modèles de fissures enduites basés sur la mécanique de la rupture non linéaire pour étudier le comportement du barrage sous deux paramètres de dissipation d'énergie de rupture $G_c = 100$ N/m et $G_c = 200$ N/m. Les résultats ont montré que l'énergie de rupture affecte considérablement l'initiation de la fissure.

Ghrib et Tinawi (Ghrib et Tinawi, 1995b) ont proposé une formulation de modèle d'endommagement continu anisotrope et ont étudié l'influence de la taille des mailles. La fissure devient plus lisse lorsque le maillage est raffiné, mais aucun changement majeur dans le déplacement de la crête n'a été détecté.

Chapitre III : Validation du modèle numérique de propagation d'une fissure par approche de champ hybride à grande échelle dans un barrage poids en béton

Roth et *al.* (Roth et *al.*, 2015) ont adopté un modèle mécanique couplé de dommages anisotrope dont il est basé sur l'approche continue et XFEM afin de simuler la propagation de la fissure dans le barrage de Koyna. La trajectoire de la fissure finale est assez similaire aux résultats des obtenus par les précédents auteurs cités.

Santillán et *al.* (Santillán, et *al.* 2017) ont mis en œuvre un modèle de champ de phase hybride pour simuler la rupture du barrage de Koyna. Les auteurs n'ont pas tenu compte la pression à l'intérieur de la fissure.

Nous supposons des conditions de déformation plane et des matériaux homogènes. La structure a une hauteur de 103 m.

Dans cette étude, nous adoptons notre modèle champ de phase hybride et incorporons l'effet de la charge de pression à l'intérieur de la fissure. Nous étudions l'influence du niveau, du nombre et de la longueur des fissures initiales, ainsi que de la valeur de dissipation d'énergie de rupture sur le comportement du barrage en cas de crue. Nous illustrons la géométrie du barrage de Koyna sur la figure III.1, où nous représentons également les trois niveaux de fissures initiales dans la face amont, désignés comme fissure I, fissure II et fissure III. La distance entre les niveaux de fissure est de 22,17 m, ce qui correspond à un tiers de 66,51 m, et la profondeur des fissures est de $0,1B_i$, où B_i est la largeur du barrage à la hauteur donnée.

Les charges appliquées sur le barrage sont la charge hydrostatique plus le débordement sur la face amont, et le poids propre. Les propriétés mécaniques du béton sont tirées des simulations de Bhattacharjee et Léger (Bhattacharjee et Léger, 1994), et sont les suivantes : Module de Young $E = 25GPa$, $\nu = 0,2$, $f_t = 1,0MPa$, $\rho = 2450kg / m^3$. En ce qui concerne le taux de libération d'énergie de rupture de Griffith, nous adoptons deux valeurs plausibles $G_c = 100 N/m$ et $G_c = 200 N/m$, avec $l_0 = 0,4m$. Pour chaque valeur du taux de libération d'énergie de rupture, nous analysons l'effet de la longueur initiale et de l'emplacement de la fissure sur le chemin de rupture et l'évolution du déplacement horizontal de la crête. Dans cette optique, nous avons effectué quatre simulations pour chaque valeur de G_c :

Chapitre III : Validation du modèle numérique de propagation d'une fissure par approche de champ hybride à grande échelle dans un barrage poids en béton

- Cas I : Barrage avec une fissure horizontale initiale sur la face amont à une hauteur de 66,51 m.
- Cas II : Barrage avec une fissure horizontale initiale sur le front amont à la hauteur de 44,34 m.
- Cas III : Barrage avec une première fissure horizontale sur le front amont à une hauteur de 22,17 m.
- Cas IV : Barrage avec trois fissures horizontales initiales sur la face amont aux hauteurs respectives de 22,17, 44,34 et 66,51 m.

Nous simulons la propagation de la fissure avec un modèle bidimensionnel dans des conditions de déformation plane. Le domaine est discrétisé autour du chemin de fissure avec des éléments quadrilatéraux structurés de taille 8 cm et des éléments triangulaires dans les autres parties du barrage. Nous incluons les chemins de fissure pour le Cas I et $G_c = 100$ N/m rapportés dans les travaux précédents dans la figure III.2, et l'évolution du débordement en fonction du déplacement horizontal de la crête dans la figure III.3.

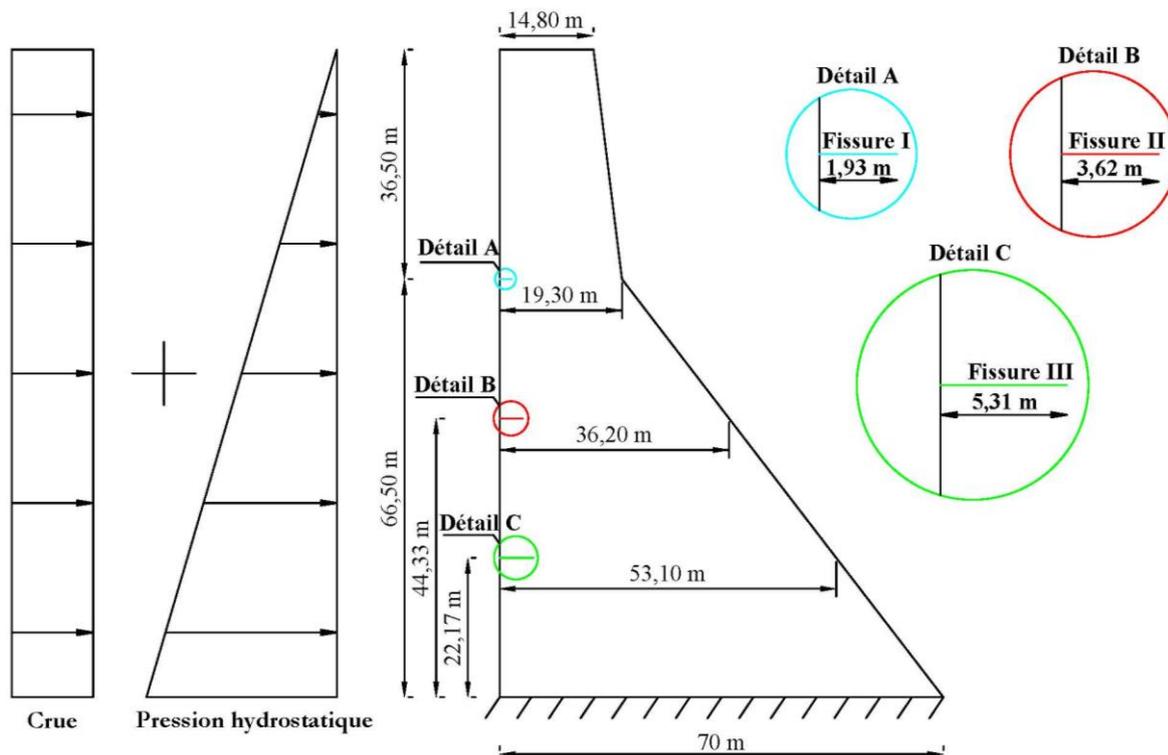


Figure III.1 : Géométrie du barrage de Koyna

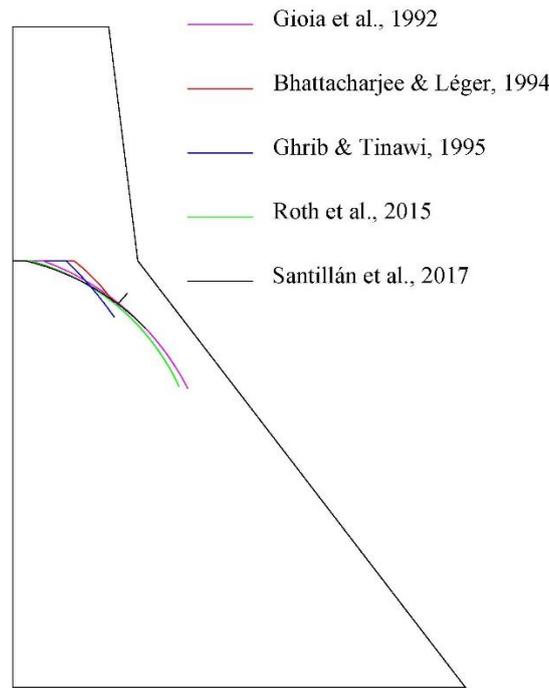


Figure III.2 : Trajectoires de fissures reportées selon les travaux antérieurs

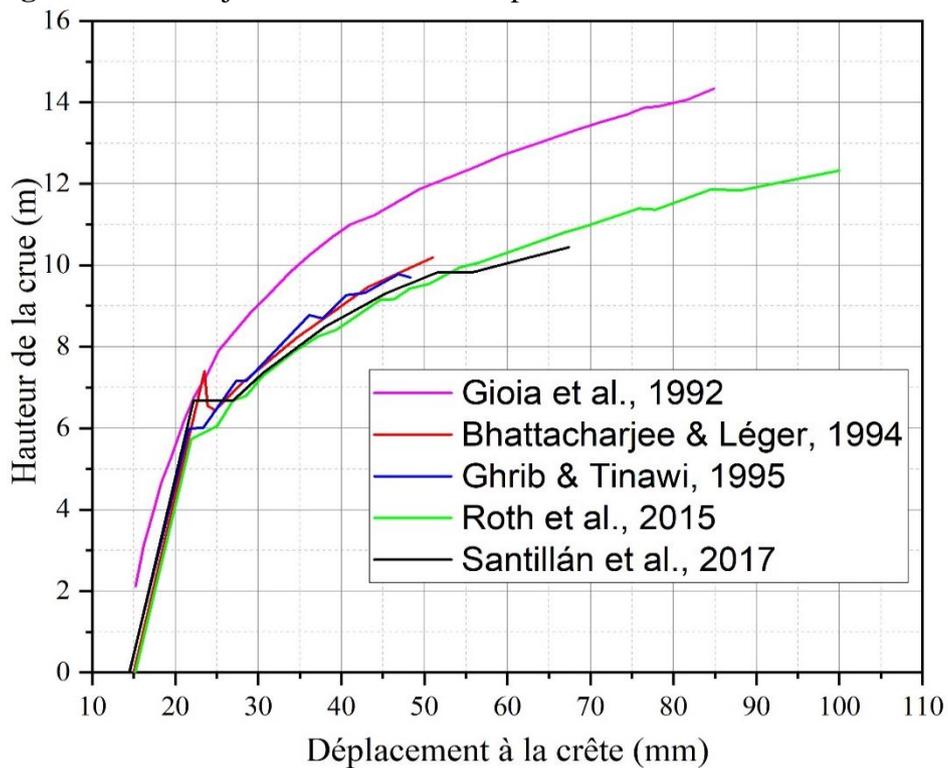


Figure III.3 : Courbes de la hauteur de crue en fonction du déplacement de la crête

III.1.1 Simulation pour énergie de rupture $G_c = 100 \text{ N/m}$

L'évolution de la hauteur de crue en fonction du déplacement horizontal de la crête pour le cas I est représentée sur la figure III.4(a). Nous représentons les courbes de niveau du champ de phase à quatre pas de temps, notés de A à C dans le tracé du panneau (a). La fissure initiale commence à se propager lorsque la hauteur est de 6,11 m (point A). Le déplacement

Chapitre III : Validation du modèle numérique de propagation d'une fissure par approche de champ hybride à grande échelle dans un barrage poids en béton

de la crête est linéaire avec la crue, mais une fois que le niveau d'eau est de 6,11 m au-dessus de la crête, une croissance soudaine de la fissure se produit, sa propagation fait que le déplacement de la crête augmente soudainement alors que le niveau d'eau reste constant (transition du pas de temps A à B). Les états de la trajectoire de la fissure aux étapes A, B, C et D sont illustrées à la figure III.4(b).

Après la croissance initiale soudaine de la fissure, elle se propage lentement. Le déplacement de la crête n'est plus linéaire avec la crue, en effet le déplacement augmente avec une augmentation du niveau d'eau plus faible qu'auparavant. Ce comportement change au pas de temps C, où une propagation soudaine de la fissure se produit à nouveau. Entre les étapes B et C, la fissure se ramifie, une nouvelle sub-verticale apparaît qui se dirige vers le changement de pente dans la face *aval*. Après le pas de temps D, les deux fissures continuent leur propagation. Le déplacement de la crête est alors plus élevé pour des hausses plus faibles du niveau d'eau.

Les résultats du cas II sont inclus dans la figure III.5. L'évolution du déplacement de la crête en fonction du débordement est tracée dans la figure III.5(a), et le modèle de fissure au dernier pas de temps de la simulation est montré dans la figure III.5(b). Comme dans le cas précédent, initialement, le déplacement de la crête est linéaire avec la crue. La fissure commence à se propager lorsque le niveau d'eau est d'environ 7 m. Ensuite, elle se développe lentement, mais le déplacement de la crête n'est plus linéaire avec le niveau d'eau, et la pente de la courbe niveau d'eau-déplacement de la crête change. Nous arrêtons la simulation lorsque le débordement est de 11 m.

Les résultats du cas III sont représentés sur la figure III.6. Le déplacement de la crête est linéaire avec la crue jusqu'à ce que le niveau d'eau soit de 7,72 m au-dessus de la crête du barrage (étape A). À ce moment, la fissure initiale se propage soudainement, et les déplacements de la crête augmentent avec une légère augmentation du niveau d'eau jusqu'à l'étape B. Ensuite, la fissure se propage lentement, mais le déplacement de la crête augmente avec un accroissement plus faible du niveau d'eau. Nous arrêtons la simulation lorsque le débordement est de 11 m.

L'évolution du déplacement de la crête en fonction du débordement est tracée dans la figure III.6(a), et le modèle de fissure au chaque pas de temps de la simulation est montrée dans la figure III.6(b).

Chapitre III : Validation du modèle numérique de propagation d'une fissure par approche de champ hybride à grande échelle dans un barrage poids en béton

Les résultats de la dernière configuration, le cas IV, sont inclus dans la figure III.7. Cette configuration comprend les trois fissures initiales. Initialement, le déplacement du barrage est linéaire avec le niveau d'eau, jusqu'à ce que le niveau soit de 6,11 m au-dessus de la crête au pas de temps A. Entre les intervalles de pas de temps A et B, la fissure initiale située au niveau le plus élevé - appelée fissure I - connaît une augmentation soudaine qui fait que le déplacement de la crête augmente aussi soudainement sans élévation apparente du niveau d'eau. Par la suite, et entre les étapes B et C, la fissure précédente continue à se propager et fait que le déplacement de la crête n'est plus linéaire avec le niveau d'eau. Plus tard, au pas de temps C, la fissure initiale située au niveau le plus bas - la fissure III - commence à se propager. La propagation se poursuit jusqu'à ce que la fissure atteigne la fondation à l'étape E. À ce moment, la fissure I se ramifie, ce qui fait que le déplacement de la crête augmente soudainement jusqu'à l'étape F. Ensuite, les deux branches de la fissure continuent la propagation. Mais au pas de temps G, la fissure initiale au niveau intermédiaire - fissure II - commence à se propager. La simulation est arrêtée lorsque le débordement est de 11 m. Les modèles de fissure pour chaque pas de temps de la simulation sont illustrés dans la figure III.7(b).

Le déplacement de la crête à la fin de la simulation est de presque 90 mm. Cette configuration, le cas IV, a fourni des déplacements de crête plus élevés que les trois autres en raison de la présence de trois fissures initiales, ces dernières se propagent à des pas de temps différents. La fissure initiale I - celle située au niveau le plus élevé - est la première fissure à se développer et la propagation commence pour la même crue que pour le cas I, c'est-à-dire la configuration avec seulement la fissure I.

L'évolution du déplacement de la crête en fonction du débordement est tracée dans la figure III.7(a).

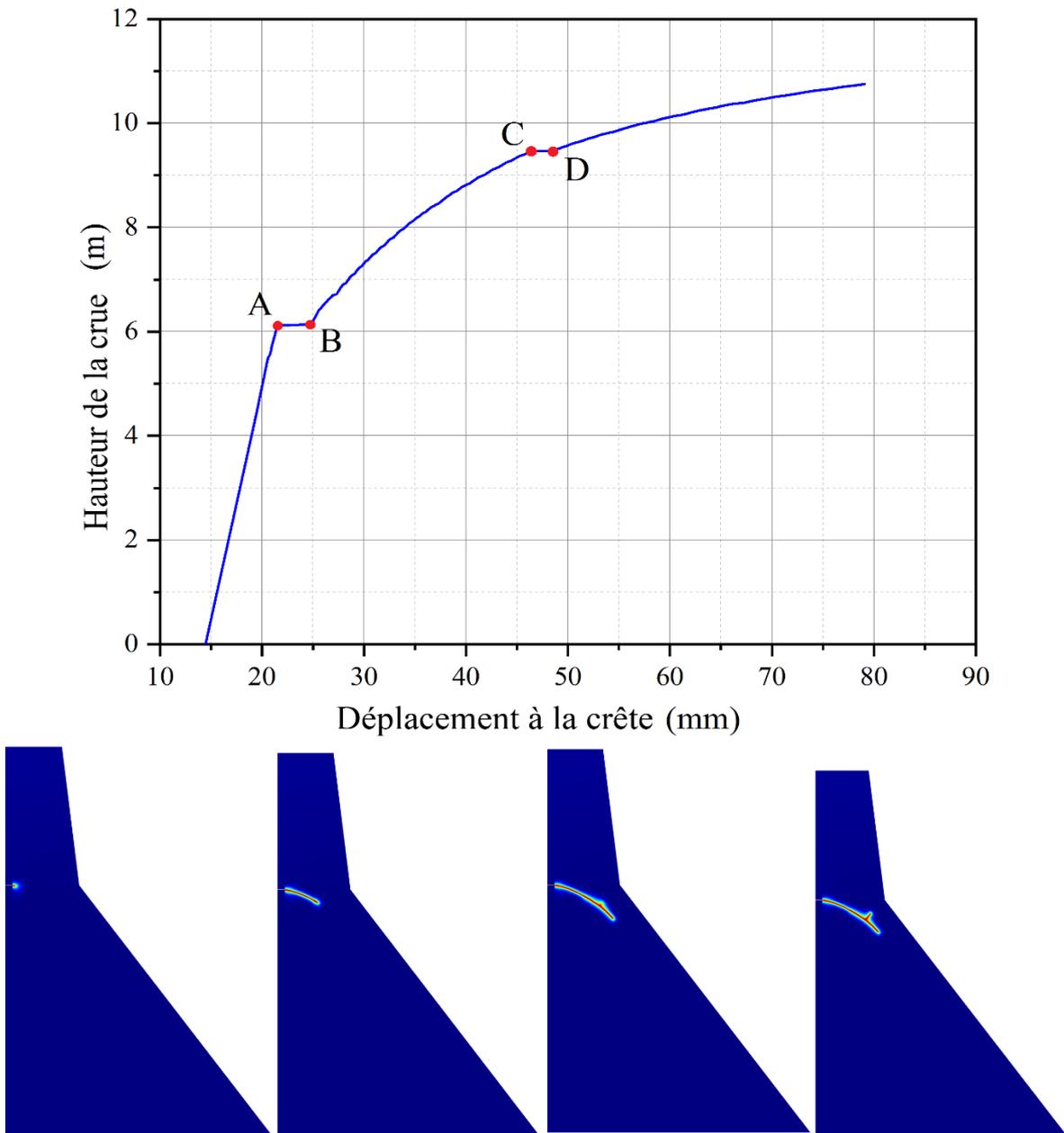


Figure III.4 : (a) Hauteur de la crue en fonction du déplacement à la crête pour le cas I avec $G_c=100$ N/m. (b) Etat de trajectoire de fissure à quatre pas de temps.

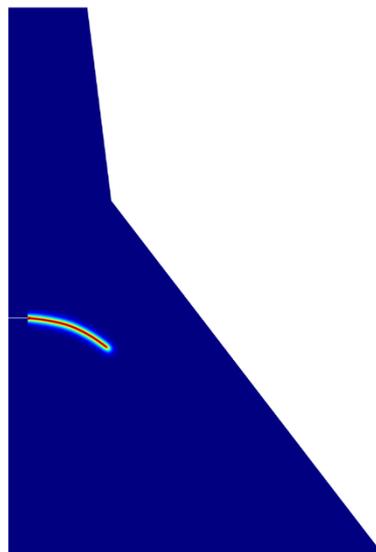
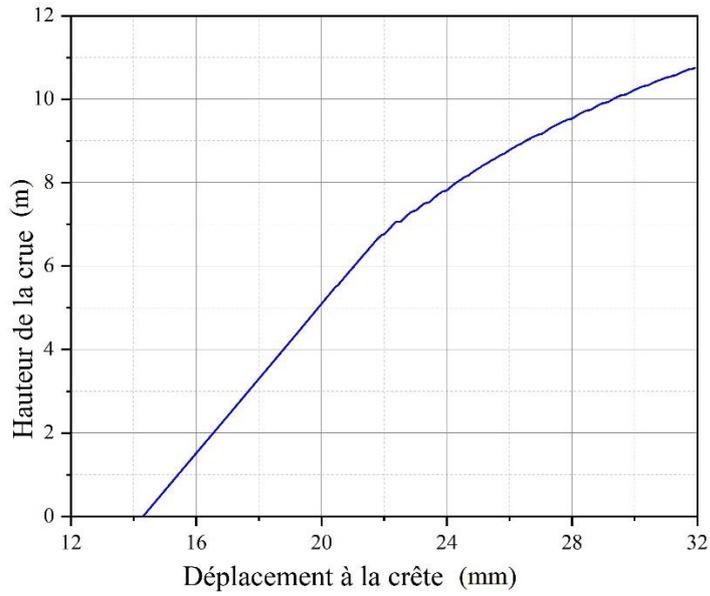
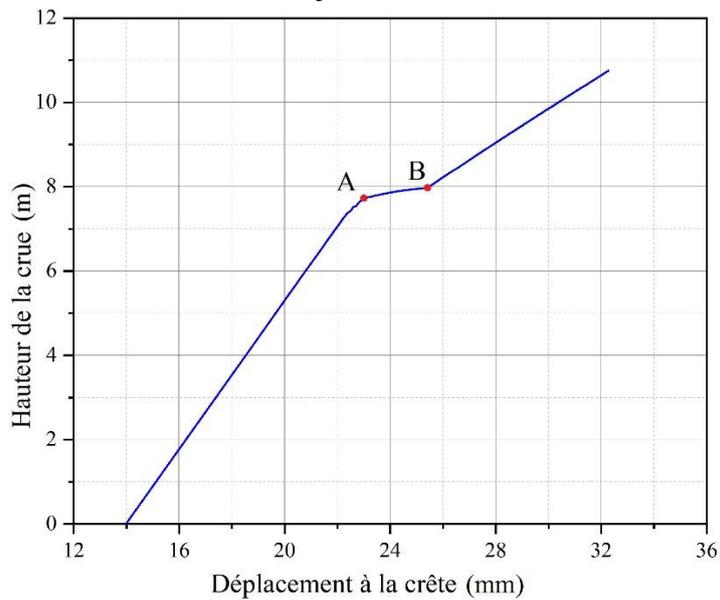


Figure III.5 : (a) Hauteur de la crue en fonction du déplacement à la crête pour le cas II avec $G_c=100$ N/m. (b) Etat de la trajectoire de fissure à la fin de la simulation.



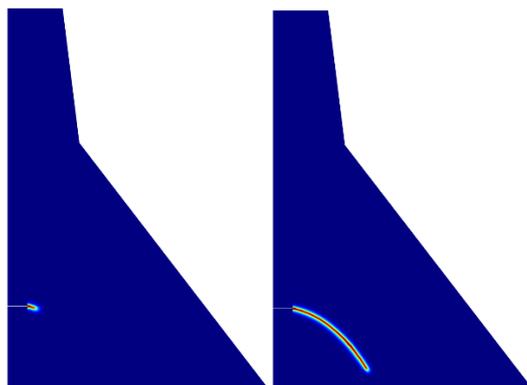


Figure III.6 : (a) Hauteur de la crue en fonction du déplacement à la crête pour le cas III avec $G_c=100$ N/m. (b) Etat de la trajectoire de fissure à deux pas de temps.

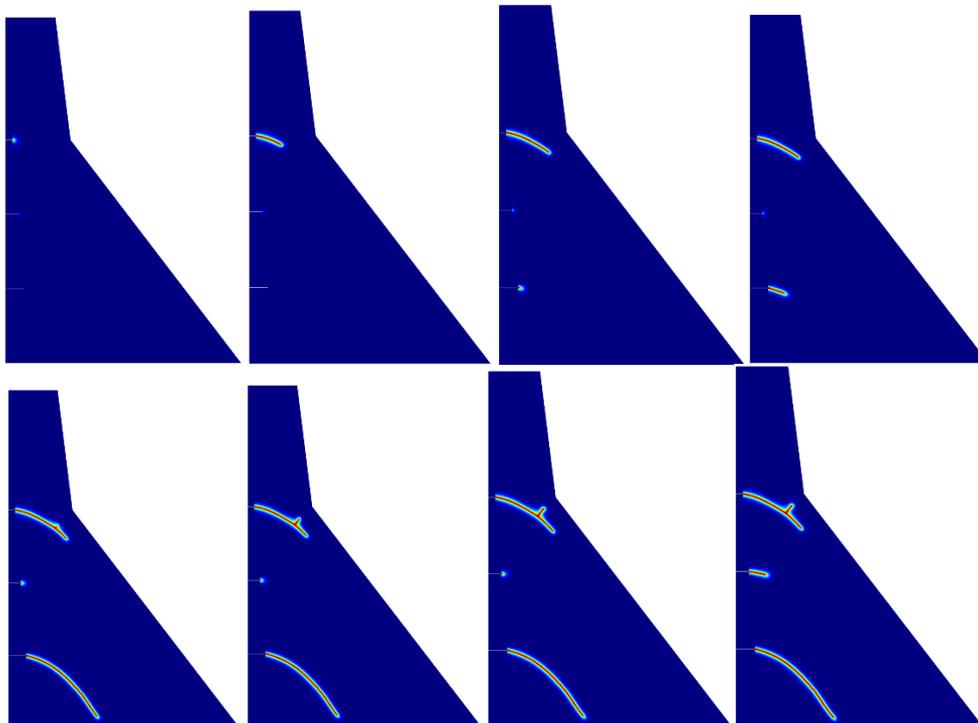
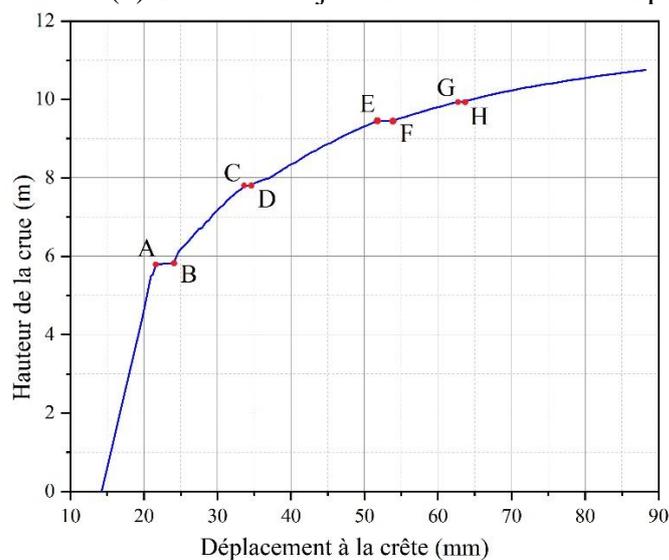


Figure III.7 : (a) Hauteur de la crue en fonction du déplacement à la crête pour le cas IV avec $G_c=100$ N/m. (b) Etat de la trajectoire de fissure à huit pas de temps.

III.1.2 Simulation pour énergie de rupture $G_c = 200$ N/m

Nous décrivons et analysons les résultats de la simulation de nos quatre cas adoptés dans cette section avec le taux de libération d'énergie de rupture de Griffith est maintenant $G_c = 200$ N/m. Les résultats pour le modèle avec la fissure I -la fissure initiale au niveau le plus élevé, cas I- sont inclus dans la figure III.8. Les deux simulations avec $G_c = 100$ N/m et $G_c = 200$ N/m présentent le même schéma d'évolution du déplacement de la crête. Les deux simulations présentent deux plateaux, le premier est dû à une propagation soudaine de la fissure initiale, et le second dû à sa la ramification. Cependant, le modèle présentant la plus grande énergie de rupture nécessite une hauteur de crue plus importante afin d'initier la propagation de la fissure.

Néanmoins, pour la même hauteur de crue finale, 11 m, le déplacement final de la crête est de 80 mm dans les deux simulations, c'est-à-dire que le déplacement final de la crête est presque indépendant de l'énergie de rupture du béton, ainsi que la trajectoire finale de fissure.

L'évolution du déplacement au niveau de la crête et la trajectoire finale de la fissure du cas II avec une énergie de rupture $G_c = 200$ N/m sont illustrées dans la figure III.9, diffère du cas II correspondant à une dureté $G_c = 100$ N/m. Le cas avec l'énergie de rupture la plus élevée nécessite une hauteur de crue plus importante pour initier la propagation de la fissure. Une fois que la fissure commence à se développer, une propagation soudaine mais courte se produit qui fait que la crête se déplace sans presque de montée d'eau. Par la suite, la crête continue à augmenter avec la montée du niveau d'eau, bien que la fissure ne se développe presque pas. La hauteur de crue finale est de 11 m, ce qui produit un déplacement final de la crête de 30,5 mm, légèrement inférieur à celui du modèle avec une énergie de rupture $G_c = 100$ N/m où il est de 32 mm.

Le cas III - fissure initiale au niveau le plus bas - avec une énergie de rupture $G_c = 200$ N/m (figure III.10), présente un schéma similaire à celui du cas $G_c = 100$ N/m. La fissure commence à se propager pour une hauteur de crue plus élevée dans le cas avec $G_c = 200$ N/m, et bien que les deux simulations aient un plateau dans le déplacement, il devient plus prononcé pour le cas avec la plus grande énergie de rupture. La trajectoire de la fissure finale, ainsi que le déplacement de la crête, sont presque identiques pour les deux cas,

Chapitre III : Validation du modèle numérique de propagation d'une fissure par approche de champ hybride à grande échelle dans un barrage poids en béton

et par conséquent, indépendants de l'énergie de rupture du béton.

Le cas IV avec $G_c = 200$ N/m où les résultats sont illustrés sur la figure III.11, comprend les trois fissures initiales. L'évolution du déplacement de la crête est assez similaire à celle du cas avec $G_c = 100$ N/m, bien que deux différences principales apparaissent : l'un des plateaux n'est pas présent dans ce cas, et la première fracture commence à se propager pour un débordement plus élevé. Le plateau n'est pas présenté parce que la fracture initiale au niveau intermédiaire, la fissure II, ne se propage pas, comme le montre le panneau (b). Les configurations finales des fissures sont assez similaires à celles du modèle $G_c = 100$ N/m, à l'exception de l'absence de la fissure II. La valeur du déplacement final de la crête est également égale à celle du modèle avec $G_c = 100$ N/m.

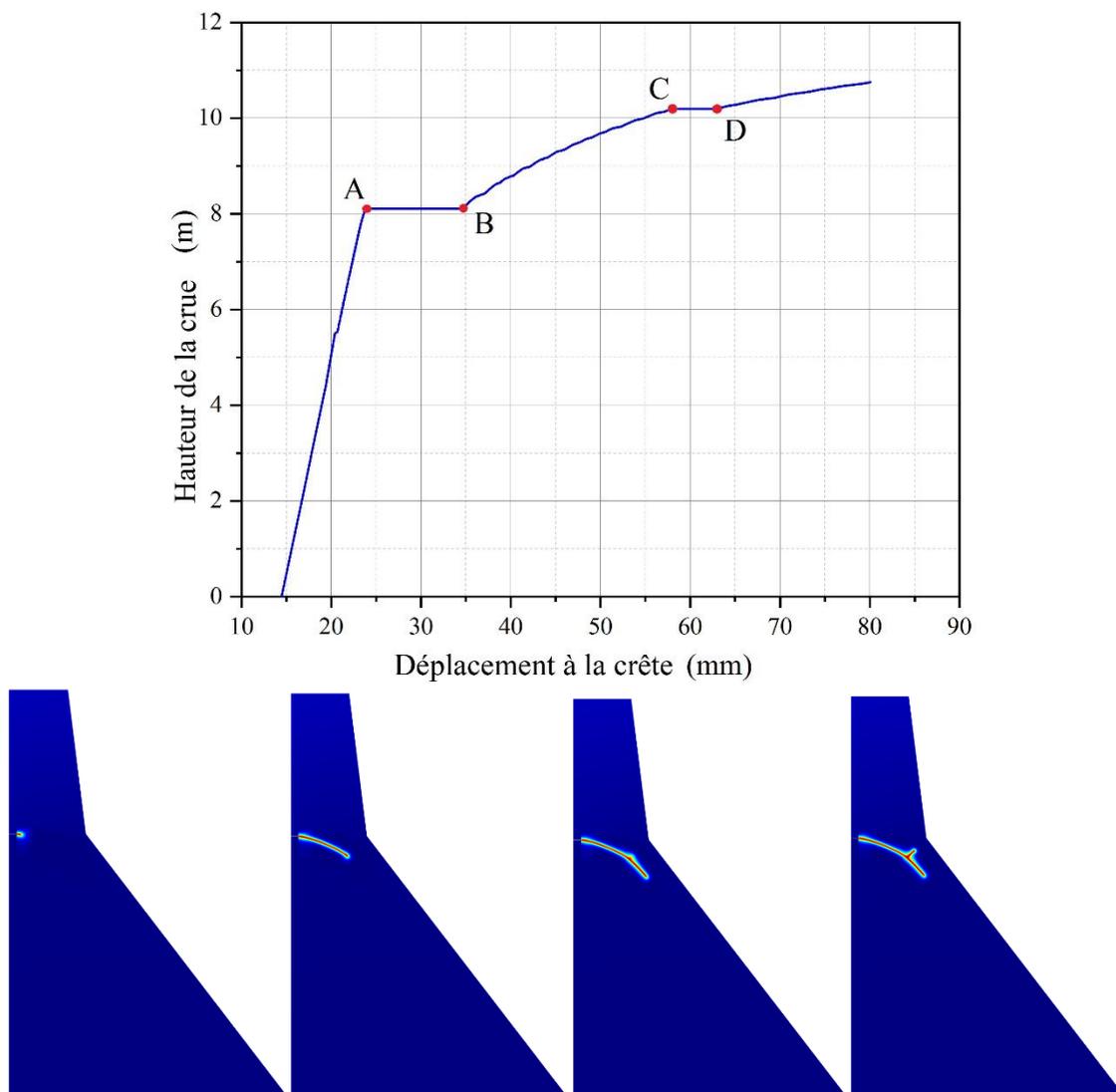


Figure III.8 : (a) Hauteur de la crue en fonction du déplacement à la crête pour le cas I avec $G_c = 200$ N/m. (b) Etat de la trajectoire de fissure à quatre pas de temps.

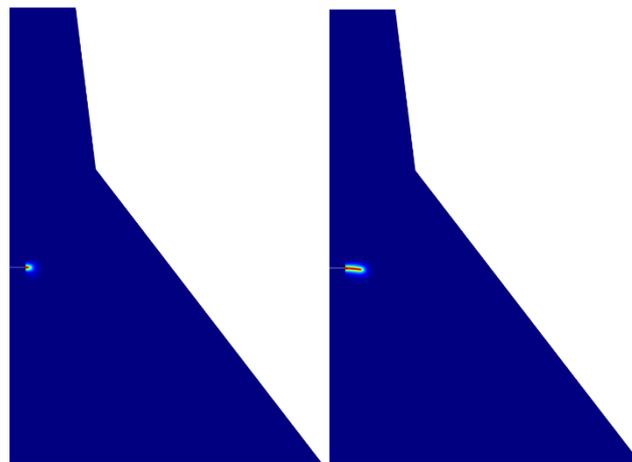
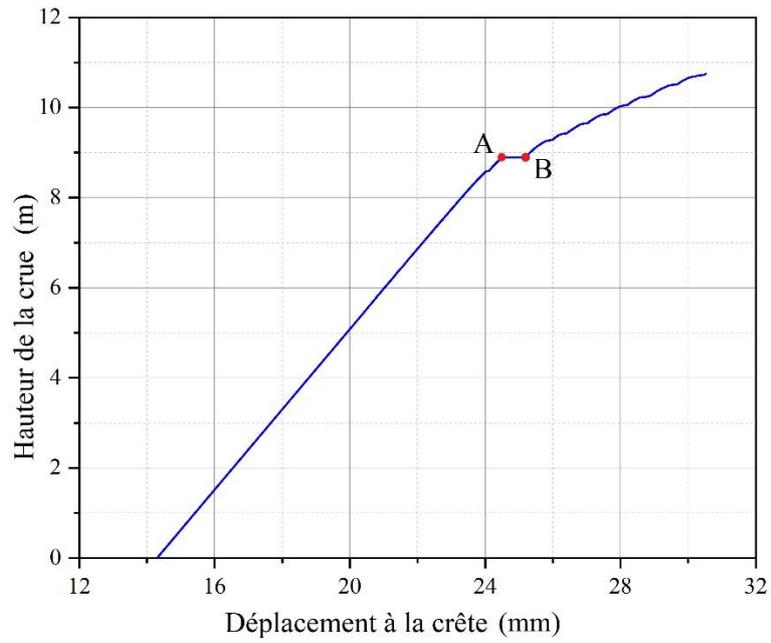


Figure III.9 : (a) Hauteur de la crue en fonction du déplacement à la crête pour le cas II avec $G_c=200$ N/m. (b) Etat de la trajectoire de fissure à la fin de la simulation.

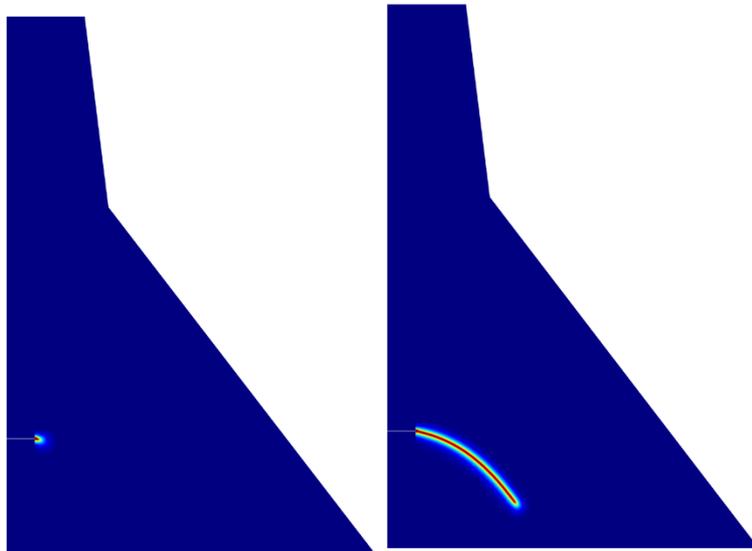
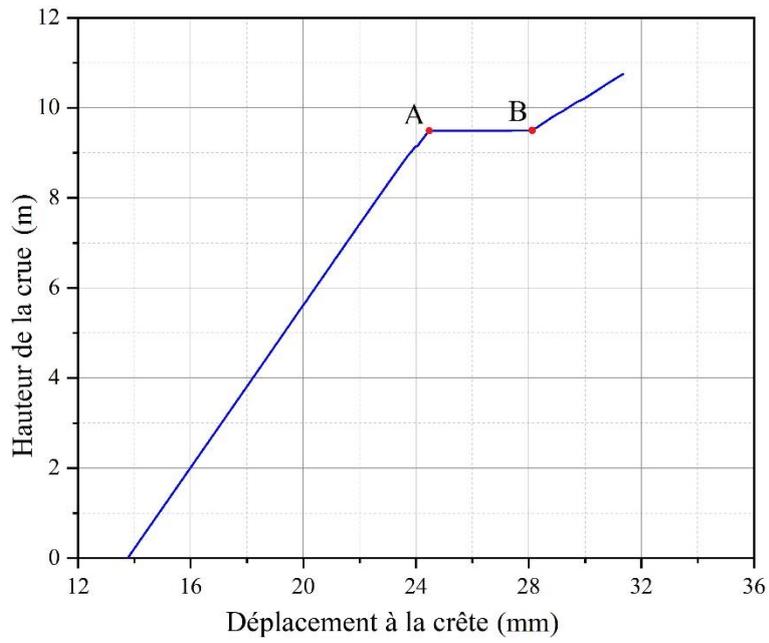


Figure III.10 : (a) Hauteur de la crue en fonction du déplacement à la crête pour le cas III avec $G_c=200$ N/m. (b) Etat de la trajectoire de fissure à deux pas de temps.

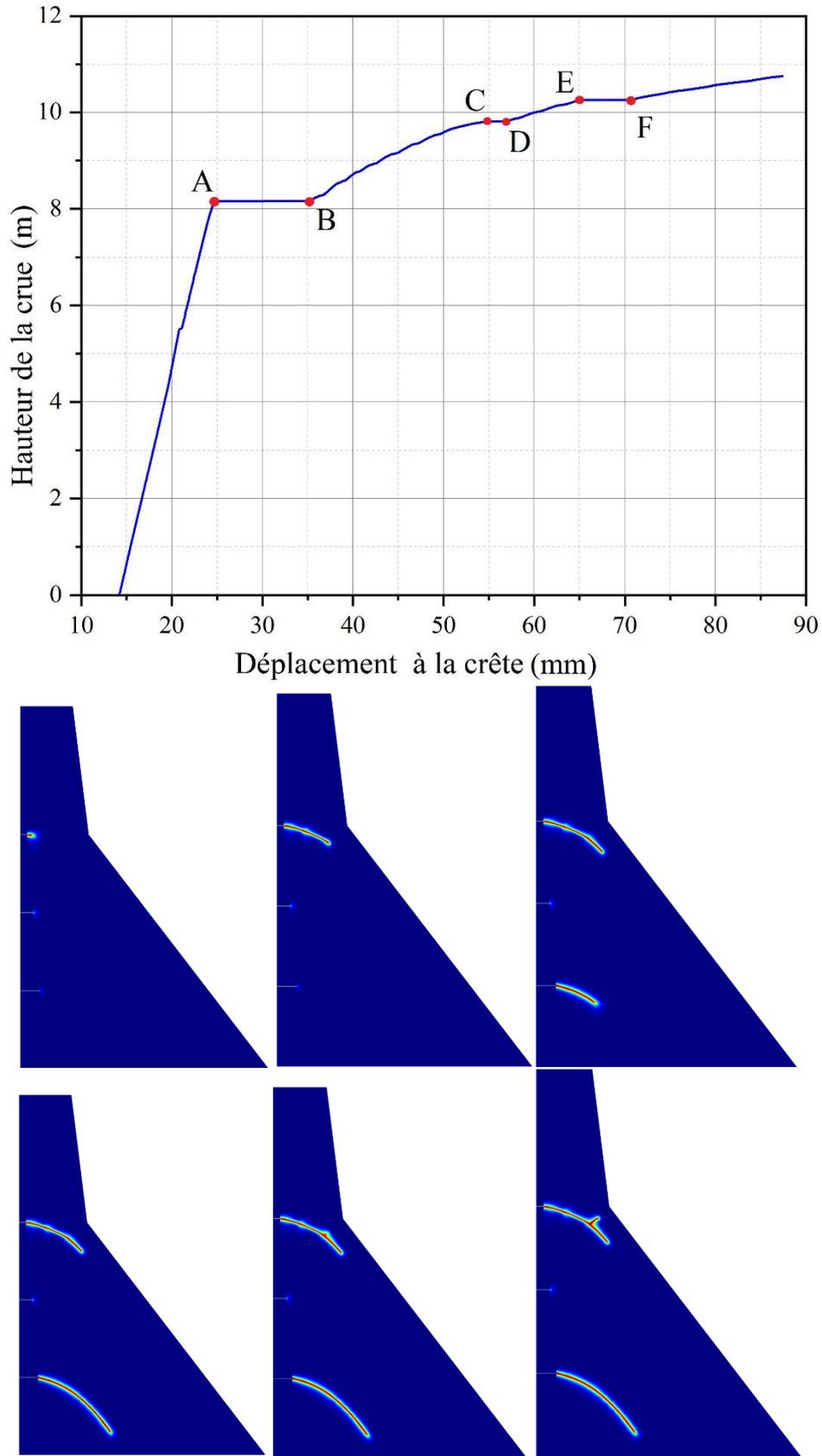


Figure III.11 : (a) Hauteur de la crue en fonction du déplacement à la crête pour le cas IV avec $G_c=200$ N/m. (b) Etat de la trajectoire de fissure à huit pas de temps.

III.2. Influence de l'hétérogénéité du matériau

L'hétérogénéité des matériaux du béton fait référence à la distribution non uniforme des matériaux et des propriétés au sein de la structure. Le béton est composé de divers éléments, dont le ciment, les granulats (tels que le sable et le gravier), l'eau et les additifs. Chacun de ces composants peut introduire des variations de composition, de taille, de forme et de propriétés physiques, ce qui entraîne une hétérogénéité des matériaux.

Les propriétés du béton sont modélisées comme des champs aléatoires, qui sont des fonctions stochastiques définies sur un domaine spatial. Ces champs aléatoires capturent la distribution statistique et la corrélation des propriétés du béton à différents endroits d'une structure. La variabilité spatiale est généralement décrite à l'aide de paramètres statistiques tels que la moyenne, la variance et la longueur de corrélation.

Dans un champ aléatoire, les propriétés des matériaux (la résistance à la traction, l'énergie de rupture, module d'élasticité...) sont supposées varier continuellement dans l'ensemble du matériau, et leurs valeurs en différents points ne sont pas déterministes mais suivent une distribution probabiliste.

Cela signifie qu'en tout point du matériau, la propriété est incertaine et que sa variabilité est caractérisée par des paramètres statistiques.

Plusieurs méthodes et techniques sont disponibles pour intégrer les champs aléatoires dans l'analyse et la conception du béton. Il s'agit notamment de :

- La méthode stochastique des éléments finis (*Stochastic Finite Element Method* (SFEM)) (Der Kiureghian et Ke, 1988) : elle combine les principes de l'analyse par éléments finis avec des approches probabilistes pour modéliser et analyser des structures avec des propriétés de matériaux aléatoires. Elle considère le champ aléatoire comme une donnée d'entrée et effectue des simulations pour obtenir des informations statistiques sur la réponse de la structure.
- Simulation de Monte Carlo (Su et al., 2010; Yang et Frank Xu, 2008): consiste à générer de multiples réalisations de champs aléatoires sur la base de paramètres statistiques et à simuler le comportement de la structure à l'aide de chaque réalisation. L'analyse statistique des résultats fournit des informations sur la fiabilité et la sécurité de la structure.

- Simulation conditionnelle (Elishakoff et al., 1994): Les techniques de simulation conditionnelle génèrent des réalisations du champ aléatoire en fonction des mesures ou observations disponibles. Ces techniques peuvent être utilisées pour mettre à jour le modèle de champ aléatoire au fur et à mesure que de nouvelles informations sont disponibles, améliorant ainsi la précision des prédictions.

Plusieurs chercheurs ont étudié l'impact d'un matériau hétérogène quasi fragile (plus particulièrement le béton) sur la réponse à la fissuration. Yang et Xu (Yang et Frank Xu, 2008), Yang et al. (Yang et al., 2009) et Su et al. (Su et al., 2010) ont étudié la rupture cohésive complexe dans des matériaux hétérogènes aléatoires quasi fragiles à l'aide de la technique de simulation de Monte Carlo. Yin et al. (Yin et al., 2012) et Yin et al. (Yin et al., 2014) ont étudié le comportement à la rupture d'un mélange hétérogène aléatoire d'asphalte avec une fissure cohésive. Santillán et al. (Santillán et al., 2017) ont mené une étude de simulation Monte Carlo pour caractériser l'influence de propriétés mécaniques hétérogènes sur les trajectoires de fractures hydrauliques se propageant dans des milieux rocheux.

Dans le cas de l'ingénierie des barrages en béton, les études sont très limitées, et sont concentrées sur l'étude dynamique de la structure. Tang et al. (Tang et al., 2013) et Zhong et al. (Zhong et al., 2011), où l'hétérogénéité du béton a été modélisée sur la base de la loi de distribution de Weibull, tandis que la plasticité d'endommagement est utilisée pour simuler le processus de rupture.

Ces auteurs ont signalé que lorsque l'hétérogénéité du béton est prise en compte, la distribution des contraintes n'est plus lisse. L'augmentation de l'indice d'hétérogénéité (c'est-à-dire un béton plus homogène) accroît le potentiel de dommages localisés ce qui reflète le cas le plus défavorable d'étude de barrage.

Hariri-Ardebili et al. (Hariri-Ardebili et al., 2018) ont supposé que le module d'élasticité du béton, la masse volumique et la résistance à la traction sont des champs aléatoires et générés sur la base de la décomposition de la matrice de covariance. Le barrage de Koyna en Inde est considéré étude de cas avec prise en compte de séisme. Il s'est avéré que dans le cas des courbes de rapport de distribution spatiale des dommages, le modèle de variable aléatoire f_t se traduit par une moyenne plus faible que le modèle déterministe (matériau homogène), tandis que la dispersion reste fondamentalement inchangée. En revanche, le modèle de champ aléatoire f_t n'affecte pas la moyenne (par rapport au modèle

déterministe).

Liu *et al.* (Liu *et al.*, 2021) ont étudié les effets de l'hétérogénéité du béton sur la réponse sismique non linéaire des barrages poids en béton sous différents séismes, qui sont systématiquement étudiés sur la base de la théorie des champs aléatoires. La dispersion et l'incertitude des réponses sismiques et le modèle d'endommagement sont quantifiés. En outre, les effets de la corrélation entre le module et la résistance du béton sont également étudiés et quantifiés sur la base de la méthode de simulation des champs aléatoires à corrélation croisée. Il s'avère que les effets de l'hétérogénéité du béton sur la réponse dynamique non linéaire des barrages en béton dépendent fortement des mouvements sismiques d'entrée.

Les résultats montrent également que la corrélation entre le module et la résistance du béton a des effets importants sur la dispersion de la réponse sismique et le modèle d'endommagement des barrages poids en béton. Sous certains mouvements du sol, ignorer la corrélation peut sous-estimer la probabilité de rupture des barrages.

Il s'avère que l'hétérogénéité du béton affecte l'évaluation de la performance sismique, mais le temps de défaillance des modèles hétérogènes tend à être plus élevé que celui des modèles homogènes (Hariri-Ardebili *et al.*, 2018; Liu *et al.*, 2021) et nécessite de générer multiples simulations et tests statistiques approfondis (test de Kolmogorov-Smirnov,...) pour arrêter sur la fiabilité du modèle probabiliste appliqué (Santillán *et al.*, 2017a), ce qui signifie qu'ignorer l'hétérogénéité conduirait à une évaluation plus prudente.

III.3. Simulation dynamique du barrage

Pour parvenir à une évaluation raisonnable de la sécurité sismique des barrages, l'étude du processus de fissuration et des modes de défaillance potentiels des barrages en béton soumis à de forts tremblements de terre demeure indispensable et mérite plus de recherches et d'attention. Cette section tente d'élucider l'effet de la charge sismique et de l'inertie.

L'essai sur table vibrante, qui permet de reproduire la réponse sismique des structures aux charges sismiques, est une méthode permettant d'étudier le processus de défaillance sismique des barrages en béton de grande hauteur. Cependant, de nombreuses questions doivent être clarifiées pour l'essai sur modèle. Parmi eux, le problème de la relation de similarité est le plus difficile, en particulier pour le processus de rupture sismique des barrages en béton de grande hauteur. Outre l'essai sur table vibrante, de nombreux modèles non

Chapitre III : Validation du modèle numérique de propagation d'une fissure par approche de champ hybride à grande échelle dans un barrage poids en béton

linéaires ont également été développés afin d'évaluer la sécurité sismique des barrages en béton.

Ils sont basés soit sur l'approche de la fissure discrète (Ahmadi et al., 2001; Ayari et Saouma, 1990; Feng et al., 1996), soit sur l'approche de la fissure enduite (Bhattacharjee et Léger, 1994; Ghaemian et Ghobarah, 1999; Guanglun et al., 2000; Hariri-Ardebili et Seyed-Kolbadi, 2015; Léger et Leclerc, 1996). En outre, d'autres modèles, tels que le modèle plastique-dommage (Buffi et al., 2021; Daneshyar et Ghaemian, 2019; Omid et al., 2013; Qi et al., 2013), la méthode des éléments finis étendus (XFEM) (Haghani et al., 2020; Wang et al., 2015; Wang et al., 2015; Zhang et al., 2013), méthode des éléments discrets (*Discrete Element Method DEM*) (Bretas et al., 2014; Pekau et Yuzhu, 2004) et autres méthodes d'éléments continus (Ghaedi et al., 2018; Ghrib et Tinawi, 1995a) sont également utilisés dans certains cas pour analyser le comportement de rupture sismique des barrages en béton.

Certaines contributions à ces méthodes et leurs applications dans l'analyse sismique des barrages en béton méritent d'être mentionnées. Lee et Fenves (Lee et Fenves, 1998) ont développé un nouveau modèle constitutif de dommages plastiques pour l'analyse sismique des barrages en béton.

Pekau et Yuzhu (Pekau et Yuzhu, 2004) ont utilisé le DEM pour étudier le comportement sismique du barrage fissuré de Koyna pendant les tremblements de terre. Les résultats obtenus ont montré que la sécurité du barrage est assurée si la forme de la fissure est horizontale ou inclinée vers l'amont, et qu'elle est très dangereuse si la fissure est inclinée vers l'aval.

Calayir et Karaton (Calayir et Karaton, 2005a, 2005b) ont présenté un modèle d'endommagement continu et un modèle de fissures rotatives coaxiales pour l'analyse de la réponse aux dommages sismiques des barrages poids en béton, en tenant compte des effets de l'interaction barrage-réservoir.

Pan et al. (Pan et al., 2011) ont comparé le processus de fissuration et les profils des barrages en béton en utilisant la méthode XFEM avec des relations constitutives cohésives, la méthode des éléments finis à bandes de fissures avec des relations de dommages plastiques, et le modèle plastique Elasto de Drucker-Prager par éléments finis. Zhang et al. (Zhong et al., 2011) ont étendu l'analyse du processus de rupture de la roche (*Rock Failure Process Analysis RFPA*) pour étudier le processus de rupture des barrages en béton soumis à de forts

Chapitre III : Validation du modèle numérique de propagation d'une fissure par approche de champ hybride à grande échelle dans un barrage poids en béton

tremblements de terre. Les résultats présentés par les auteurs susnommés ont illustré le processus de défaillance typique et les modes de défaillance des barrages poids en béton en tenant compte de l'incertitude des mouvements du sol et du matériau du béton. Mirzayee et *al.* (Mirzayee et *al.*, 2011) ont proposé une approche hybride d'éléments distincts et d'éléments de frontière pour modéliser le comportement sismique non linéaire des barrages poids en béton fissuré en tenant compte des effets d'interaction barrage-réservoir.

Zhang et *al.* (Zhang, Wang, et Sa, 2013; Zhang, Wang, Pang, et *al.*, 2013) ont étudié les influences de la durée du mouvement fort et des séquences sismiques choc principal-après-coup sur les dommages accumulés des barrages poids en béton en utilisant un modèle de plasticité des dommages du béton (*Concrete Damage Plasticity CDP*). Les travaux d'Omidi et *al.* (Omidi et *al.*, 2013) ont examiné les réponses de rupture sismique des barrages poids en béton en raison de mécanismes d'amortissement constants et dépendants des dommages. Ils ont utilisé un modèle de dommages plastiques pour simuler les dommages irréversibles survenant dans le processus de fissuration du béton. Un modèle XFEM fut présenté pour analyser la propagation des fissures sismiques des barrages poids en béton avec des fissures initiales sur les faces amont et aval (Zhang, Wang, et Yu, 2013).

Wang et *al.* (Wang et *al.*, 2015) ont évalué l'influence des fissures initiales sur le processus de propagation des fissures dans les systèmes de barrages poids en béton, de réservoirs et de fondations. La méthode des segments cohésifs basée sur XFEM, associée à des nœuds fantômes, a été utilisée pour simuler l'initiation et la propagation des fissures le long d'un chemin arbitraire.

Ghaedi et *al.* (Ghaedi et *al.*, 2016) ont étudié l'effet des formes et des tailles des ouvertures du barrage RCC de Kinta en tenant compte de l'effet hydrodynamique. Les résultats ont montré que, sous une pression hydrodynamique, le barrage BCR a attiré des contraintes autour des ouvertures et des fissures se sont produites autour d'elles.

Chen et *al.* (Chen et *al.*, 2019) ont établi un modèle d'analyse compressif et intégral du système d'interaction barrage-poids-fondation-réservoir d'eau. Ils ont évalué la performance sismique des barrages poids en BCR de Jin'anqiao en utilisant l'analyse dynamique incrémentale.

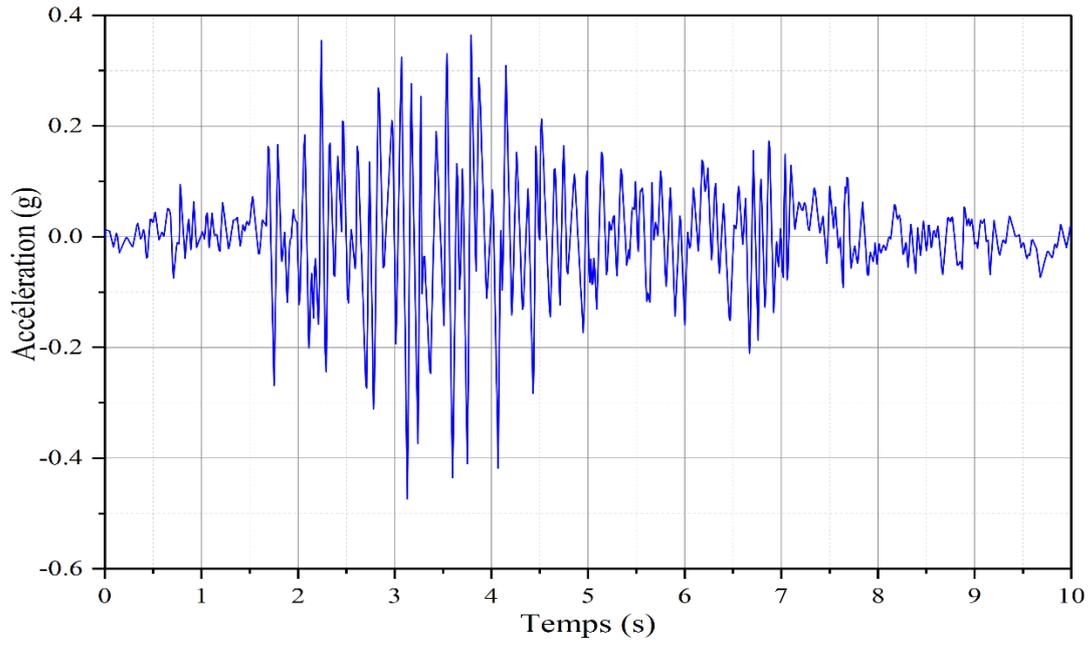
Une étude comparative a été élaborée entre le processus de fissuration et le profil de fissure finale du barrage-poids de Koyna en utilisant le modèle XFEM et le modèle de

Chapitre III : Validation du modèle numérique de propagation d'une fissure par approche de champ hybride à grande échelle dans un barrage poids en béton

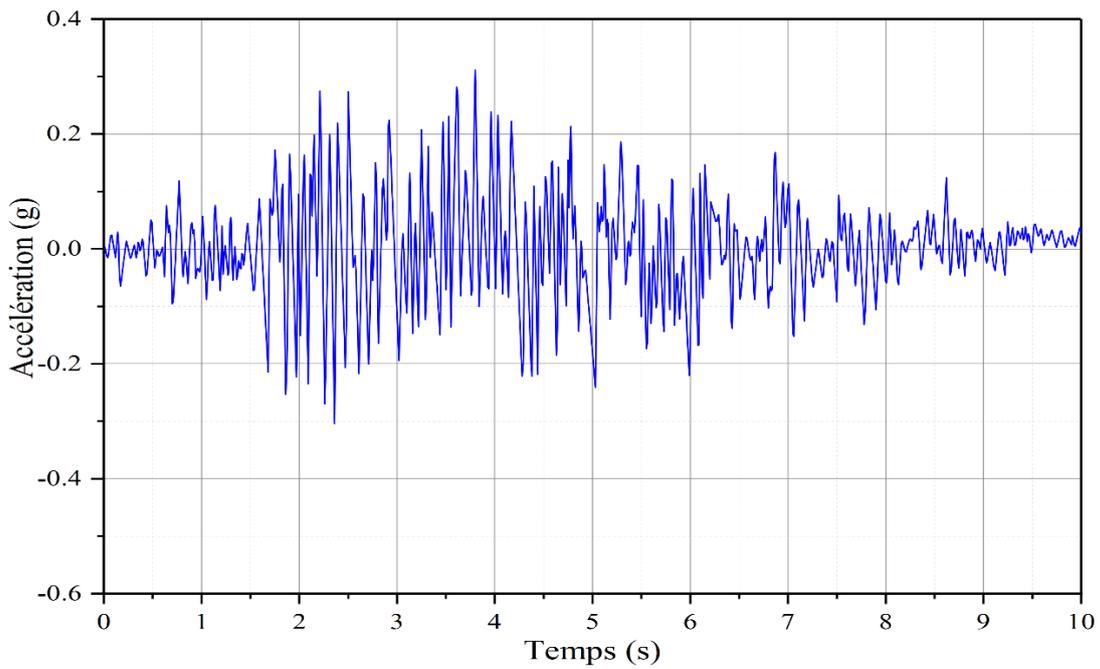
plasticité endommagée du béton (CDP) incluant le comportement de durcissement ou de ramollissement ([Wang et al., 2021](#)).

Le barrage-poids en béton de Koyna, en Inde, d'une hauteur de 103 m et largeur à la base de 70,2 m, est l'un des rares barrages en béton à avoir subi un tremblement de terre dévastateur. Le séisme de Koyna, d'une magnitude de 6,5 sur l'échelle de Richter le 11 décembre 1967, avec une accélération maximale mesurée au niveau de la galerie de fondation de 0,49 g et 0,34 g dans les directions horizontale et verticale, a causé de très sérieux dommages structurels au barrage, notamment des fissures horizontales sur les faces amont et aval d'un certain nombre de monolithes sans surverse autour de l'élévation à laquelle la pente de la face aval change brusquement ([Chopra et Chakrabarti, 1973](#)). Des fuites ont été observées dans certains de ces monolithes près de l'élévation à laquelle la pente de la face aval change brusquement, ce qui implique la pénétration complète de la face amont à la face aval. Ce problème a été analysé en détail par un certain nombre de chercheurs ([Asghari et al., 2018](#); [Hai-tao et al., 2019](#); [Pan, 2019](#); [Tidke et Adhikary, 2021](#); [Zhang, Wang, et Yu, 2013](#)).

Dans cet section, l'analyse de la fissuration dynamique du barrage de Koyna est réalisée en utilisant notre modèle d'endommagement. Les composantes horizontales et verticales du séisme de Koyna sont présentées sur la figure III.12. La géométrie du barrage prise en compte lors de l'essai sur modèle réduit ([CEE et al., 1990](#)) est illustrée sur la figure III.13. Le maillage du barrage est adéquatement raffiné près des changements de pente des faces avales, dans lesquelles des propagations de fissures sont attendues. La fondation du barrage est considérée comme rigide.



(a)



(b)

Figure III.12 : Séisme de Koyana le 11 décembre 1967 : (a) composante horizontale et (b) Composante verticale

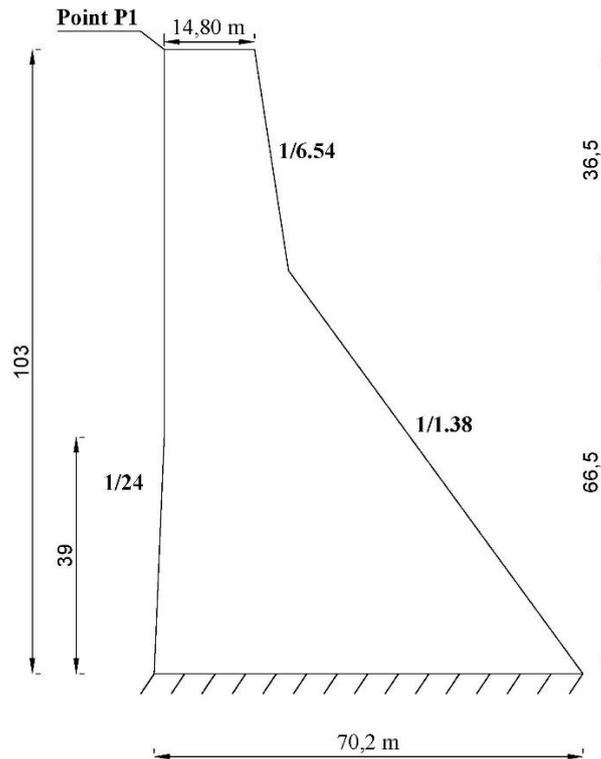


Figure III.13 : Géométrie du barrage de Koyna considérée (CEE et al., 1990)

Les paramètres du matériau pour le béton du barrage de Koyna sont les suivants : le module d'élasticité $E = 31GPa$, $\nu = 0,2$, $\rho = 2643kg / m^3$, $G_c = 250N / m$. $f_t = 2,9MPa$, $f_c = 24,1MPa$ et $l_0 = 0,4m$. Un facteur d'amplification dynamique de 1,2 est considéré pour la résistance à la traction afin de tenir compte des effets de la vitesse de déformation. La dissipation d'énergie du monolithe est considérée par la méthode d'amortissement de Rayleigh avec un taux d'amortissement de 5%. Le niveau d'eau maximal du réservoir de 96,5 m est considéré. Les charges appliquées comprennent le poids propre du barrage, les forces hydrostatiques, hydrodynamiques. Les solutions statiques du barrage dues à ses charges gravitationnelles et hydrostatiques sont prises comme conditions initiales dans le modèle. La masse ajoutée de Westergaard (Westergaard, 1933) est employée pour inclure l'effet hydrodynamique, la valeur de la masse virtuelle de Westergaard m'_i au nœud i de la surface amont du barrage le barrage est :

$$P_{seh} = \frac{7}{8} \sqrt{hy_i} \rho_e (b_{i1} + b_{i2}) / 2 \quad (III.1)$$

Où h est la profondeur de l'eau ; y_i est la distance entre le nœud i et la surface de

Chapitre III : Validation du modèle numérique de propagation d'une fissure par approche de champ hybride à grande échelle dans un barrage poids en béton

l'eau, ρ_e est la densité de masse de l'eau ; et b_{i1} et b_{i2} sont les longueurs des bords des éléments quadrilatéraux à contrainte constante à côté du nœud i sur la surface amont du barrage.

Il convient de noter que les effets de la pression d'eau sismique à l'intérieur des fissures ne sont pas pris en compte dans l'analyse. Des études supplémentaires de l'effet de la pression interstitielle d'eau en fonction du régime de l'écoulement à l'intérieur de la fissure sur la propagation des fissures et la réponse dynamique du barrage sont jugées nécessaires.

Le pas de temps de simulation utilisé dans l'analyse est de 0,01 s. Le déplacement horizontal de la crête du barrage (point P1) obtenu à partir de notre modèle est présenté sur la figure III.14. Les premières fissures apparaissent aux niveaux de changement de pente dans la face avale et le pied amont du barrage au temps (3,61 s) comme illustré sur la figure III.15(a). Cela signifie que la contrainte principale maximale dans le barrage ne dépasse pas la résistance à la traction du béton pendant le mouvement de relativement faible amplitude, et qu'il n'y a pas de fissuration avant $t = 3,61$ s. Les trajectoires de propagation de fissure à différents pas de temps (figure III.15(b)).

On remarque que le déplacement d'ouverture de la fissure à l'extrémité aval est dominant par rapport à celui de l'extrémité amont. C'est la raison principale que la fissure est orientée vers l'amont, et facilite la rotation du bloc supérieur vers l'amont plutôt que vers l'aval dans des conditions sismiques.

La figure III.15(c) montre la trajectoire finale de fissure du barrage de Koyna lors du tremblement de terre de Koyna de 1967, obtenu à partir de la simulation numérique et de l'essai sur modèle réduit (CEE et al., 1990). On peut noter que le profil de fissure obtenu correspond raisonnablement bien aux résultats expérimentaux de l'essai sur modèle. En comparant les résultats actuels avec l'observation du prototype du barrage de Koyna (Chopra et Chakrabarti, 1973), l'essai sur modèle réduit (CEE et al., 1990) et les résultats des recherches précédentes, on peut conclure que les résultats obtenus peut prédire efficacement le processus de propagation des fissures dans les barrages poids en béton dans des conditions sismiques.

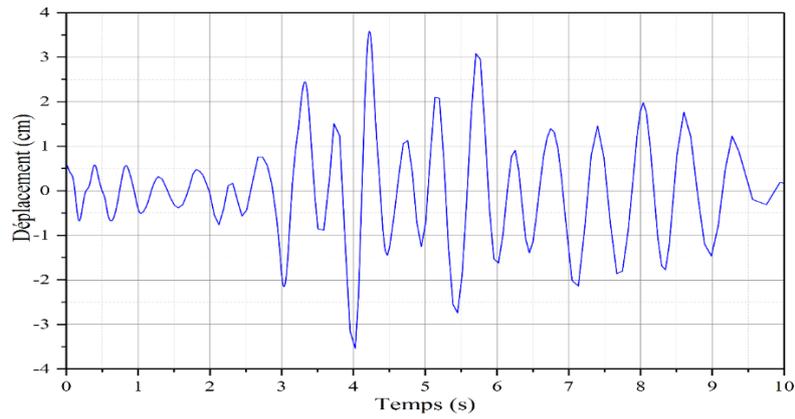


Figure III.14 : Déplacement horizontal à la crête du barrage

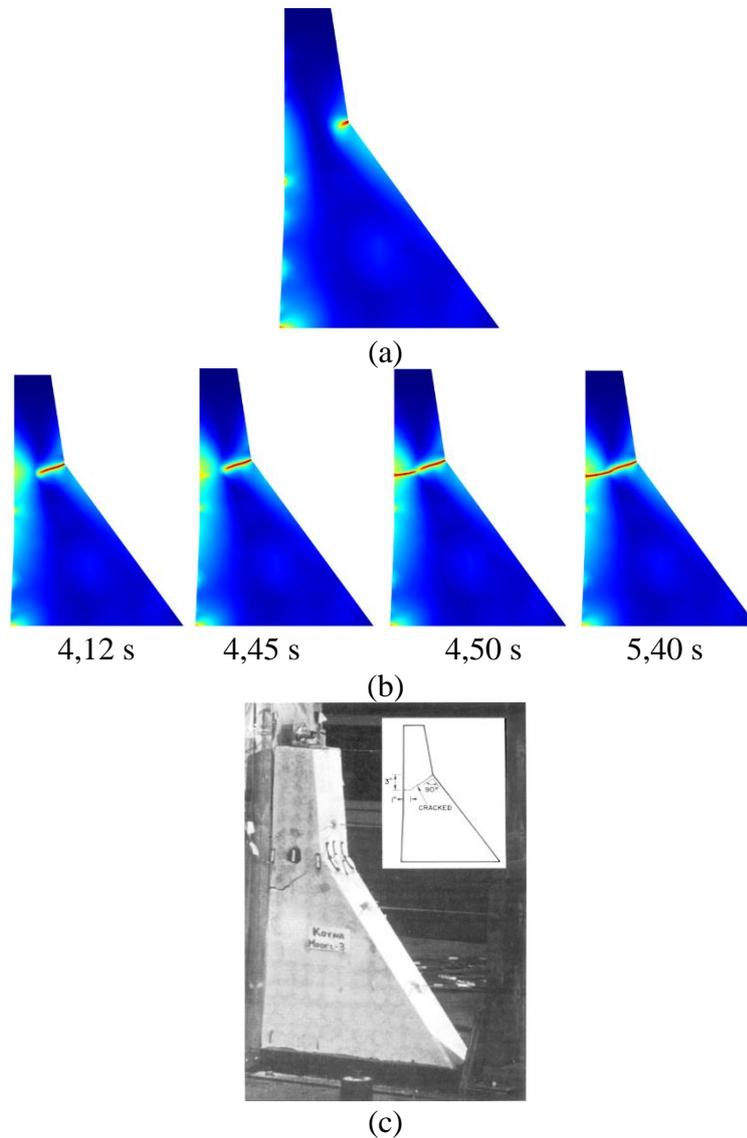


Figure III.15 : Trajectoire de propagation de fissure du barrage Koyna sous l'effet séisme 1967. (a) Initiation d'apparition de la fissure au pas du temps 3,61 s. (b) Trajectoire de fissure aux différents pas du temps. (c) Résultat expérimental de la trajectoire finale de la fissure (CEE et al., 1990)

Conclusion

Sur ce chapitre, on a présenté l'application de notre modèle d'endommagement sur une grande structure tel qu'un barrage en béton pour étudier son comportement général avec et sans séisme. Le barrage pris en compte a été étudié par plusieurs chercheurs aux regards son histoire sismique où en 1967 un tremblement de terre majeur de magnitude 6,3 a frappé la région, causant des dommages importants au barrage.

Les analyses statiques et dynamiques ont permis de simuler les contraintes et les déformations qui se produisent dans le corps du barrage sous différentes conditions de charge. Les résultats de simulations obtenus concordent assez bien avec ceux des autres chercheurs validés.

Cette étude permet de concevoir des mesures d'atténuation des risques pour réduire les impacts potentiels du séisme. Ces mesures peuvent inclure le renforcement des fondations, l'installation de dispositifs d'isolation sismique, ou encore la mise en place de procédures d'urgence pour minimiser les dommages en cas de séisme et protéger les populations en aval.

Dans le prochain chapitre, nous appliquons notre modèle pour étudier le comportement mécanique du barrage Béni Haroun situé en Algérie qui est considéré comme l'un des plus grands barrages d'Afrique du Nord et il joue un rôle important dans l'approvisionnement en eau potable de la région. Son étude de stabilité est essentielle pour assurer la sécurité et la fiabilité de cette structure importante.

Chapitre IV

*Simulation numérique de
propagation de fissures dans
béton maigre type BCR : Cas
du barrage Beni Haroun*

Introduction

En Algérie, les ressources en eau sont limitées et se situent principalement dans les régions du nord, accusant un déficit important pour les régions plus non septentrionales (hauts plateaux), cette pénurie devient très sévère et touche pas mal de régions du pays.

Pour faire face à cette situation et répondre aux besoins en eau, la politique algérienne des ressources en eau s'est concentrée sur la construction de barrages. L'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT), sous la tutelle du ministère des Ressources en Eau, décide de construire un barrage pour combler le déficit en eau des hauts plateaux Sétifiens.

Ce chapitre s'intéresse au comportement mécanique d'un barrage poids en exploitation, il s'agit en l'occurrence du barrage de Béni Haroun, ouvrage mis en service depuis une vingtaine d'années. Cette évaluation repose sur les différents paramètres et données d'auscultations.

IV.1. Présentation du barrage Beni Haroun

D'un volume initial de 960 millions de m³, le barrage de Beni Haroun se localise dans la wilaya de Mila à 350 km à l'Est d'Alger Figure IV.1, Il est localisé à l'exutoire d'un bassin versant Ouled Kebir d'une superficie de 6 595 km². L'oued principal possède une longueur de 190 km qui alimente la retenue par un apport moyen annuel de 435 millions de m³ (ANBT, 2002). Les travaux de réalisation du barrage ont démarré en 1996 et achevé en 2001. La mise en eau du barrage a été entamé en août 2003.

Le barrage de Beni Haroun est de type béton poids rectiligne s'appuyant sur une fondation rocheuse calcaire. Le barrage possède une hauteur maximale sur fondation de 118 m, une longueur en crête de 710 m et une largeur de la crête égale à 8 m. Le niveau de Retenue Normale (RN) est à la côte 200 m. Le barrage était considéré comme le plus grand barrage du monde au moment de sa construction avec 1 600 000 m³ de BCR et un volume total de béton de 1 900 000 m³.

La construction de cet ouvrage, qui est actuellement le plus grand barrage d'Algérie (créant une retenue de près d'un milliard de m³). Le barrage est équipé d'un évacuateur de surface de type à seuil libre intégré dans le corps de l'ouvrage avec une longueur totale de 124 m et un débit maximum de 16 000 m³/s. L'ouvrage est équipé de deux vidanges de demi-fond

Chapitre IV : Simulation numérique de propagation de fissures dans béton maigre type BCR : Cas du barrage Beni Haroun

intégrées dans le corps du barrage en rive droite. Elles sont localisées à la côte 140 m dont la capacité totale est de 700 m³/s (soit 350 m³/s pour chaque pertuis). (Remini *et al.*, 2019).

La conception du barrage et de ses ouvrages annexes a été dictée par le souci :

- Minimiser les quantités de béton conventionnel ;
- Garantir une bonne continuité du chantier BCR ;
- Concentrer le plus possible les ouvrages nécessitant l'usage d'un béton traditionnel

Le parement aval de cette section change de pente au-dessus de la cote 196 m, ce qui renforce la résistance aux séismes et permet l'installation d'une voie de circulation.



Figure IV.1 : Vues en plan et aval du Barrage Beni Haroun (Photo. ANBT, année 2014)

IV.1.1 Caractéristiques principales de l'aménagement

Réservoir :

- Niveau normal (RN) : 202,05 m
- Niveau des Plus Hautes Eaux (PHE) : 214,80 m
- Niveau minimum d'exploitation : 172,00 m
- Volume de la tranche morte (110-172) : 240 Mm³
- Volume utile (172 - 200) : 723 Mm³
- Volume total (110-200) : 963 Mm³

Barrage :

- Type : Barrage poids en béton compacté au rouleau (BCR)
- Hauteur maximale :
 - Au-dessus du terrain naturel : 107 m
 - Au-dessus de la fondation : 118 m
- Longueur en crête : 710 m
- Largeur en crête : 8 m
- Largeur maximale au niveau de la fondation : 93 m
- Fruit du parement amont : vertical
- Fruit du parement aval : 08 H/1V
- Côte du fond : 97,90 m
- Côte de la crête : 216,30 m

Evacuateur de crue :

- Type : déversoir de surface à seuil libre – coursier et saut de ski
- Localisation : partie centrale du barrage
- Côte du bec aval du saut de ski : variable de 124.00 m à 126.00 m
- Longueur totale de l'évacuateur en crête : 124 m

Vidange de demi-fond :

- Type : 2 pertuis blindés dans corps du barrage avec saut de ski
- Localisation : rive droite
- Calage de l'entrée : 140 m

Chapitre IV : Simulation numérique de propagation de fissures dans béton maigre type BCR : Cas du barrage Beni Haroun

- Section des pertuis : (3,0 m x 4, 10 m) x 2
- Vannes : 2 vannes wagon à l'amont, 2 vannes segment à l'aval
- Débit maximal : 700 m³/s

Injection et drainage de la fondation :

- Voile d'injection : Vertical multifilaire axé sur galerie de pied amont, profondeur de 40 à 120 m
- Rideau de drainage : 1 rideau foré à partir de la galerie de pied amont

Ouvrages de dérivation :

- 2 galeries souterraines : diamètre 8 m (galeries de la solution « digue en enrochements »)

IV.1.2 Contexte géologique de la région

Le projet est implanté dans une région dont le cadre géologique complexe est caractérisé par la présence de nappes de charriage. Ces nappes de charriage constituent de vastes ensembles de terrains d'âge antécambrien à miocène inférieur qui se sont déplacés sur des distances de plusieurs dizaines de kilomètres et qui se sont superposés mécaniquement suivant des modalités variées et complexes. La zone de la cuvette est située à la limite nord de la province géomorphologique connue sous le nom de Dépression Miocène de Constantine. Le substratum est principalement constitué de dépôts continentaux d'âge miocène moyen à supérieur et plus localement, de formations allant du Trias à l'Oligocène ([ANBT, 2002](#)).

Les terrains meubles sont constitués principalement de dépôts alluviaux sable-graveleux dans le lit des oueds et sur plusieurs niveaux de terrasses, de colluvions provenant en grande partie de l'érosion des argiles miocènes assez répandues et d'éboulements au pied des formations rocheuses.

Le site du barrage est approximativement à la cote 110 m sur l'Oued El Kébir à environ 3,5 km en aval de la confluence de l'Oued Rhumel et de l'Oued Enndja. Un affluent, l'Oued El Dib, rejoint l'Oued El Kébir juste à l'amont du barrage. Les terrains superficiels sont constitués par des dépôts alluviaux (divisés en 3 unités : terrasses anciennes, terrasses et alluvions actuelles) ainsi que des éboulis, des colluvions et des terrains glissés ([ANBT, 2002](#)).

Le cadre hydrogéologique du site du barrage est caractérisé par la présence de deux nappes bien différenciées : une nappe située dans les terrains calcaires et une nappe perchée située dans les terrains marneux moins perméables.

IV.1.3 Séismicité régionale

D'après les observations et enregistrements disponibles, le site du barrage de Beni Haroun, bien que situé à la limite entre deux provinces géomorphologiques semble présenter une séismicité moins importante que des régions avoisinantes telles que la zone de Constantine ou des Babors ([ANBT, 2002](#)).

La région de Beni Haroun est située dans une région sismique classée, d'après le classement RPA 99/2003 en zone IIa de sismicité moyenne ([MHU, 2003](#)).

Parmi les épicentres localisés dans un rayon de 30 km autour du site, les séismes les plus importants pour le site sont ([ANBT, 2002](#)):

- 20/12/1983 :
 - Magnitude : 4.6
 - Distance au site : 27 km
 - Proche d'une limite de nappe du charriage (Massif di Sidi Driss)
- 27/10/1985 :
 - Magnitude : 5.9
 - Distance du site : 40 km
- 07/08/2020 ([CGS, 2020](#)):
 - Magnitude : 4.9
 - Distance du site : 5 km
 - Accélération verticale enregistrée : 0.24 g

IV.1.4 Caractéristiques et technologie du matériau « Béton compacté au Rouleau » (BCR)

Le BCR utilisé à Beni Haroun est du type « riche en liant ». Cette solution a été choisie en tenant compte entre autres que le Barrage BCR de Beni Haroun constituait une première réalisation de barrage en béton compacté au rouleau en Algérie et que sa réalisation ne devait souffrir aucune lacune et entre autres aucun défaut d'étanchéité. Il se caractérise par une

teneur en liant comprise entre 220 et 170 kg par mètre cube de béton suivant la zone du barrage considérée. Le liant est composé pour environ 35 % de ciment, le solde étant constitué par des cendres volantes (fly ash), résidus de centrales thermiques au charbon, qui ont un comportement pouzzolanique. Les granulats ont été produits à partir des alluvions de l'oued proche de l'ouvrage (ANBT, 2002).

Le parement amont est coffré suivant un plan vertical. Entre les couches de BCR et le coffrage a été coulé un parement en béton conventionnel vibré (BCV) d'une épaisseur de 1 m monté par levées en même temps que le BCR. Ce parement en BCV améliore encore l'imperméabilité d'ensemble du barrage et donne un aspect lisse et uniforme au parement. A l'endroit des joints de retrait, il assure le scellement des bandes *Waterstop* d'étanchéité (ANBT, 2002).

Le parement aval une allure en gradins, caractéristique des barrages BCR. La hauteur des marches est de 120 cm (4 couches de 30 cm). Les couches de BCR ont été limitées vers l'aval au moyen de coffrages. Un traitement propre à assurer un aspect final satisfaisant a été mis au point avec l'Entreprise. Il a consisté au placement de bandeaux en BCV entre le BCR et le coffrage (ANBT, 2002).

IV.1.5 Géométrie du barrage

La section type du barrage a été construite à partir d'un triangle de base ayant les caractéristiques ci-après :

Le fruit global de 0,8H/1V correspond à celui de la plupart des autres grands barrages en BCR actuellement construits ou en construction. Il mène à des coefficients de sécurité confortables pour tous les cas de sollicitations envisageables. Le parement amont a été choisi vertical pour des raisons de qualité d'exécution. Avec le type de béton utilisé, qui possède une cohésion et une résistance à la traction significatives, il constitue la solution la plus économique.

Le choix du point de convergence des parements au niveau des PHE a été effectué après plusieurs essais. Il permet de satisfaire quasi strictement les critères de stabilité sous une sollicitation normale et en période de crue. Il correspond donc à un dimensionnement optimum.

Chapitre IV : Simulation numérique de propagation de fissures dans béton maigre type BCR : Cas du barrage Beni Haroun

Trois galeries traversent la section type :

- Au pied amont, incorporée dans le batardeau, une galerie de 3,50 m de largeur et 4.50 m de hauteur, constituée par un puits en béton classique armé
- Deux galeries de 3 m x 3,60 m respectivement aux niveaux 140,00 m et 175,10 m. Sur leurs faces latérales du BCV a été utilisé au contact des coffrages. Le toit des galeries est formé par une dalle en béton préfabriqué armé.

Des forages drainants sont réalisés entre les galeries sur toute la hauteur du barrage. Ils sont distants de 3 m environ.

La figure IV.2 illustre la géométrie du barrage, où une vue transversale de la coupe la plus profonde du barrage sans tenir en compte l'évacuateur de crue est illustrée sur la figure IV.2a, avec une hauteur totale du barrage 118,40 m. La coupe longitudinale du barrage est présentée sur la figure IV.2b,

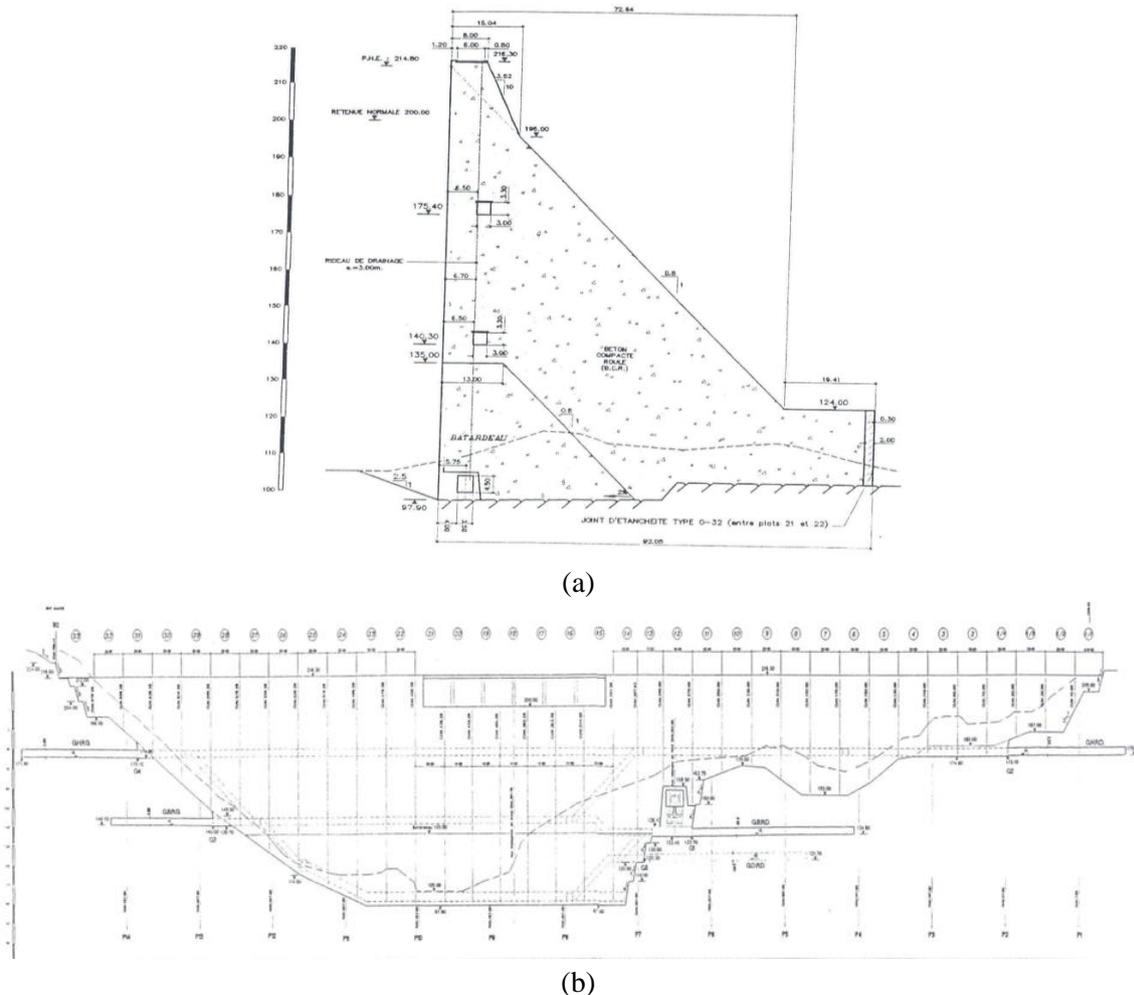


Figure IV.2 : Géométrie du barrage Beni Haroun (ANBT, 2002).

(a) Coupe transversale. (b) Coupe longitudinale.

IV.1.6 Matériaux de construction

L'application des recommandations de la norme de l'organisme « *American Concrete Committee* » (ACI) 207-SR-89 et des prescriptions du CPS a permis de définir les caractéristiques du mélange. Le but est d'obtenir un mélange BCR présentant une courbe granulométrique combinant 4 classes d'agréats 0,5- 5mm/5-15mm/15-30mm/30-63mm qui incorporent un certain pourcentage de fines (non plastiques) avec une quantité élevée de liant contenant une forte proportion de cendres volantes.

Les principaux paramètres du mélange sont :

- La relation pâte-mortier permettant d'obtenir une compacité maximale c'est-à-dire correspondant à l'indice des vides du sable. Une correction est apportée pour obtenir un excès de pâte dont le but est de fluidifier le matériau pour obtenir une bonne union entre les couches.
- La relation cendres – liant. Vu les hautes résistances caractéristiques demandées (10 MPa à 7 jours, 14 MPa à 28 jours et 25 MPa à 90 jours) on est parti d'une relation cendre/liant de 70 %.
- Relation eau/liant. Cette relation permet d'assurer des constances Vebe dans le temps voisines de 15 sec \pm 4.
- Diamètre maximum de l'agrégat : 63 mm.
- Proportion en gros agrégats : Valeur moyenne voisine de 57 %.
- Excès de pâte. En principe + 0,10. C'est-à-dire rapport pâte/mortier = 0,32 + 0, 10 = 0,42.
- Il résulte de ces différentes considérations un mélange théorique de départ :
 - Agrégats : 2104 Kg soit :
 - 30-63 : 631 Kg/m³
 - 15-30 : 295 Kg/m³
 - 5-15 : 484 Kg/m³
 - 0-5 : 694 Kg/m³
 - Ciment : 66 Kg/m³
 - Cendre : 154 Kg/m³
 - Total liant : 220 Kg/m³
 - Eau libre : 88 litres

Chapitre IV : Simulation numérique de propagation de fissures dans béton maigre type BCR : Cas du barrage Beni Haroun

- Densité théorique sans air : $2,41 \text{ T/m}^3$

Le tableau IV.1 résume les principales résistances mesurées en laboratoire et sur les carottes prélevées dans l'ouvrage pour la formule principale de BCR utilisée (ANBT, 2002).

Tableau IV.1 : Comparaison entre essais de laboratoire et essais in-situ

Lieu de test	Type de test	Résistances (MPa)				
		7 jours	28 jours	91 jours	182 jours	365 jours
Laboratoire	Compression	8,8	15,9	23,8	29,0	33,1
	Essai brésilien		2,18	3,39		
	Tension direct		1,18	1,84		
	Compression		11,6	22,4		
In-situ	Essai brésilien		1,69	2,96		
	Tension direct			1,50		

IV.2. Simulation quasi-statique du barrage Beni Haroun

Dans notre étude, on suppose des conditions de déformation plane et des matériaux homogènes. On adopte la géométrie présentée sur la figure IV.2a sans tenir en compte les galeries de drainage pour étudier le cas le plus défavorable.

La géométrie du barrage est présentée sur la figure IV.3, où les charges appliquées sur le barrage sont illustrées, à savoir la charge hydrostatique sur la face amont, sous-pression sur la base du barrage et le poids propre. Les propriétés mécaniques du béton ont été obtenues à partir de l'étude d'avant-projet détaillée réalisée en 2002 par le bureau d'études Tractebel Engineering au profit de l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT, 2002), qui sont les suivantes : Module de Young $E = 32 \text{ GPa}$, $\nu = 0,27$, $\rho = 2410 \text{ kg/m}^3$, $G_c = 250 \text{ N/m}$ et $l_0 = 0,1 \text{ m}$.

La simulation du comportement du barrage est réalisée dans les conditions de

Chapitre IV : Simulation numérique de propagation de fissures dans béton maigre type BCR : Cas du barrage Beni Haroun

déformation plane, le domaine est discrétisé en éléments quadrilatéraux structurés de taille maximale 0,50 x 0,40 m.

Après calcul des dommages, la structure résiste aux forces externes et internes, la figure IV.4 illustre le résultat de simulation avec le modèle champ de phase, le calcul montre que l'endommagement maximal se situe est au pied amont du barrage d'une valeur de 0,29, cela signifie que des microfissures commencent à se développer, la raison pour laquelle il est recommandé d'appliquer une couche de béton conventionnel au parement amont avec une masse volumique supérieure celle du béton BCR pour améliorer la résistance de la structure.

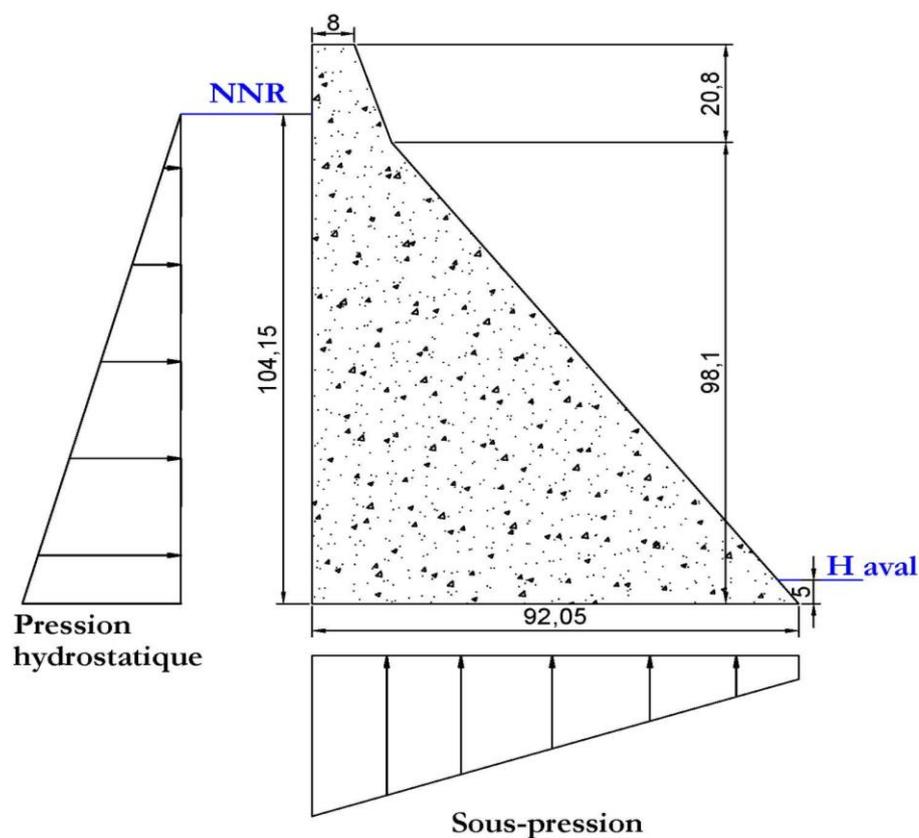


Figure IV.3 : Forces appliquées au barrage Beni Haroun

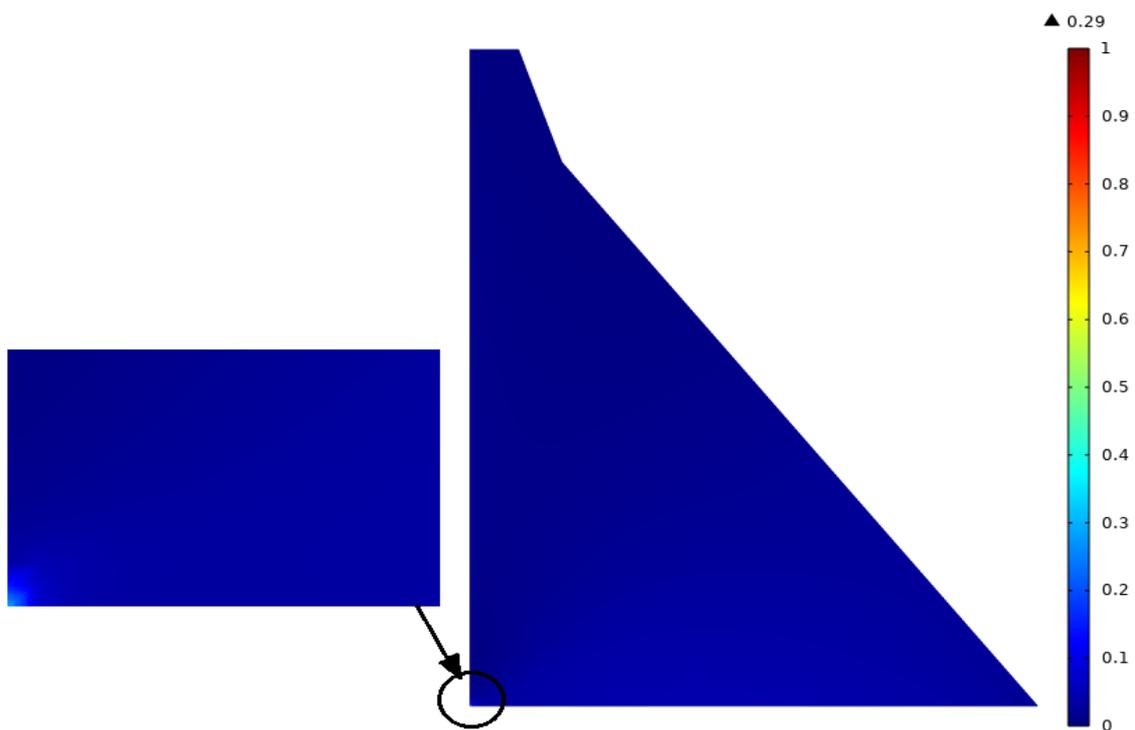


Figure IV.4 : Evolution de l'endommagement du barrage Beni Haroun.

IV.3. Simulation dynamique du barrage Beni Haroun

La modélisation quasi-statique signifie que les forces appliquées sont divisées en incréments pour garantir la convergence de calcul, mais en réalité leurs variations sont présumées constantes dans le temps. Cette approche reflète les conditions normales de comportement du barrage en absence des forces extrêmes.

Pour étudier le comportement réel de la structure, un calcul dynamique est impératif compte tenu de l'accélération du séisme appliquée sur la base du barrage. L'état initial de cette modélisation est supposé être le résultat final de la simulation quasi-statique obtenue précédemment. L'accélération sismique obtenue est l'enregistrement sismique de Mila proche du site de barrage du 07/08/2020 à 07:15:37 d'une durée de 37:50 minutes.

La poussée de l'eau provoquée par l'eau est simulée comme une masse ajoutée en utilisant une approximation de la distribution de pression selon les analyses préconisée par les chercheurs : ([Moghaddam et al., 2022](#); [Westergaard, 1933](#)), qui en fonction de la hauteur d'eau de chaque point z comme suit :

$$P_{seh} = \frac{7}{8} \times \rho_e \times \sqrt{H \times (H - z)} \quad (IV.1)$$

Tel que :

- ρ_e : masse volumique de l'eau (Kg/m³),
- H : la hauteur maximale de réservoir d'eau,
- z : la hauteur d'eau à chaque point ($0 \leq z \leq H$).

L'enregistrement sismique de Mila enregistré le 07 Aout 2020 élaboré par le Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique est présenté sur la figure IV.5.

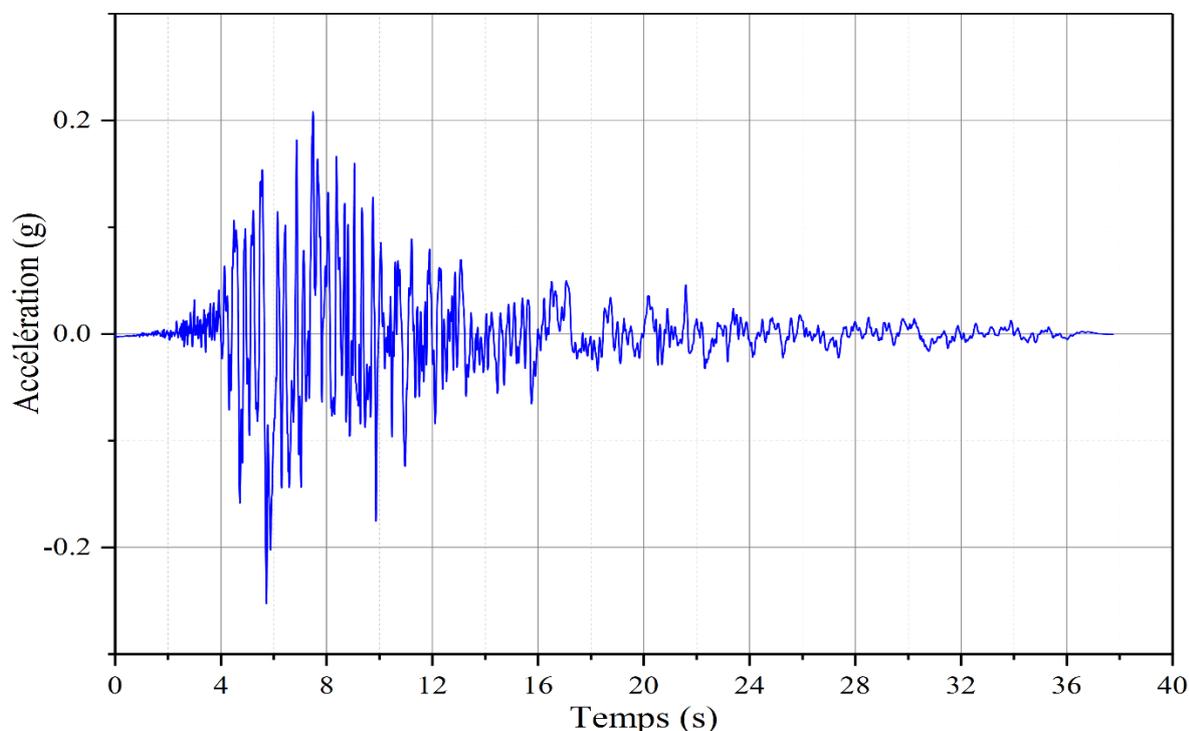


Figure IV.5 : Enregistrement sismique de Mila le 07 Août 2020

Le pas de temps de simulation utilisé dans l'analyse est de 0,01 s. D'après les résultats de simulation, aucune fissure ne s'est apparue comme présenté sur la figure IV.6, l'endommagement ne s'est pas développé. Le déplacement horizontal de la crête du barrage obtenu à partir de notre modèle est illustré sur la figure IV.7, le déplacement maximal enregistré est 140 mm de l'amont vers l'aval au temps 7,95 s où la magnitude maximale est enregistrée à une de 0.0628g, cette valeur n'a pas affecté le comportement général du barrage, cela signifie que la contrainte principale maximale dans le barrage n'a pas encore dépassé la

résistance à la traction du béton pendant le tremblement de terre, et que le barrage a bien résisté au séisme enregistré.

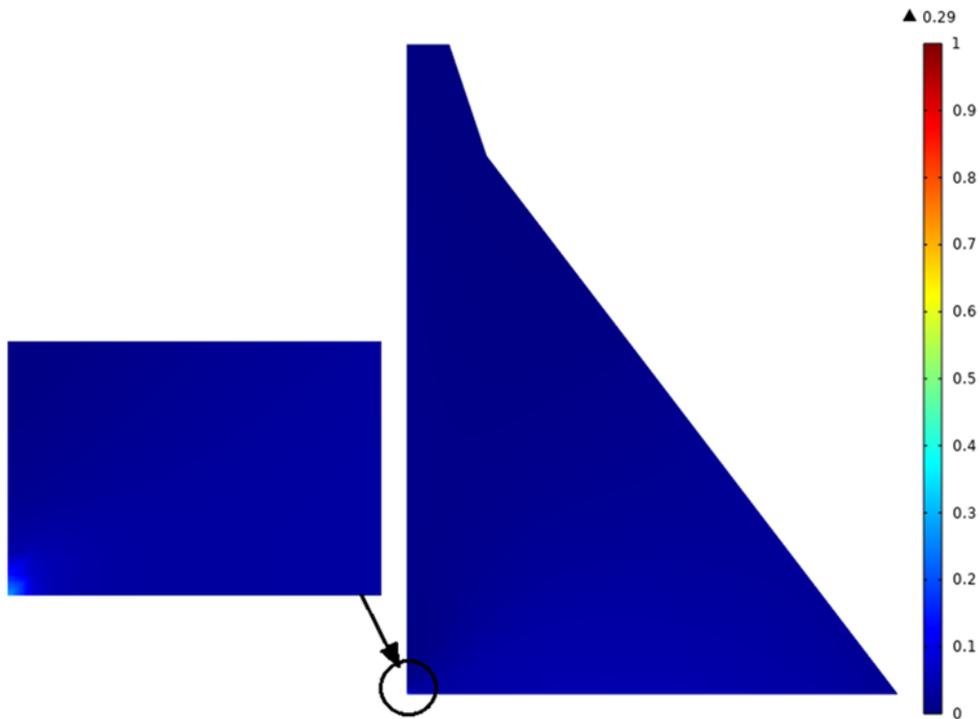


Figure IV.6 : Evolution de l'endommagement du barrage Beni Haroun due au séisme Mila 2020

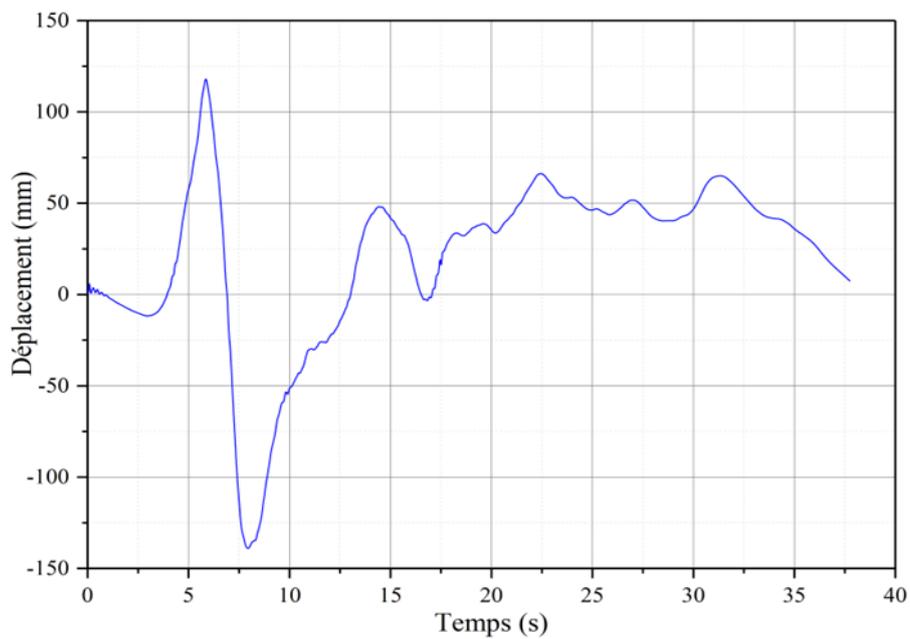


Figure IV.7 : Déplacement horizontal à la crête du barrage Beni Haroun

Conclusion

Dans ce chapitre, une étude a été consacrée à l'analyse du comportement mécanique du plot central du barrage Béni Haroun, sous l'effet la pression hydrostatique exercée au niveau du couronnement de la digue, ainsi dans les conditions hydrodynamiques extrêmes en présence d'un séisme dont l'épicentre a été localisée près de la zone d'étude à 2 km Sud-Est de la wilaya de Mila, ce séisme est enregistré le 07/08/2020 d'une Magnitude modérée ($M_w=4,9$) sur l'échelle Richter.

Les simulations quasi statique et dynamique ont permis d'examiner les risques liés à défaillance à l'endommagement structural ainsi que le développement des contraintes qui se produisent dans le corps du barrage.

Les résultats obtenus ont justifié la fiabilité et la résistance de la structure du barrage aux différentes sollicitations de charges appliquées.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Une fissure dans un barrage en béton est un problème sérieux qui nécessite une attention immédiate et des mesures correctives appropriées pour éviter des conséquences potentiellement graves. Elles peuvent se produire pour diverses raisons, notamment les contraintes structurelles soumises à d'énormes contraintes en raison de la pression de l'eau qu'ils retiennent, des variations température, réactions alcali-agrégat ou une conception inadéquate.

La sécurité des barrages en béton est cruciale, car une défaillance pourrait avoir des conséquences dévastatrices en termes d'inondations et de pertes humaines et matérielles. À travers ce travail, nous souhaitons étudier le comportement hydromécanique des barrages en béton sous l'effet de la pression de l'eau en proposant une nouvelle approche d'analyse du comportement mécanique des structures qui repose sur :

- Application d'un modèle bidimensionnel hybride basé sur la minimisation de l'énergie pour simuler la propagation des fissures qui décrit l'évolution de l'endommagement au fil du temps. Ce modèle tient en compte les forces externes exercées sur le barrage ainsi que la pression interstitielle à l'intérieur des pores.
- Configuration du modèle pour que la fissure se propage en fonction du champ de phase, et puisse gérer intrinsèquement la fusion et la ramification de plusieurs fissures afin de mieux comprendre le comportement des matériaux où se produisent des phénomènes importants.
- Admettre les approches de la fissuration quasi-statique et dynamique, ainsi que l'étude de l'influence de paramètres importants (paramètres d'échelle et énergie de rupture) sur le comportement mécanique et la direction de trajectoire de la fissure.
- Application du modèle pour étudier le comportement mécanique de grandes structures telles que des barrages en béton sous l'effet de la pression hydrostatique et de charge sismique. Les résultats obtenus à partir de ces calculs doivent être interprétés avec soin et utilisés pour prendre des décisions éclairées en matière de maintenance et de gestion des infrastructures.

Le travail réalisé a été précédé par un état d'art sur l'histoire de construction des barrages, les types de barrages poids en béton, les différentes sollicitations de charges appliquées, les critères de stabilité de la structure ainsi que les modèles de calcul numériques développés de fissuration par les travaux de recherches antérieures.

Conclusion Générale

En plus des hypothèses appliquées pour calculer la propagation des fissures et les charges appliquées à savoir la pression hydrostatique, la pression de l'eau interstitielle à l'intérieur des pores et la pression au fond du barrage, il a été constaté que les modèles précédents ne prennent pas en compte la fusion et la ramification de certaines fissures.

Ces dernières demeurent un élément clé aux études de fiabilité et de conception des barrages par des approches fidèles au comportement mécanique des milieux continus, autrement de la réalité.

Le calcul d'endommagement et la propagation de fissure sont évalués par le modèle bidimensionnel champ de phase qui offre plusieurs avantages et permet de décrire la fissuration de manière continue. Contrairement aux méthodes classiques de fissuration, il n'est pas nécessaire de modéliser explicitement une fissure comme une discontinuité, et peut représenter des processus complexes tels que la fissuration, la coalescence de fissures, la ramification et la propagation sous des charges mixtes. L'utilisation de la méthode des éléments finis peut déterminer l'endommagement et l'évolution des contraintes dans le corps de structure. L'algorithme adopté est modélisé par le logiciel COMSOL Multiphysics, dédié aux applications d'ingénierie.

La performance du modèle est vérifiée en deux étapes, la première consiste à appliquer le modèle sur des exemples largement étudiés par des chercheurs, deux exemples pour l'approche quasi-statique et deux pour la question dynamique. Les résultats numériques obtenus font l'objet d'une comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles dans la littérature, où une bonne corrélation avec les résultats expérimentaux a été obtenue.

La seconde étape est l'application du modèle à un barrage très étudié par les chercheurs pour les deux approches quasi-statique et dynamique.

Pour comprendre la réponse hydromécanique du barrage sous l'effet de la charge hydraulique appliquée. Le comportement mécanique est étudié pour deux approches : quasi-statique où les forces appliquées (externes et internes) sont divisées en petits incréments et ne sont pas variables dans le temps pour décrire la stabilité de l'ouvrage dans l'état statique, par contre la deuxième approche dynamique est utilisée pour étudier le comportement en réponse à des charges dynamiques telles que les tremblements de terre pour permettre de déterminer les contraintes et endommagement ainsi les réponses des structures à ces forces.

Conclusion Générale

Les résultats numériques obtenus sont cohérents avec ceux obtenus par les autres chercheurs dans le cas de l'approche quasi statique.

D'autre part, dans le modèle dynamique, les résultats numériques se rapprochant amplement avec ceux expérimentaux obtenus lors des essais sur un modèle réduit.

Les conclusions obtenues de calcul d'endommagement et propagation de fissure dans un barrage sont les suivantes :

- L'influence des paramètres du béton (module d'élasticité, énergie de rupture...) sur la propagation des fissures est cruciale, elles sont liées à la rigidité de la structure, et définissent la résistance de la structure à la fissure, comme elles peuvent accélérer ou retarder la propagation des fissures.
- La fissure initiale définit les conditions de départ pour l'analyse de la fissuration. Elle peut être causée par des défauts de fabrication, des contraintes résiduelles, des cycles de charge antérieurs, etc. La forme, la longueur et la profondeur de la fissure initiale sont des paramètres critiques.
- La trajectoire de la fissure peut continuer dans la même direction que celle initiée initialement, où elle peut interagir avec d'autres fissures qui se forment ultérieurement. Cette interaction peut conduire à des comportements de fissuration complexes, tels que la coalescence de fissures ou la ramification.
- En absence de fissure initiale, la zone la plus susceptible d'apparition d'endommagement se localise dans le pied amont du barrage où la poussée hydrostatique de réservoir d'eau et les sous-pressions sont maximales.
- La pression interstitielle de l'eau à l'intérieur des pores provoquée par le réservoir d'eau amont contribue considérablement à la trajectoire et la vitesse de propagation ce qui influe sur le déplacement du point haut de la structure qui caractérise le comportement du barrage, d'où il est impératif de prendre en considération dans le calcul de la stabilité de l'ouvrage.
- Le barrage peut soumettre durant sa vie aux séismes, ce qui caractérise l'étude dynamique qui a été abouti dans cette étude, elle permet d'identifier les zones vulnérables et les modes de défaillance potentiels, les vibrations induites par des charges dynamiques peuvent avoir un impact significatif sur la structure les fondations du barrage, notamment sur la propagation des endommagements induits durant le fonctionnement normal.

Conclusion Générale

Ces résultats montrent la capacité du modèle à étudier le comportement hydromécanique du barrage, car les déplacements et éventuels endommagements obtenus font l'objet de l'étude de stabilité des barrages avant la réalisation et dans la phase de l'exploitation de l'ouvrage.

Par conséquent, peut être un outil potentiel pour l'étude de la stabilité des œuvres, même en l'absence de résultats expérimentaux.

Une fois le modèle validé, l'étude est étendue à un barrage situé en Algérie considéré comme le plus grand barrage du pays où sa sécurité est primordiale. En conséquence, l'étude du comportement est effectuée avec notre modèle, dans lequel l'ouvrage a bien résisté à diverses charges statiques et dynamiques.

Pour garantir la continuité de ces résultats de recherche, il est indispensable d'améliorer la qualité des résultats et des analyses. Il convient davantage de proposer de nouvelles lignes de recherche susceptibles de faire l'objet de travaux ultérieurs :

- Effectuer des recherches approfondies sur le type de régime d'écoulement à l'intérieur des pores dans l'étude dynamique, et établir le modèle numérique adéquat et faire la combinaison avec le modèle mécanique développé,
- Développer le modèle en introduisant les charges thermiques provoquées par le réservoir d'eau et le parement aval, la réaction alcali-agrégats provoquée par les réactions chimiques des agrégats dans le corps de barrage.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

- A.A. Griffith. (1921). VI. The phenomena of rupture and flow in solids. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical or Physical Character*, 221(582–593), 163–198.
<https://doi.org/10.1098/rsta.1921.0006>
- Abdollahi, A., Amini, A., & Hariri-Ardebili, M. A. (2022). An uncertainty-aware dynamic shape optimization framework: Gravity dam design. *Reliability Engineering & System Safety*, 222, 108402. <https://doi.org/10.1016/j.ress.2022.108402>
- Ahmadi, M. T., Izadinia, M., & Bachmann, H. (2001). A discrete crack joint model for nonlinear dynamic analysis of concrete arch dam. *Computers & Structures*, 79(4), 403–420. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(00\)00148-6](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(00)00148-6)
- Alessi, R., Marigo, J.-J., & Vidoli, S. (2015). Gradient damage models coupled with plasticity: Variational formulation and main properties. *Mechanics of Materials*, 80, 351–367. <https://doi.org/10.1016/j.mechmat.2013.12.005>
- Alliard, P.-M., & Léger, P. (2008). Earthquake Safety Evaluation of Gravity Dams Considering Aftershocks and Reduced Drainage Efficiency. *Journal of Engineering Mechanics*, 134(1), 12–22. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2008\)134:1\(12\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2008)134:1(12))
- Ambati, M., & De Lorenzis, L. (2016). Phase-field modeling of brittle and ductile fracture in shells with isogeometric NURBS-based solid-shell elements. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 312, 351–373.
<https://doi.org/10.1016/j.cma.2016.02.017>
- Ambati, M., Gerasimov, T., & De Lorenzis, L. (2015a). A review on phase-field models of brittle fracture and a new fast hybrid formulation. *Computational Mechanics*, 55(2), 383–405. <https://doi.org/10.1007/s00466-014-1109-y>
- Ambati, M., Gerasimov, T., & De Lorenzis, L. (2015b). Phase-field modeling of ductile fracture. *Computational Mechanics*, 55(5), 1017–1040. <https://doi.org/10.1007/s00466-015-1151-4>
- Amor, H., Marigo, J.-J., & Maurini, C. (2009). Regularized formulation of the variational brittle fracture with unilateral contact: Numerical experiments. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 57(8), 1209–1229. <https://doi.org/10.1016/j.jmps.2009.04.011>
- ANBT. (2002). *Barrage Beni Haroun sur l'oued Kebir : Monographie volume 1* (Vol. 1).
- ANCOLD. (2013). *Guidelines on design criteria for concrete gravity dams*.

Références Bibliographiques

- Aranson, I. S., Kalatsky, V. A., & Vinokur, V. M. (2000). Continuum Field Description of Crack Propagation. *Physical Review Letters*, 85(1), 118–121.
<https://doi.org/10.1103/PhysRevLett.85.118>
- Armero, F., & Linder, C. (2009). Numerical simulation of dynamic fracture using finite elements with embedded discontinuities. *International Journal of Fracture*, 160(2), 119–141. <https://doi.org/10.1007/s10704-009-9413-9>
- Asadpoure, A., & Mohammadi, S. (2007). Developing new enrichment functions for crack simulation in orthotropic media by the extended finite element method. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 69(10), 2150–2172.
<https://doi.org/10.1002/nme.1839>
- Asghari, E., Taghipour, R., Bozorgnasab, M., & Moosavi, M. (2018). Seismic Analysis of Concrete Gravity Dams Considering Foundation Mass Effect. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 22(12), 4988–4996. <https://doi.org/10.1007/s12205-017-0278-6>
- Ashraf, M., Kahlown, M. A., & Ashfaq, A. (2007). Impact of small dams on agriculture and groundwater development: A case study from Pakistan. *Agricultural Water Management*, 92(1–2), 90–98. <https://doi.org/10.1016/j.agwat.2007.05.007>
- Ayari, M. L., & Saouma, V. E. (1990). A fracture mechanics based seismic analysis of concrete gravity dams using discrete cracks. *Engineering Fracture Mechanics*, 35(1–3), 587–598. [https://doi.org/10.1016/0013-7944\(90\)90233-7](https://doi.org/10.1016/0013-7944(90)90233-7)
- Baecher, G. B. (2016). Uncertainty in dam safety risk analysis. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 10(2), 92–108.
<https://doi.org/10.1080/17499518.2015.1102293>
- Barenblatt, G. I. (1962). *The Mathematical Theory of Equilibrium Cracks in Brittle Fracture* (pp. 55–129). [https://doi.org/10.1016/S0065-2156\(08\)70121-2](https://doi.org/10.1016/S0065-2156(08)70121-2)
- Barpi, F., & Valente, S. (2000). Numerical Simulation of Prenotched Gravity Dam Models. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(6), 611–619.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2000\)126:6\(611\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2000)126:6(611))
- Bažant, Z. P., Belytschko, T. B., & Chang, T. (1984). Continuum Theory for Strain-Softening. *Journal of Engineering Mechanics*, 110(12), 1666–1692.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1984\)110:12\(1666\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1984)110:12(1666))
- Bažant, Z. P., & Jirásek, M. (2002). Nonlocal Integral Formulations of Plasticity and Damage:

Références Bibliographiques

- Survey of Progress. *Journal of Engineering Mechanics*, 128(11), 1119–1149.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2002\)128:11\(1119\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2002)128:11(1119))
- Bažant, Z. P., & Oh, B. H. (1983). Crack band theory for fracture of concrete. *Matériaux et Constructions*, 16(3), 155–177. <https://doi.org/10.1007/BF02486267>
- Belmokre, A. (2020). *Etude numérique du comportement thermique d'un barrage-poids sous l'effet des conditions climatiques*. ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE.
- Belmokre, A., Mihoubi, M. K., & Santillán, D. (2019). Analysis of Dam Behavior by Statistical Models: Application of the Random Forest Approach. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 23(11), 4800–4811. <https://doi.org/10.1007/s12205-019-0339-0>
- Belnoue, J. P., Nguyen, G. D., & Korsunsky, A. M. (2007). A One-Dimensional Nonlocal Damage-Plasticity Model for Ductile Materials. *International Journal of Fracture*, 144(1), 53–60. <https://doi.org/10.1007/s10704-007-9075-4>
- Belytschko, T., Chen, H., Xu, J., & Zi, G. (2003). Dynamic crack propagation based on loss of hyperbolicity and a new discontinuous enrichment. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 58(12), 1873–1905. <https://doi.org/10.1002/nme.941>
- Belytschko, T., Fish, J., & Engelmann, B. E. (1988). A finite element with embedded localization zones. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 70(1), 59–89. [https://doi.org/10.1016/0045-7825\(88\)90180-6](https://doi.org/10.1016/0045-7825(88)90180-6)
- Berga, L. (2018). *RCC Dams - Roller Compacted Concrete Dams*. Routledge.
<https://doi.org/10.1201/9780203741276>
- Bessaid, M. I., Matallah, M., & Rouissat, B. (2022). A poromechanical-damage-based-model for water-driven fracture modeling of concrete gravity dams. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 46(3), 469–485.
<https://doi.org/10.1002/nag.3308>
- Bhattacharjee, S. S., & Léger, P. (1994). Application of NLFM models to predict cracking in concrete gravity dams. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 120(4), 1255–1271. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1994\)120:4\(1255\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:4(1255))
- Bian, P., Qing, H., & Schmauder, S. (2021). A novel phase-field based cohesive zone model for modeling interfacial failure in composites. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 122(23), 7054–7077. <https://doi.org/10.1002/nme.6821>

Références Bibliographiques

- Bilgen, C., Kopaničáková, A., Krause, R., & Weinberg, K. (2018). A phase-field approach to conchoidal fracture. *Meccanica*, 53(6), 1203–1219. <https://doi.org/10.1007/s11012-017-0740-z>
- Biswas, A. K. (1967). Hydrologic Engineering Prior to 600 B.C. *Journal of the Hydraulics Division*, 93(5), 115–136. <https://doi.org/10.1061/JYCEAJ.0001672>
- Bleyer, Jeremy, & Molinari, J.-F. (2017). Microbranching instability in phase-field modelling of dynamic brittle fracture. *Applied Physics Letters*, 110(15), 151903. <https://doi.org/10.1063/1.4980064>
- Bleyer, Jérémy, Roux-Langlois, C., & Molinari, J.-F. (2017). Dynamic crack propagation with a variational phase-field model: limiting speed, crack branching and velocity-toughening mechanisms. *International Journal of Fracture*, 204(1), 79–100. <https://doi.org/10.1007/s10704-016-0163-1>
- Bobaru, F., & Zhang, G. (2015). Why do cracks branch? A peridynamic investigation of dynamic brittle fracture. *International Journal of Fracture*, 196(1–2), 59–98. <https://doi.org/10.1007/s10704-015-0056-8>
- Bordas, S., Rabczuk, T., & Zi, G. (2008). Three-dimensional crack initiation, propagation, branching and junction in non-linear materials by an extended meshfree method without asymptotic enrichment. *Engineering Fracture Mechanics*, 75(5), 943–960. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2007.05.010>
- Borden, M. J., Hughes, T. J. R., Landis, C. M., Anvari, A., & Lee, I. J. (2016). A phase-field formulation for fracture in ductile materials: Finite deformation balance law derivation, plastic degradation, and stress triaxiality effects. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 312, 130–166. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2016.09.005>
- Borden, M. J., Hughes, T. J. R., Landis, C. M., & Verhoosel, C. V. (2014). A higher-order phase-field model for brittle fracture: Formulation and analysis within the isogeometric analysis framework. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 273, 100–118. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2014.01.016>
- Borden, M. J., Verhoosel, C. V., Scott, M. A., Hughes, T. J. R., & Landis, C. M. (2012). A phase-field description of dynamic brittle fracture. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 217–220, 77–95. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2012.01.008>
- Bouchard, P. O., Bay, F., & Chastel, Y. (2003). Numerical modelling of crack propagation:

Références Bibliographiques

- automatic remeshing and comparison of different criteria. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 192(35–36), 3887–3908. [https://doi.org/10.1016/S0045-7825\(03\)00391-8](https://doi.org/10.1016/S0045-7825(03)00391-8)
- Bourdin, B., Francfort, G. A., & Marigo, J.-J. (2000). Numerical experiments in revisited brittle fracture. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 48(4), 797–826. [https://doi.org/10.1016/S0022-5096\(99\)00028-9](https://doi.org/10.1016/S0022-5096(99)00028-9)
- Bourdin, B., Francfort, G. A., & Marigo, J. J. (2008). The variational approach to fracture. In *The Variational Approach to Fracture*. Springer Netherlands. <https://doi.org/10.1007/978-1-4020-6395-4>
- Bourdin, B., Larsen, C. J., & Richardson, C. L. (2011). A time-discrete model for dynamic fracture based on crack regularization. *International Journal of Fracture*, 168(2), 133–143. <https://doi.org/10.1007/s10704-010-9562-x>
- Bourdin, B., Marigo, J.-J., Maurini, C., & Sicsic, P. (2014). Morphogenesis and Propagation of Complex Cracks Induced by Thermal Shocks. *Physical Review Letters*, 112(1), 014301. <https://doi.org/10.1103/PhysRevLett.112.014301>
- Bowles, D. (2007). Tolerable risk for dams: How safe is safe enough. *US Society on Dams Annual Conference, March*, 1–24. <http://uwrl.usu.edu/www/faculty/DSB/tolerablerisk.pdf>
- Braides, A. (1998). *Approximation of Free-Discontinuity Problems* (Vol. 1694). Springer Berlin Heidelberg. <https://doi.org/10.1007/BFb0097344>
- Bretas, E. M., Lemos, J. V., & Lourenço, P. B. (2014). A DEM based tool for the safety analysis of masonry gravity dams. *Engineering Structures*, 59, 248–260. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.10.044>
- Broucek, M., & Satrapa, L. (2020). *Recent enhancement of the RCC technology in dam engineering*. 020003. <https://doi.org/10.1063/5.0000378>
- Brühwiler, E. (1988). *Fracture mechanics of dam concrete subjected to quasi-static and seismic loading conditions (in German)*. Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne.
- Budi, G., Rao, K., & Deb, D. (2014). Evaluation of shear strength of model rock joints by experimental study. *International Journal of Research in Engineering and Technology*.
- Buffi, G., Manciola, P., De Lorenzis, L., Gusella, V., Mezzi, M., Tamagnini, C., Gambi, A.,

Références Bibliographiques

- & Montanari, G. (2021). *Elasto-Plastic Damage Time-History Analysis of Dams: The Case of Ridracoli* (pp. 763–774). https://doi.org/10.1007/978-3-030-51085-5_42
- Bury, K. V., & Kreuzer, H. (1985). Assessing the failure probability of gravity dams. *International Water Power & Dam Construction*, 37(11), 46–50.
- Calayir, Y., & Karaton, M. (2005a). Seismic fracture analysis of concrete gravity dams including dam–reservoir interaction. *Computers & Structures*, 83(19–20), 1595–1606. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2005.02.003>
- Calayir, Y., & Karaton, M. (2005b). A continuum damage concrete model for earthquake analysis of concrete gravity dam-reservoir systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(11), 857–869. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2005.05.003>
- Carollo, V., Guillén-Hernández, T., Reinoso, J., & Paggi, M. (2018). Recent advancements on the phase field approach to brittle fracture for heterogeneous materials and structures. *Advanced Modeling and Simulation in Engineering Sciences*, 5(1), 8. <https://doi.org/10.1186/s40323-018-0102-y>
- Carollo, V., Reinoso, J., & Paggi, M. (2017). A 3D finite strain model for intralayer and interlayer crack simulation coupling the phase field approach and cohesive zone model. *Composite Structures*, 182, 636–651. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.08.095>
- Carpinteri, A., Valente, S., Ferrara, G., & Imperato, L. (1992). Experimental and Numerical Fracture Modelling of a Gravity Dam. *Fracture Mechanics of Concrete Structures*, 143, 351–360.
- Carrara, P., Ambati, M., Alessi, R., & De Lorenzis, L. (2020). A framework to model the fatigue behavior of brittle materials based on a variational phase-field approach. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 361, 112731. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2019.112731>
- CDA. (2007). *Dam safety guidelines*.
- CEE, Panel on Earthquake Engineering for Concrete Dams, Division of Natural Hazard Mitigation, Commission on Engineering Technical Systems, & National Research Council. (1990). *Earthquake engineering for concrete dams: design, performance, and research needs*. National Academy Press.
- Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS). (2020). *Séisme de Mila du 07/08/2020 (Mw=4.9) Aspects Sismologique et Géotechnique*.

Références Bibliographiques

- Cervera, M., & Wu, J. Y. (2015). On the conformity of strong, regularized, embedded and smeared discontinuity approaches for the modeling of localized failure in solids. *International Journal of Solids and Structures*, 71, 19–38.
<https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2015.05.016>
- CFBR. (2002). *Justification des barrages poids*.
- CFBR. (2013). *Recommendations for the justification of the stability of gravity dams*.
- Chen, C.-H., Bouchbinder, E., & Karma, A. (2017). Instability in dynamic fracture and the failure of the classical theory of cracks. *Nature Physics*, 13(12), 1186–1190.
<https://doi.org/10.1038/nphys4237>
- Chen, D.-H., Yang, Z.-H., Wang, M., & Xie, J.-H. (2019). Seismic performance and failure modes of the Jin'anqiao concrete gravity dam based on incremental dynamic analysis. *Engineering Failure Analysis*, 100, 227–244.
<https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2019.02.018>
- Chen, S.-H. (2015). *Hydraulic Structures*. Springer Berlin Heidelberg.
<https://doi.org/10.1007/978-3-662-47331-3>
- Cheung, Y. K., & Yeo, M. F. (1979). *Practical Introduction to Finite Element Analysis*. Pitman Publishing Limited.
- Choi, Y.-K., & Groom, J. L. (2001). RCC Mix Design—Soils Approach. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 13(1), 71–76. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2001\)13:1\(71\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2001)13:1(71))
- Chopra, A. K., & Chakrabarti, P. (1973). The Koyna earthquake and the damage to Koyna Dam. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63(2), 381–397.
<https://doi.org/10.1785/BSSA0630020381>
- CIGB. (1995). *Ruptures de barrages, Analyse statistique*.
- CIGB. (2000). LE BARRAGE-POIDS, UN BARRAGE D'AVENIR, Synthèse et recommandations. In *Bulletin 117*.
- CIGB. (2003). Barrages en béton compacté au rouleau, technique actuelle et exemples. In *Bulletin 126. Paris*.
- Clough, W. R., & Zienkiewicz, C. O. (1987). *ICOLD, Bulletin 30a : Finite Element Methods in Analyses & Design of Dams*.
- COMSOL Multiphysics User's Guide, C. I. (2023). *Comsol multiphysics reference manual*.

Références Bibliographiques

COMSOL.

- Conti, S., Focardi, M., & Iurlano, F. (2016). Phase field approximation of cohesive fracture models. *Annales de l'Institut Henri Poincaré C, Analyse Non Linéaire*, 33(4), 1033–1067. <https://doi.org/10.1016/j.anihpc.2015.02.001>
- Cordier, M., & Léger, P. (2018). Structural stability of gravity dams: a progressive assessment considering uncertainties in shear strength parameters. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 12(2), 109–122. <https://doi.org/10.1080/17499518.2017.1395464>
- Cox, J. V. (2009). An extended finite element method with analytical enrichment for cohesive crack modeling. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 78(1), 48–83. <https://doi.org/10.1002/nme.2475>
- Daneshyar, A., & Ghaemian, M. (2019). Seismic analysis of arch dams using anisotropic damage-plastic model for concrete with coupled adhesive-frictional joints response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 125, 105735. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105735>
- de Borst, R., & Sluys, L. J. (1991). Localisation in a Cosserat continuum under static and dynamic loading conditions. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 90(1–3), 805–827. [https://doi.org/10.1016/0045-7825\(91\)90185-9](https://doi.org/10.1016/0045-7825(91)90185-9)
- Degoutte, G. (2002). *Petits barrages recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi*.
- Deng, Y., Wang, D., Jin, Y., & Xia, Y. (2023). A Fully Coupled Hydro-Mechanical Approach for Multi-Fracture Propagation Simulations. *Energies*, 16(4), 1601. <https://doi.org/10.3390/en16041601>
- Denver, C. (1976). Design of gravity dams. *A Water Resources Technical Publication*, 586. <https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/mands/mands-pdfs/GravityDams.pdf>
- Der Kiureghian, A., & Ke, J.-B. (1988). The stochastic finite element method in structural reliability. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 3(2), 83–91. [https://doi.org/10.1016/0266-8920\(88\)90019-7](https://doi.org/10.1016/0266-8920(88)90019-7)
- Desai, S. C. (1979). *Elementary Finite Element Method*. Prentice-Hall, Inc.
- Detournay, E. (2004). Propagation Regimes of Fluid-Driven Fractures in Impermeable Rocks. *International Journal of Geomechanics*, 4(1), 35–45.

Références Bibliographiques

- [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2004\)4:1\(35\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2004)4:1(35))
- Dias, I. F., Oliver, J., Lemos, J. V., & Lloberas-Valls, O. (2016). Modeling tensile crack propagation in concrete gravity dams via crack-path-field and strain injection techniques. *Engineering Fracture Mechanics*, *154*, 288–310.
<https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2015.12.028>
- Doan, D. H., Bui, T. Q., Duc, N. D., & Fushinobu, K. (2016). Hybrid phase field simulation of dynamic crack propagation in functionally graded glass-filled epoxy. *Composites Part B: Engineering*, *99*, 266–276. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2016.06.016>
- Doan, D. H., Bui, T. Q., Van Do, T., & Duc, N. D. (2017). A rate-dependent hybrid phase field model for dynamic crack propagation. *Journal of Applied Physics*, *122*(11), 115102. <https://doi.org/10.1063/1.4990073>
- Dolen, T. P. (2003). Long-term performance of roller compacted concrete at Upper Stillwater Dam, Utah, USA. *Fourth International Symposium on Roller-Compacted Concrete Dams. Madrid, Spain.*
- Dong, X., Hirshikesh, Yu, T., Zhang, Q., & Natarajan, S. (2024). A framework to model freeze/thaw-induced crack propagation in concrete based on a fatigue phase-field method. *Engineering Fracture Mechanics*, *306*, 110260.
<https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2024.110260>
- Duddu, R., Bordas, S., Chopp, D., & Moran, B. (2008). A combined extended finite element and level set method for biofilm growth. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, *74*(5), 848–870. <https://doi.org/10.1002/nme.2200>
- Dugdale, D. S. (1960). Yielding of steel sheets containing slits. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, *8*(2), 100–104. [https://doi.org/10.1016/0022-5096\(60\)90013-2](https://doi.org/10.1016/0022-5096(60)90013-2)
- Dunstan, M., & Conrad, M. (2015). The relationship between the in-situ tensile strength across joints of an RCC dam and the maturity factor and age of test. *International Symposium on RCC Dams. Chengdu, China.*
- Dunstan, M. R. H. (2012). New development in RCC dams. *International Journal on Hydropower & Dams*, *19*(5), 50–54.
- Dunstan, M. R. H., & Ibánēz-De-Aldecoa, R. (2003). Quality Control in RCC Dams Using the Direct Tensile Test on Jointed Cores. *4th International Symposium on RCC Dams. Madrid, Spain.*

Références Bibliographiques

- Dvorkin, E. N., Cuitiño, A. M., & Gioia, G. (1990). Finite elements with displacement interpolated embedded localization lines insensitive to mesh size and distortions. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 30(3), 541–564. <https://doi.org/10.1002/nme.1620300311>
- El Merabi, B. (2018). *Mechanical behavior of cohesive concrete-rock joints at the dam-foundation interface : geometrical and mechanical influence of asperities*. Université Grenoble Alpes.
- Elguedj, T., Gravouil, A., & Combescure, A. (2006). Appropriate extended functions for X-FEM simulation of plastic fracture mechanics. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195(7–8), 501–515. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2005.02.007>
- Elishakoff, I., Ren, Y. J., & Shinozuka, M. (1994). Conditional simulation of non-Gaussian random fields. *Engineering Structures*, 16(7), 558–563. [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(94\)90091-4](https://doi.org/10.1016/0141-0296(94)90091-4)
- EPRI. (1992). *Uplift Pressures, Shear Strengths and Tensile Strengths for Stability Analysis of Concrete Gravity Dams*.
- Erdogan, F., & Sih, G. C. (1963). On the Crack Extension in Plates Under Plane Loading and Transverse Shear. *Journal of Basic Engineering*, 85(4), 519–525. <https://doi.org/10.1115/1.3656897>
- Escuder-Bueno, I., Mazzà, G., Morales-Torres, A., & Castillo-Rodríguez, J. T. (2016). Computational Aspects of Dam Risk Analysis: Findings and Challenges. *Engineering*, 2(3), 319–324. <https://doi.org/10.1016/J.ENG.2016.03.005>
- Fathi, A., Moradian, Z., Rivard, P., & Ballivy, G. (2016). Shear mechanism of rock joints under pre-peak cyclic loading condition. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 83, 197–210. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2016.01.009>
- Fekri, H. (2011). *Water history for our times* (P. Unesco (Ed.); IHP essays).
- Feng, D. C., & Wu, J. Y. (2018). Phase-field regularized cohesive zone model (CZM) and size effect of concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, 197(November), 66–79. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2018.04.038>
- Feng, L. M., Pekau, O. A., & Zhang, C. H. (1996). Cracking Analysis of Arch Dams by 3D Boundary Element Method. *Journal of Structural Engineering*, 122(6), 691–699. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1996\)122:6\(691\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1996)122:6(691))

Références Bibliographiques

- FERC. (2002). *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects*.
- FERC. (2014). *Risk-informed decision making*.
- Fernandes, M. M., & Azevedo, R. (2012). Innovative Numerical Modelling in Geomechanics. In *Innovative Numerical Modelling in Geomechanics*. <https://doi.org/10.1201/b12130>
- Forbes, A. B. (2008). RCC – New Developments & Innovations. *1st Brazilian International RCC Symposium, IBRACON*.
- Francfort, G. A., & Marigo, J.-J. (1998a). Revisiting brittle fracture as an energy minimization problem. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 46(8), 1319–1342. [https://doi.org/10.1016/S0022-5096\(98\)00034-9](https://doi.org/10.1016/S0022-5096(98)00034-9)
- Francfort, G. A., & Marigo, J.-J. (1998b). Revisiting brittle fracture as an energy minimization problem. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 46(8), 1319–1342. [https://doi.org/10.1016/S0022-5096\(98\)00034-9](https://doi.org/10.1016/S0022-5096(98)00034-9)
- Freddi, F., & Royer-Carfagni, G. (2010). Regularized variational theories of fracture: A unified approach. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 58(8), 1154–1174. <https://doi.org/10.1016/j.jmps.2010.02.010>
- Frémond, M., & Nedjar, B. (1996). Damage, gradient of damage and principle of virtual power. *International Journal of Solids and Structures*, 33(8), 1083–1103. [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(95\)00074-7](https://doi.org/10.1016/0020-7683(95)00074-7)
- Geelen, R. J. M., Liu, Y., Hu, T., Tupek, M. R., & Dolbow, J. E. (2019). A phase-field formulation for dynamic cohesive fracture. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 348, 680–711. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2019.01.026>
- Gentier, S., Riss, J., Archambault, G., Flamand, R., & Hopkins, D. (2000). Influence of fracture geometry on shear behavior. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37(1–2), 161–174. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(99\)00096-9](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(99)00096-9)
- Ghaedi, K., Hejazi, F., Ibrahim, Z., & Khanzaei, P. (2018). Flexible Foundation Effect on Seismic Analysis of Roller Compacted Concrete (RCC) Dams Using Finite Element Method. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 22(4), 1275–1287. <https://doi.org/10.1007/s12205-017-1088-6>
- Ghaedi, K., Jameel, M., Ibrahim, Z., & Khanzaei, P. (2016). Seismic analysis of Roller Compacted Concrete (RCC) dams considering effect of sizes and shapes of galleries. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 20(1), 261–272. <https://doi.org/10.1007/s12205->

Références Bibliographiques

015-0538-2

- Ghaemian, M., & Ghobarah, A. (1999). Nonlinear seismic response of concrete gravity dams with dam–reservoir interaction. *Engineering Structures*, 21(4), 306–315.
[https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00208-3](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00208-3)
- Ghrib, F., & Tinawi, R. (1995a). An application of damage mechanics for seismic analysis of concrete gravity dams. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 24(2), 157–173.
<https://doi.org/10.1002/eqe.4290240203>
- Ghrib, F., & Tinawi, R. (1995b). Nonlinear behavior of concrete dams using damage mechanics. *Journal of Engineering Mechanics*, 121(4), 513–527.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1995\)121:4\(513\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1995)121:4(513))
- Gioia, G., Bažant, Z. P., & Pohl, B. P. (1992a). Is no-tension dam design always safe? -- A numerical study. *De*, 3(1), 23–34.
- Gioia, G., Bažant, Z. P., & Pohl, B. P. (1992b). Is no-tension dam design always safe? - A numerical study. *Dam Engineering*, 3(1), 23–34.
- Giry, C., Dufour, F., & Mazars, J. (2011). Stress-based nonlocal damage model. *International Journal of Solids and Structures*, 48(25–26), 3431–3443.
<https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2011.08.012>
- Grenoble, B. A., Harris, C. W., Meisenheimer, J. K., & Morris, D. I. (1995). Influence of rock joint deformations on uplift pressure in concrete gravity dam foundations: Field measurements and interpretation. *Fractured and Jointed Rock Masses, Lake Tahoe, California, USA*.
- Griffiths, A. A. (1921). VI. The phenomena of rupture and flow in solids. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical or Physical Character*, 221(582–593), 163–198.
<https://doi.org/10.1098/rsta.1921.0006>
- Grishin, M. M. (1983). *Hydraulic structures, Part 1 & 2*.
- Gross, D., & Seelig, T. (2011). *Fracture Mechanics*. Springer Berlin Heidelberg.
<https://doi.org/10.1007/978-3-642-19240-1>
- Gu, X. F., Seidel, J. P., & Haberfield, C. M. (2003). Direct Shear Test of Sandstone-Concrete Joints. *International Journal of Geomechanics*, 3(1), 21–33.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2003\)3:1\(21\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2003)3:1(21))

Références Bibliographiques

- Guanglun, W., Pekau, O. A., Chuhan, Z., & Shaomin, W. (2000). Seismic fracture analysis of concrete gravity dams based on nonlinear fracture mechanics. *Engineering Fracture Mechanics*, 65(1), 67–87. [https://doi.org/10.1016/S0013-7944\(99\)00104-6](https://doi.org/10.1016/S0013-7944(99)00104-6)
- Gupta, A., Krishnan, U. M., Chowdhury, R., & Chakrabarti, A. (2020). An auto-adaptive sub-stepping algorithm for phase-field modeling of brittle fracture. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 108(March), 102622. <https://doi.org/10.1016/j.tafmec.2020.102622>
- Gutierrez, M. (2013). *Shear resistance for concrete dams*. Trondheim, Norway.
- Ha, Y. D., & Bobaru, F. (2010). Studies of dynamic crack propagation and crack branching with peridynamics. *International Journal of Fracture*, 162(1–2), 229–244. <https://doi.org/10.1007/s10704-010-9442-4>
- Ha, Y. D., & Bobaru, F. (2011). Characteristics of dynamic brittle fracture captured with peridynamics. *Engineering Fracture Mechanics*, 78(6), 1156–1168. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2010.11.020>
- Haghani, M., Navayi Neyfa, B., Ahmadi, M. T., & Vaseghi Amiri, J. (2020). Combining XFEM and time integration by α -method for seismic analysis of dam-foundation-reservoir. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 109, 102752. <https://doi.org/10.1016/j.tafmec.2020.102752>
- Hai-tao, W., Jiayu, S., Feng, W., Zhiqiang, A., & Tianyun, L. (2019). Experimental study on elastic-plastic seismic response analysis of concrete gravity dam with strain rate effect. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 116(March 2017), 563–569. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.09.020>
- Hansen, R. D. (1983). WATER AND WASTE WATER IN IMPERIAL ROME. *Journal of the American Water Resources Association*, 19(2), 263–269. <https://doi.org/10.1111/j.1752-1688.1983.tb05324.x>
- Hariri-Ardebili, M. A., & Seyed-Kolbadi, S. M. (2015). Seismic cracking and instability of concrete dams: Smearred crack approach. *Engineering Failure Analysis*, 52, 45–60. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2015.02.020>
- Hariri-Ardebili, M. A., Seyed-Kolbadi, S. M., Saouma, V. E., Salamon, J., & Rajagopalan, B. (2018). Random finite element method for the seismic analysis of gravity dams. *Engineering Structures*, 171(May), 405–420. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.096>

Références Bibliographiques

- Hartford, D. N., & Baecher, G. B. (2004). *Risk and uncertainty in dam safety*. Thomas Telford.
- Hartford, Desmond ND, Baecher, G. B., Zielinski, P. A., Patev, R. C., Ascila, R., & Rytters, K. (2016). *Operational Safety of Dams and Reservoirs: Understanding the reliability of flow-control systems*. ICE Publishing.
- Henry, H., & Levine, H. (2004). Dynamic Instabilities of Fracture under Biaxial Strain Using a Phase Field Model. *Physical Review Letters*, 93(10), 105504.
<https://doi.org/10.1103/PhysRevLett.93.105504>
- Hillerborg, A. (1983). *Analysis of a single crack, Fracture Mechanics of concrete* (F. H. Witt). Elsevier.
- 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)
- Hindmarsh, A. C., Brown, P. N., Grant, K. E., Lee, S. L., Serban, R., Shumaker, D. E., & Woodward, C. S. (2005). SUNDIALS: Suite of nonlinear and differential algebraic equation solvers. *ACM Transactions on Mathematical Software (TOMS)*, 31(3), 363–396. <https://doi.org/10.1145/1089014.1089020>
- Hofacker, M., & Miehe, C. (2012). Continuum phase field modeling of dynamic fracture: variational principles and staggered FE implementation. *International Journal of Fracture*, 178(1–2), 113–129. <https://doi.org/10.1007/s10704-012-9753-8>
- Hofacker, M., & Miehe, C. (2013). A phase field model of dynamic fracture: Robust field updates for the analysis of complex crack patterns. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 93(3), 276–301. <https://doi.org/10.1002/nme.4387>
- Hughes, T. J. R. (1987). Recent progress in the development and understanding of SUPG methods with special reference to the compressible Euler and Navier-Stokes equations. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 7(11), 1261–1275.
<https://doi.org/10.1002/flid.1650071108>
- Inglis, C. E. (1913). Stress in a plate due to the presence of cracks and sharp corners. In *Spring Meetings of the Fifty-fourth Session of the Institution of Naval Architects* (pp. 219–241).
- Irwin, G. R. (1958). Fracture. In *Symposia of the Society for Experimental Biology* (Vol. 34,

Références Bibliographiques

- Issue 1951, pp. 551–590). https://doi.org/10.1007/978-3-642-45887-3_5
- Irwin, G. R. (1970). Fracture strength of relatively brittle structures and materials. *Journal of the Franklin Institute*, 290(6), 513–521. [https://doi.org/10.1016/0016-0032\(70\)90234-6](https://doi.org/10.1016/0016-0032(70)90234-6)
- Jafari, A., Broumand, P., Vahab, M., & Khalili, N. (2022). An eXtended Finite Element Method implementation in COMSOL Multiphysics: Solid Mechanics. *Finite Elements in Analysis and Design*, 202. <https://doi.org/10.1016/j.finel.2021.103707>
- Jansen, R. B. (Ed.). (1988). *Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation*. Springer US. <https://doi.org/10.1007/978-1-4613-0857-7>
- Jeong, H., Signetti, S., Han, T. S., & Ryu, S. (2018). Phase field modeling of crack propagation under combined shear and tensile loading with hybrid formulation. *Computational Materials Science*, 155(July), 483–492. <https://doi.org/10.1016/j.commatsci.2018.09.021>
- Jing, L., Nordlund, E., & Stephansson, O. (1992). An experimental study on the anisotropy and stress-dependency of the strength and deformability of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 29(6), 535–542. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(92\)91611-8](https://doi.org/10.1016/0148-9062(92)91611-8)
- Jirásek, M. (2007). Mathematical analysis of strain localization. *Revue Européenne de Génie Civil*, 11(7–8), 977–991. <https://doi.org/10.1080/17747120.2007.9692973>
- Jongejan, R. B., & Calle, E. O. F. (2013). Calibrating semi-probabilistic safety assessments rules for flood defences. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 7(2), 88–98. <https://doi.org/10.1080/17499518.2013.790731>
- Kachanov, L. M. (1958). Time of the rupture process under creep conditions, *Izy Akad. Nank SSR Otd Tech Nauk*, 8, 26–31.
- Kachanov, L. M. (1986). *Introduction to continuum damage mechanics* (Vol. 10). Springer Netherlands. <https://doi.org/10.1007/978-94-017-1957-5>
- Kalinina, A., Spada, M., Marelli, S., Burgherr, P., & Sudret, B. (2016). *Uncertainties in the risk of assessment of hydropower dams - state of the art and outlook -*.
- Kanupreiya, Manna, B., & Sharma, K. G. (2022). Deformation Response of Dam-Foundation System of Concrete Gravity Dam Due to Presence of Shear Seams in Rock Foundation. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 46(4), 3217–3240. <https://doi.org/10.1007/s40996-022-00885-y>

Références Bibliographiques

- Kerkar, M. E., & Mihoubi, M. K. (2022). Study of Structural Stability of a Concrete Gravity Dam Using a Reliability Approach. *Frattura Ed Integrità Strutturale*, 16(61), 530–544. <https://doi.org/10.3221/IGF-ESIS.61.36>
- Khoei, A. R. (2014). Extended Finite Element Method: Theory and Applications. In *Extended Finite Element Method: Theory and Applications*. John Wiley & Sons, Ltd. <https://doi.org/10.1002/9781118869673>
- Khoei, A. R., & Karimi, K. (2008). An enriched-FEM model for simulation of localization phenomenon in Cosserat continuum theory. *Computational Materials Science*, 44(2), 733–749. <https://doi.org/10.1016/j.commatsci.2008.05.019>
- Kiendl, J., Ambati, M., De Lorenzis, L., Gomez, H., & Reali, A. (2016). Phase-field description of brittle fracture in plates and shells. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 312, 374–394. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2016.09.011>
- Kikis, G., Ambati, M., De Lorenzis, L., & Klinkel, S. (2019). A phase-field model of brittle fracture for an isogeometric Reissner-Mindlin shell formulation. *PAMM*, 19(1). <https://doi.org/10.1002/pamm.201900311>
- Krajcinovic, D. (1989). Damage mechanics. *Mechanics of Materials*, 8(2–3), 117–197. [https://doi.org/10.1016/0167-6636\(89\)90011-2](https://doi.org/10.1016/0167-6636(89)90011-2)
- Kreuzer, H. (2000). Risk analysis for existing dams: merits and limits of credibility. *International Journal on Hydropower & Dams*, 7(1), 49–53.
- Kreuzer, H. (2003). Uncertainty in the assessment of failure probabilities. *International Journal on Hydropower & Dams*, 10(6), 98–101.
- Kristensen, P. K., & Martínez-Pañeda, E. (2020). Phase field fracture modelling using quasi-Newton methods and a new adaptive step scheme. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 107(December 2019), 102446. <https://doi.org/10.1016/j.tafmec.2019.102446>
- Kuhn, C., & Müller, R. (2010). A continuum phase field model for fracture. *Engineering Fracture Mechanics*, 77(18), 3625–3634. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2010.08.009>
- Kuhn, C., Noll, T., & Müller, R. (2016). On phase field modeling of ductile fracture. *GAMM-Mitteilungen*, 39(1), 35–54. <https://doi.org/10.1002/gamm.201610003>
- Kumar, S., Halder, P., Manna, B., & Sharma, K. G. (2018). Influence of Joint Orientation on the Behavior of Dam Resting on Jointed Rock Mass Under Static Condition. *Indian*

Références Bibliographiques

- Geotechnical Journal*, 48(4), 650–662. <https://doi.org/10.1007/s40098-018-0319-1>
- Lackner, R., & Mang, H. A. (2004). Chemoplastic material model for the simulation of early-age cracking: From the constitutive law to numerical analyses of massive concrete structures. *Cement and Concrete Composites*, 26(5), 551–562. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(03\)00071-4](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(03)00071-4)
- Lancioni, G., & Royer Carfagni, G. (2009). The Variational Approach to Fracture Mechanics. A Practical Application to the French Panthéon in Paris. *Journal of Elasticity*, 95(1–2), 1–30. <https://doi.org/10.1007/s10659-009-9189-1>
- Larsen, C. J., Ortner, C., & Süli, E. (2010). Existence of solutions to a regularized model of dynamic fracture. *Mathematical Models and Methods in Applied Sciences*, 20(07), 1021–1048. <https://doi.org/10.1142/S0218202510004520>
- Lee, J., & Fenves, G. L. (1998). A plastic-damage concrete model for earthquake analysis of dams. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27(9), 937–956. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199809\)27:9<937::AID-EQE764>3.0.CO;2-5](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199809)27:9<937::AID-EQE764>3.0.CO;2-5)
- Léger, P., & Leclerc, M. (1996). Evaluation of earthquake ground motions to predict cracking response of gravity dams. *Engineering Structures*, 18(3), 227–239. [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(95\)00146-8](https://doi.org/10.1016/0141-0296(95)00146-8)
- Li, B., Peco, C., Millán, D., Arias, I., & Arroyo, M. (2015). Phase-field modeling and simulation of fracture in brittle materials with strongly anisotropic surface energy. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 102(3–4), 711–727. <https://doi.org/10.1002/nme.4726>
- Li, G., Wang, C., Jiang, M., Li, L., & Wang, R. (2024). Numerical Simulation of Deterioration Process in Reinforced Concrete Based on COMSOL Multiphysics. *Journal of Physics: Conference Series*, 2736(1), 012006. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/2736/1/012006>
- Li, T., Marigo, J. J., Guilbaud, D., & Potapov, S. (2016). Gradient damage modeling of brittle fracture in an explicit dynamics context. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 108(11), 1381–1405. <https://doi.org/10.1002/nme.5262>
- Liahagen, S. (2012). *Stability of concrete dams-roughness influence on the shear capacity between concrete and rock*. Trondheim, Norway.
- Liu, D., Li, Z., & Liu, J. (2015). Experimental study on real-time control of roller compacted

Références Bibliographiques

- concrete dam compaction quality using unit compaction energy indices. *Construction and Building Materials*, 96, 567–575. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.048>
- Liu, P., Chen, J., Fan, S., & Xu, Q. (2021). Uncertainty quantification of the effect of concrete heterogeneity on nonlinear seismic response of gravity dams including record-to-record variability. *Structures*, 34(July), 1785–1797. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.08.098>
- Liu, X. Y., Xiao, Q. Z., & Karihaloo, B. L. (2004). XFEM for direct evaluation of mixed mode SIFs in homogeneous and bi-materials. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 59(8), 1103–1118. <https://doi.org/10.1002/nme.906>
- Lo, Y.-S., Borden, M. J., Ravi-Chandar, K., & Landis, C. M. (2019). A phase-field model for fatigue crack growth. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 132, 103684. <https://doi.org/10.1016/j.jmps.2019.103684>
- Lomiz, G. M. (1951). Flow in Fractured Rocks (Russian). *Gosenergoizdat, Moscow*, 127(197), 635.
- Lorentz, E., & Andrieux, S. (1999). A variational formulation for nonlocal damage models. *International Journal of Plasticity*, 15(2), 119–138. [https://doi.org/10.1016/S0749-6419\(98\)00057-6](https://doi.org/10.1016/S0749-6419(98)00057-6)
- Lorentz, E., & Godard, V. (2011). Gradient damage models: Toward full-scale computations. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 200(21–22), 1927–1944. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2010.06.025>
- Louis, C. (1972). Rock Hydraulics. In *Rock Mechanics* (pp. 299–387). Springer Vienna. https://doi.org/10.1007/978-3-7091-4109-0_16
- Luo, Y., Xie, H. P., Ren, L., Zhang, R., Li, C. B., & Gao, C. (2018). Linear Elastic Fracture Mechanics Characterization of an Anisotropic Shale. *Scientific Reports*, 8(1), 8505. <https://doi.org/10.1038/s41598-018-26846-y>
- Ma, C., Zhao, T., Li, G., Zhang, A., & Cheng, L. (2022). Intelligent Anomaly Identification of Uplift Pressure Monitoring Data and Structural Diagnosis of Concrete Dam. *Applied Sciences*, 12(2), 612. <https://doi.org/10.3390/app12020612>
- Mandal, T. K., Nguyen, V. P., & Wu, J. Y. (2019). Length scale and mesh bias sensitivity of phase-field models for brittle and cohesive fracture. *Engineering Fracture Mechanics*, 217(July), 106532. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2019.106532>
- Mandal, T. K., Nguyen, V. P., & Wu, J. Y. (2020). Evaluation of variational phase-field

Références Bibliographiques

- models for dynamic brittle fracture. *Engineering Fracture Mechanics*, 235, 107169.
<https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2020.107169>
- MAPA. (1989). *Technique des Barrages en Aménagement Rural*.
- Masera, A., Ceccato, S., & Saccani, P. (1995). San Giacomo Dam : Results derived from the improvement of the uplift monitoring. *Crans Montana Symposium*.
- May, S., Vignollet, J., & De Borst, R. (2015). A numerical assessment of phase-field models for brittle and cohesive fracture: Γ -Convergence and stress oscillations. *European Journal of Mechanics - A/Solids*, 52, 72–84.
<https://doi.org/10.1016/j.euromechsol.2015.02.002>
- Mazighi, H., Mihoubi, M. K., & Santillan Sanchez, D. (2022). Hybrid phase-field modeling of multi-level concrete gravity dam notched cracks. *Frattura Ed Integrità Strutturale*, 16(61), 154–175. <https://doi.org/10.3221/IGF-ESIS.61.11>
- Menouillard, T., & Belytschko, T. (2009). Correction force for releasing crack tip element with XFEM and only discontinuous enrichment. *European Journal of Computational Mechanics*, 18(5–6), 465–483. <https://doi.org/10.3166/ejcm.18.465-483>
- Meschke, G., Lackner, R., & Mang, H. A. (1998). An anisotropic elastoplastic-damage model for plain concrete. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 42(4), 703–727. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1097-0207\(19980630\)42:4<703::AID-NME384>3.0.CO;2-B](https://doi.org/10.1002/(SICI)1097-0207(19980630)42:4<703::AID-NME384>3.0.CO;2-B)
- MHU. (2003). *Règles parasismiques algériennes RPA 99 / Version 2003*.
- Miehe, C., Hofacker, M., & Welschinger, F. (2010). A phase field model for rate-independent crack propagation: Robust algorithmic implementation based on operator splits. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 199(45–48), 2765–2778.
<https://doi.org/10.1016/j.cma.2010.04.011>
- Miehe, C., Welschinger, F., & Hofacker, M. (2010). Thermodynamically consistent phase-field models of fracture: Variational principles and multi-field FE implementations. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 83(10), 1273–1311.
<https://doi.org/10.1002/nme.2861>
- Mihoubi, M.K. (1994). Intégration de la Technique du béton compacté au rouleau dans la construction des barrages types poids. *Revue Algérie Equipement*, 16(Novembre 1994), 27–29.

Références Bibliographiques

- Mihoubi, Mustapha Kamel, & Djamila Naib. (2015). *Méthodes non-déterministes de calcul de stabilité d'un barrage poids* (É. universitaires Européennes (Ed.)).
- Milton, G. W. (2002). *The Theory of Composites*. Cambridge University Press.
<https://doi.org/10.1017/CBO9780511613357>
- Mirzayee, M., Khaji, N., & Ahmadi, M. T. (2011). A hybrid distinct element–boundary element approach for seismic analysis of cracked concrete gravity dam–reservoir systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *31*(10), 1347–1356.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.05.011>
- Moës, N., Stolz, C., Bernard, P.-E., & Chevaugeon, N. (2011). A level set based model for damage growth: The thick level set approach. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, *86*(3), 358–380. <https://doi.org/10.1002/nme.3069>
- Moës, Nicolas, Dolbow, J., & Belytschko, T. (1999). A finite element method for crack growth without remeshing. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, *46*(1), 131–150. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1097-0207\(19990910\)46:1<131::AID-NME726>3.0.CO;2-J](https://doi.org/10.1002/(SICI)1097-0207(19990910)46:1<131::AID-NME726>3.0.CO;2-J)
- Moghaddam, A. H., Mazaheri, H., & Rabani Bidgoli, M. (2022). Mathematical modelling, numerical analysis and damage of dams subjected to hydrodynamic pressure. *Ocean Engineering*, *253*, 111303. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2022.111303>
- Molnár, G., & Gravouil, A. (2017). 2D and 3D Abaqus implementation of a robust staggered phase-field solution for modeling brittle fracture. *Finite Elements in Analysis and Design*, *130*(November 2016), 27–38. <https://doi.org/10.1016/j.finel.2017.03.002>
- Moreau, K., Moës, N., Picart, D., & Stainier, L. (2015). Explicit dynamics with a non-local damage model using the thick level set approach. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, *102*(3–4), 808–838. <https://doi.org/10.1002/nme.4824>
- Msekh, M. A., Cuong, N. H., Zi, G., Areias, P., Zhuang, X., & Rabczuk, T. (2018). Fracture properties prediction of clay/epoxy nanocomposites with interphase zones using a phase field model. *Engineering Fracture Mechanics*, *188*, 287–299.
<https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2017.08.002>
- Muixí, A., Rodríguez-Ferran, A., & Fernández-Méndez, S. (2020). A hybridizable discontinuous Galerkin phase-field model for brittle fracture with adaptive refinement. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, *121*(6), 1147–1169.

Références Bibliographiques

- <https://doi.org/10.1002/nme.6260>
- Murakami, S. (2012). Continuum Damage Mechanics: A Continuum Mechanics Approach to the Analysis of Damage and Fracture. In *Wiley Encyclopedia of Composites* (Vol. 185, Issue 9). Springer Netherlands. <https://doi.org/10.1007/978-94-007-2666-6>
- Nagaraja, S., Elhaddad, M., Ambati, M., Kollmannsberger, S., De Lorenzis, L., & Rank, E. (2019). Phase-field modeling of brittle fracture with multi-level hp-FEM and the finite cell method. *Computational Mechanics*, 63(6), 1283–1300. <https://doi.org/10.1007/s00466-018-1649-7>
- Nagataki, S., Fujisawa, T., & Kawasaki, H. (2008). State of art of RCD dams in Japan. *Brazil International RCC Symposium, 1*, 1–20.
- Nawy, E. G. (Ed.). (2008). *Concrete Construction Engineering Handbook*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781420007657>
- Neuner, M., Smaniotto, S., & Hofstetter, G. (2022). A modified wedge splitting test for susceptible quasi-brittle materials. *Construction and Building Materials*, 326(February), 126733. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126733>
- Ngo, D., & Scordelis, A. C. (1967). Finite element analysis of reinforced concrete beams. *Journal Proceedings*, 64(3), 152–163.
- Nguyen, T. T., Yvonnet, J., Bornert, M., Chateau, C., Sab, K., Romani, R., & Le Roy, R. (2016). On the choice of parameters in the phase field method for simulating crack initiation with experimental validation. *International Journal of Fracture*, 197(2), 213–226. <https://doi.org/10.1007/s10704-016-0082-1>
- Nguyen, T. T., Yvonnet, J., Zhu, Q. Z., Bornert, M., & Chateau, C. (2015). A phase field method to simulate crack nucleation and propagation in strongly heterogeneous materials from direct imaging of their microstructure. *Engineering Fracture Mechanics*, 139, 18–39. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2015.03.045>
- Nguyen, V. P. (2014). Discontinuous Galerkin/extrinsic cohesive zone modeling: Implementation caveats and applications in computational fracture mechanics. *Engineering Fracture Mechanics*, 128(C), 37–68. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2014.07.003>
- Nguyen, V. P., & Nguyen-Xuan, H. (2013). High-order B-splines based finite elements for delamination analysis of laminated composites. *Composite Structures*, 102, 261–275.

Références Bibliographiques

- <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2013.02.029>
- Oberholtzer, G. L., Lorenzo, A., & Schrader, E. K. (1988). Roller-compacted concrete design for Urugua-I dam. *“Roller-Compacted Concrete II”*. ASCE, New York.
- Oliveira, S., Alegre, A., Carvalho, E., Mendes, P., & Proença, J. (2022). Seismic and structural health monitoring systems for large dams: theoretical, computational and practical innovations. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 20(9), 4483–4512.
<https://doi.org/10.1007/s10518-022-01392-1>
- Omidi, O., Valliappan, S., & Lotfi, V. (2013). Seismic cracking of concrete gravity dams by plastic–damage model using different damping mechanisms. *Finite Elements in Analysis and Design*, 63, 80–97. <https://doi.org/10.1016/J.FINEL.2012.08.008>
- Ortega, F. (2012). Lessons learned and innovations for efficient RCC dams. *Sixth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams. Zaragoza, Spain*.
- Ortega, F., & Spancold. (2014). Key design and construction aspects of immersion vibrated RCC. *International Journal of Hydropower & Dams.*, 21(3).
- Ortiz, M. (1985). A constitutive theory for the inelastic behavior of concrete. *Mechanics of Materials*, 4(1), 67–93. [https://doi.org/10.1016/0167-6636\(85\)90007-9](https://doi.org/10.1016/0167-6636(85)90007-9)
- Ortiz, M., Leroy, Y., & Needleman, A. (1987). A finite element method for localized failure analysis. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 61(2), 189–214.
[https://doi.org/10.1016/0045-7825\(87\)90004-1](https://doi.org/10.1016/0045-7825(87)90004-1)
- P. Novak, A.I.B. Moffat, C. Nalluri, R. N. (2007). *Hydraulic Structures* (4th Editio). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781315274898>
- Paggi, M., & Reinoso, J. (2017). Revisiting the problem of a crack impinging on an interface:A modeling framework for the interaction between the phase field approach for brittle fracture and the interface cohesive zone model. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 321, 145–172. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2017.04.004>
- Pan, J. (2019). Seismic Damage Behavior of Gravity Dams under the Effect of Concrete Inhomogeneity. *Journal of Earthquake Engineering*, 0(00), 1–21.
<https://doi.org/10.1080/13632469.2019.1581675>
- Pan, J., Zhang, C., Xu, Y., & Jin, F. (2011). A comparative study of the different procedures for seismic cracking analysis of concrete dams. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(11), 1594–1606. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2011.06.011>

Références Bibliographiques

- Park, C. C. (1980). The Grande Dixence Hydro-Electric Scheme, Switzerland. *Geography*, 65(4), 317–320. <http://www.jstor.org/stable/40570305>
- Pedro, J. O. (1999). Safety and Performance of Arch Dams. In *Arch Dams* (pp. 1–78). Springer Vienna. https://doi.org/10.1007/978-3-7091-2488-8_1
- Peerlings, R. H. J., De Borst, R., Brekelmans, W. A. M., & De Vree, J. H. P. (1996). Gradient enhanced damage for quasi-brittle materials. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 39(19), 3391–3403. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1097-0207\(19961015\)39:19<3391::AID-NME7>3.0.CO;2-D](https://doi.org/10.1002/(SICI)1097-0207(19961015)39:19<3391::AID-NME7>3.0.CO;2-D)
- Pekau, O. A., & Yuzhu, C. (2004). Failure analysis of fractured dams during earthquakes by DEM. *Engineering Structures*, 26(10), 1483–1502. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.05.019>
- Perdikaris, P. C., & Romeo, A. (1995). Size effect on fracture energy of concrete and stability issues in three-point bending fracture toughness testing. *ACI Materials Journal*, 92(5), 483–496.
- Pereira, L. F., Weerheijm, J., & Sluys, L. J. (2016). A new rate-dependent stress-based nonlocal damage model to simulate dynamic tensile failure of quasi-brittle materials. *International Journal of Impact Engineering*, 94, 83–95. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2016.04.002>
- Pereira, L. F., Weerheijm, J., & Sluys, L. J. (2017). A numerical study on crack branching in quasi-brittle materials with a new effective rate-dependent nonlocal damage model. *Engineering Fracture Mechanics*, 182, 689–707. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2017.06.019>
- Perez, N. (2017). *Fracture Mechanics*. Springer International Publishing. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-24999-5>
- Peyras, L., Carvajal, C., Felix, H., Bacconnet, C., Royet, P., Becue, J.-P., & Boissier, D. (2012). Probability-based assessment of dam safety using combined risk analysis and reliability methods – application to hazards studies. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16(7), 795–817. <https://doi.org/10.1080/19648189.2012.672200>
- Peyras, L., Royet, P., Deroo, L., Albert, R., Becue, J.-P., Aigouy, S., Bourdarot, E., Loudiere, D., & Kovarik, J.-B. (2008). French recommendations for limit-state analytical review of gravity dam stability. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 12(9–

Références Bibliographiques

- 10), 1137–1164. <https://doi.org/10.1080/19648189.2008.9693071>
- Pham, K., Amor, H., Marigo, J.-J., & Maurini, C. (2011). Gradient Damage Models and Their Use to Approximate Brittle Fracture. *International Journal of Damage Mechanics*, 20(4), 618–652. <https://doi.org/10.1177/1056789510386852>
- Pijaudier-Cabot, G., & Bažant, Z. P. (1987). Nonlocal Damage Theory. *Journal of Engineering Mechanics*, 113(10), 1512–1533. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1987\)113:10\(1512\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1987)113:10(1512))
- Poceski, A. (1992). Mixed Finite Element Method. In *International Journal for Numerical Methods in Engineering* (Vol. 72, Issue 1). Springer Berlin Heidelberg. <https://doi.org/10.1007/978-3-642-84676-2>
- Poh, L. H., & Sun, G. (2017). Localizing gradient damage model with decreasing interactions. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 110(6), 503–522. <https://doi.org/10.1002/nme.5364>
- Ponce-Farfán, C., Santillán, D., & Toledo, M. Á. (2020). Thermal Simulation of Rolled Concrete Dams: Influence of the Hydration Model and the Environmental Actions on the Thermal Field. *Water*, 12(3), 858. <https://doi.org/10.3390/w12030858>
- Qi, H., Li, Y., & Lü, X. (2013). Practical elasto-plastic damage model for dynamic loading and nonlinear analysis of Koyna concrete dam. *Journal of Central South University*, 20(9), 2586–2592. <https://doi.org/10.1007/s11771-013-1772-8>
- Rabczuk, T., Zi, G., Gerstenberger, A., & Wall, W. A. (2008). A new crack tip element for the phantom-node method with arbitrary cohesive cracks. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 75(5), 577–599. <https://doi.org/10.1002/nme.2273>
- Raghu, P., Rajagopal, A., Jalan, S. K., & Reddy, J. N. (2021). Modeling of brittle fracture in thick plates subjected to transient dynamic loads using a hybrid phase field model. *Meccanica*, 56(6), 1269–1286. <https://doi.org/10.1007/s11012-020-01224-z>
- Ramulu, M., & Kobayashi, A. S. (1985). Mechanics of crack curving and branching — a dynamic fracture analysis. In *Dynamic fracture* (pp. 61–75). Springer Netherlands. https://doi.org/10.1007/978-94-009-5123-5_5
- 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)

Références Bibliographiques

- Remini, B., Bouabibsa, R., & Moudjed, K. (2019). Beni Haroun et Koudiat Acerdoune (Algérie) : deux grands barrages algériens menacés par le phénomène de l'envasement. *Larhyss Journal*, 38, 131–151.
- Ren, H. L., Zhuang, X. Y., Anitescu, C., & Rabczuk, T. (2019). An explicit phase field method for brittle dynamic fracture. *Computers & Structures*, 217, 45–56.
<https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2019.03.005>
- Ritchie, R.O., Cannon, R. M., Dalgleish, B. J., Dauskardt, R. H., & McNaney, J. M. (1993). Mechanics and mechanisms of crack growth at or near ceramic-metal interfaces: interface engineering strategies for promoting toughness. *Materials Science and Engineering: A*, 166(1–2), 221–235. [https://doi.org/10.1016/0921-5093\(93\)90325-9](https://doi.org/10.1016/0921-5093(93)90325-9)
- Ritchie, Robert O., & Liu, D. (2021). *Introduction to Fracture Mechanics*. Elsevier.
<https://doi.org/10.1016/C2020-0-03038-0>
- Riverol Brignardelli, R. (2014). *Co2 storage: flow in damaged geological formations*. UPC BERCELONATECH.
- Roth, S.-N., Léger, P., & Soulaïmani, A. (2015). A combined XFEM–damage mechanics approach for concrete crack propagation. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 283, 923–955. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2014.10.043>
- Roth, S. N., Léger, P., & Soulaïmani, A. (2015). A combined XFEM-damage mechanics approach for concrete crack propagation. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 283, 923–955. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2014.10.043>
- Rots, J.G., Nauta, P., Kuster, G. M. A., & Blaauwendraad, J. (1985). Smearred Crack Approach and Fracture Localization in Concrete. *HERON*, 30(1).
- Rots, Jan G. (1991). Smearred and discrete representations of localized fracture. In *Current Trends in Concrete Fracture Research* (pp. 45–59). Springer Netherlands.
https://doi.org/10.1007/978-94-011-3638-9_4
- Ruggeri, G. (2004a). *Sliding safety of existing gravity dams - Final report*.
- Ruggeri, G. (2004b). *Uplift Pressures under Concrete Dams*. 1–30.
- Santillán, D., Juanes, R., & Cueto-Felgueroso, L. (2018). Phase Field Model of Hydraulic Fracturing in Poroelastic Media: Fracture Propagation, Arrest, and Branching Under Fluid Injection and Extraction. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 123(3), 2127–2155. <https://doi.org/10.1002/2017JB014740>

Références Bibliographiques

- Santillán, D., Mosquera, J.-C., & Cueto-Felgueroso, L. (2017a). Fluid-driven fracture propagation in heterogeneous media: Probability distributions of fracture trajectories. *Physical Review E*, 96(5), 053002. <https://doi.org/10.1103/PhysRevE.96.053002>
- Santillán, D., Mosquera, J. C., & Cueto-Felgueroso, L. (2017b). Phase-field model for brittle fracture. Validation with experimental results and extension to dam engineering problems. *Engineering Fracture Mechanics*, 178, 109–125. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2017.04.020>
- Schauner, N. (2020). *Icold Committee on Concrete Dams* (C. ICOLD (Ed.)). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9780429329012>
- Schleiss, A. J., & Pougatsch, H. (2020). *Les barrages : du projet à la mise en service Volume 17 de Traité de génie civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne* (E. Press (Ed.); 2ème). <https://doi.org/9782889153145>
- Schlüter, A., Willenbücher, A., Kuhn, C., & Müller, R. (2014). Phase field approximation of dynamic brittle fracture. *Computational Mechanics*, 54(5), 1141–1161. <https://doi.org/10.1007/s00466-014-1045-x>
- Schrader, E.K. (2012). The Performance of RCC dams. *Sixth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams. Zaragosa, Spain,*.
- Schrader, Ernest K. (2004). Roller-compacted concrete: understanding the mix. *HRW: Hydro Rev. Worldwide.*, 12(6), 26.
- Schrader, H. E., & Namikas, D. (1988). Performance of roller compacted concrete dams. In *ICOLD, XVI Congress, Q. 62,*.
- Seiler, M., Linse, T., Hantschke, P., & Kästner, M. (2020). An efficient phase-field model for fatigue fracture in ductile materials. *Engineering Fracture Mechanics*, 224, 106807. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2019.106807>
- Serafim, L. J. (1988). New development in the construction of concrete dams. In *ICOLD, XVI Congress, Q. 62.*
- Sha, S., & Zhang, G. (2017). Modeling of Hydraulic Fracture of Concrete Gravity Dams by Stress-Seepage-Damage Coupling Model. *Mathematical Problems in Engineering*, 2017. <https://doi.org/10.1155/2017/8523213>
- Shi, M., Zhong, H., Ooi, E. T., Zhang, C., & Song, C. (2013). Modelling of crack propagation of gravity dams by scaled boundary polygons and cohesive crack model. *International*

Références Bibliographiques

- Journal of Fracture*, 183(1), 29–48. <https://doi.org/10.1007/s10704-013-9873-9>
- Shi, Z., Suzuki, M., & Nakano, M. (2003). Numerical analysis of multiple discrete cracks in concrete dams using extended fictitious crack model. *Journal of Structural Engineering*, 129(3), 324–336. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2003\)129:3\(324\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:3(324))
- Sih, G.C. (1973). Energy-density concept in fracture mechanics. *Engineering Fracture Mechanics*, 5(4), 1037–1040. [https://doi.org/10.1016/0013-7944\(73\)90072-6](https://doi.org/10.1016/0013-7944(73)90072-6)
- Sih, George C, Ditommaso, A., & Bazant, Z. P. (1985). Structural Application and Numerical Calculation. *Fracture Mechanics of Concrete*.
- Simo, J. C., & Hughes, T. J. R. (1998). Objective Integration Algorithms for Rate Formulations of Elastoplasticity. In *Computational Inelasticity* (pp. 276–299). Springer-Verlag. https://doi.org/10.1007/0-387-22763-6_8
- Simo, J. C., & Ju, J. W. (1987). Strain- and stress-based continuum damage models—I. Formulation. *International Journal of Solids and Structures*, 23(7), 821–840. [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(87\)90083-7](https://doi.org/10.1016/0020-7683(87)90083-7)
- Simo, J. C., Oliver, J., & Armero, F. (1993). An analysis of strong discontinuities induced by strain-softening in rate-independent inelastic solids. *Computational Mechanics*, 12(5), 277–296. <https://doi.org/10.1007/BF00372173>
- Sivapriya, S. V., & Anne Sherin, A. (2022). *Causes and Consequences of Dam Failures—Case Study* (pp. 155–159). https://doi.org/10.1007/978-981-16-5041-3_11
- Smith, N. A. F. (1970). The Roman Dams of Subiaco. *Technology and Culture*, 11(1), 58. <https://doi.org/10.2307/3102810>
- Song, J.-H., Wang, H., & Belytschko, T. (2008). A comparative study on finite element methods for dynamic fracture. *Computational Mechanics*, 42(2), 239–250. <https://doi.org/10.1007/s00466-007-0210-x>
- Sow, D. (2015). *Variabilité spatiale de la résistance au cisaillement des discontinuités des fondations rocheuses de barrages*. Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II.
- SPANCOLD. (2003). *Dam safety technical guidelines N°2: Criteria for dams and associated works projects*.
- Steinke, C., Özenc, K., Chinaryan, G., & Kaliske, M. (2016). A comparative study of the r-adaptive material force approach and the phase-field method in dynamic fracture. *International Journal of Fracture*, 201(1), 97–118. <https://doi.org/10.1007/s10704-016->

Références Bibliographiques

0125-7

- Sterenbergh, J. (1992). The RCC technique: a perfect integration in the field of gravity dams. *International Water Power & Dam Construction*, 44(2), 36.
- Strassburger, A. G. (1988). Uplift Pressures in Existing Concrete Dams. *Waterpower '89*, 332–341.
- Su, K., Zhou, X., Tang, X., Xu, X., & Liu, Q. (2017). Mechanism of cracking in dams using a hybrid FE-meshfree method. *International Journal of Geomechanics*, 17(9), 04017071. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000950](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000950)
- Su, X. T., Yang, Z. J., & Liu, G. H. (2010). Monte Carlo simulation of complex cohesive fracture in random heterogeneous quasi-brittle materials: A 3D study. *International Journal of Solids and Structures*, 47(17), 2336–2345. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2010.04.031>
- Sukumar, N., Dolbow, J. E., & Moës, N. (2015). Extended finite element method in computational fracture mechanics: a retrospective examination. *International Journal of Fracture*, 196(1–2), 189–206. <https://doi.org/10.1007/s10704-015-0064-8>
- Sukumar, N., Huang, Z. Y., Prévost, J.-H., & Suo, Z. (2004). Partition of unity enrichment for bimaterial interface cracks. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 59(8), 1075–1102. <https://doi.org/10.1002/nme.902>
- Surahyo, A. (2019). *Concrete Construction*. Springer International Publishing. <https://doi.org/10.1007/978-3-030-10510-5>
- Sutula, D., Kerfriden, P., van Dam, T., & Bordas, S. P. A. (2018). Minimum energy multiple crack propagation. Part I: Theory and state of the art review. *Engineering Fracture Mechanics*, 191, 205–224. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2017.07.028>
- Symon, K. R. (1971). *Mechanics* (Thirs Edit). Addison-Wesley.
- Tanchev, L. (2014). Dams and appurtenant hydraulic structures – General. In *Dams and Appurtenant Hydraulic Structures, 2nd edition* (pp. 1–1). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/b16672-2>
- Tang, X., Zhou, Y., Zhang, C., & Shi, J. (2013). Study on the Heterogeneity of Concrete and its Failure Behavior Using the Equivalent Probabilistic Model. In *Seismic Safety Evaluation of Concrete Dams* (Vol. 83, Issue Suppl_1, pp. 541–570). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-408083-6.00023-4>

Références Bibliographiques

- Tidke, A. R., & Adhikary, S. (2021). Seismic fragility analysis of the Koyna gravity dam with layered rock foundation considering tensile crack failure. *Engineering Failure Analysis*, 125(March), 105361. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2021.105361>
- Torrenti, J.-M., Pijaudier-Cabot, G., & Reynouard, J.-M. (2013). *Mechanical Behavior of Concrete*. John Wiley & Sons.
- Tournier, J.-P., Bennett, T., & Bibeau, J. (Eds.). (2019). *Sustainable and Safe Dams Around the World*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9780429319778>
- Trevor Hodge, A. (2000). Reservoirs and Dams. In *Handbook of Ancient Water Technology* (pp. 331–339). BRILL. https://doi.org/10.1163/9789004473829_017
- Trunk, B. G. (1999). *Einfluss der Bauteilgrösse auf die Bruchenergie von Beton*. <https://doi.org/https://doi.org/10.3929/ethz-a-002053523>
- Tschegg, E. (1986). *Prüfeinrichtung zur Ermittlung von Bruchmechanischen Kennwerten sowie hierfür geeignete Prüfkörper*. Austria Patent.
- Tschegg, E. (1991). New Equipments for Fracture Tests on Concrete. *Materials Testing*, 33(11–12), 338–343. <https://doi.org/10.1515/mt-1991-3311-1204>
- USACE. (1995). *EM 1110-2-2200 Gravity Dam Design*. June.
- USACE. (1997). *EM 1110–2-542. Engineering Manual. “Thermal Studies of Mass Concrete Structures.”*
- USACE. (2000). *Evaluation and Comparison of Stability Analysis and Uplift Criteria for Concrete Gravity Dams by Three Federal Agencies*. January.
- USACE. (2005). *Stability analysis of concrete structures*.
- USDI. (2006). Design of small dams. *A Water Resources Technical Publication*, 904.
- Vandoren, B., & Simone, A. (2018). Modeling and simulation of quasi-brittle failure with continuous anisotropic stress-based gradient-enhanced damage models. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 332, 644–685. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2017.12.027>
- Verhoosel, C. V., & De Borst, R. (2013). A phase-field model for cohesive fracture. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 96(1), 43–62. <https://doi.org/10.1002/nme.4553>
- Vignollet, J., May, S., De Borst, R., & Verhoosel, C. V. (2014). Phase-field models for brittle

Références Bibliographiques

- and cohesive fracture. *Meccanica*, 49(11), 2587–2601. <https://doi.org/10.1007/s11012-013-9862-0>
- Wagner, C. (2011). Batu Hampar dam – design and construction of an RCC dam. *Dams and Reservoirs*, 21(2), 77–90. <https://doi.org/10.1680/dare.2011.21.2.77>
- Wang, G., Lu, W., & Zhang, S. (2021). *Comparative Analysis of Nonlinear Seismic Response of Concrete Gravity Dams Using XFEM and CDP Model* (pp. 11–51). https://doi.org/10.1007/978-981-15-6194-8_2
- Wang, G., Wang, Y., Lu, W., Zhou, C., Chen, M., & Yan, P. (2015). XFEM based seismic potential failure mode analysis of concrete gravity dam-water-foundation systems through incremental dynamic analysis. *Engineering Structures*, 98, 81–94. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.04.023>
- Wang, K., Zhang, Q., Xia, X., Wang, L., & Liu, X. (2015). Analysis of hydraulic fracturing in concrete dam considering fluid–structure interaction using XFEM-FVM model. *Engineering Failure Analysis*, 57, 399–412. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2015.07.012>
- Wang, S., Gu, C., & Bao, T. (2018). Observed displacement data-based identification method of deformation time-varying effect of high concrete dams. *Science China Technological Sciences*, 61(6), 906–915. <https://doi.org/10.1007/s11431-016-9088-9>
- Wells, G. N., & Sluys, L. J. (2001). A new method for modelling cohesive cracks using finite elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 50(12), 2667–2682. <https://doi.org/10.1002/nme.143>
- Westberg Wilde, M., & Johansson, F. (2013). System Reliability of Concrete Dams with Respect to Foundation Stability: Application to a Spillway. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(2), 308–319. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000761](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000761)
- Westergaard, H. M. (1933). Water Pressures on Dams during Earthquakes. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 98(2), 418–433. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0004496>
- Westergaard, H. M. (1939). Bearing Pressure and Cracks. In *Journal of Applied Mechanics* (Vol. 6, Issue 2, pp. 49–53). <https://asmedigitalcollection.asme.org/appliedmechanics/article->

Références Bibliographiques

abstract/6/2/A49/1101655/Bearing-Pressures-and-Cracks-Bearing-Pressures?redirectedFrom=fulltext

White, F. M. (2016). *Fluid Mechanics* (8th ed.). McGraw-Hill Education.

Wu, J.-Y., Nguyen, V. P., Nguyen, C. T., Sutula, D., Sinaie, S., & Bordas, S. P. A. (2020). *Phase-field modeling of fracture* (pp. 1–183).
<https://doi.org/10.1016/bs.aams.2019.08.001>

Wu, J. Y. (2011). Unified analysis of enriched finite elements for modeling cohesive cracks. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 200(45–46), 3031–3050.
<https://doi.org/10.1016/j.cma.2011.05.008>

Wu, J. Y. (2017). A unified phase-field theory for the mechanics of damage and quasi-brittle failure. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 103, 72–99.
<https://doi.org/10.1016/j.jmps.2017.03.015>

Wu, J. Y. (2018). Robust numerical implementation of non-standard phase-field damage models for failure in solids. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 340, 767–797. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2018.06.007>

Wu, J. Y., & Cervera, M. (2015). On the equivalence between traction- and stress-based approaches for the modeling of localized failure in solids. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 82, 137–163. <https://doi.org/10.1016/j.jmps.2015.05.016>

Wu, J. Y., & Cervera, M. (2016). A thermodynamically consistent plastic-damage framework for localized failure in quasi-brittle solids: Material model and strain localization analysis. *International Journal of Solids and Structures*, 88–89, 227–247.
<https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2016.03.005>

Wu, J. Y., & Li, F. B. (2015). An improved stable XFEM (Is-XFEM) with a novel enrichment function for the computational modeling of cohesive cracks. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 295, 77–107.
<https://doi.org/10.1016/j.cma.2015.06.018>

Wu, J. Y., & Nguyen, V. P. (2018). A length scale insensitive phase-field damage model for brittle fracture. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 119, 20–42.
<https://doi.org/10.1016/j.jmps.2018.06.006>

Wu, J. Y., Nguyen, V. P., Nguyen, C. T., Sutula, D., Sinaie, S., & Bordas, S. P. A. (2020). Phase-field modeling of fracture. In *Advances in Applied Mechanics* (Vol. 53, pp. 1–

Références Bibliographiques

- 183). <https://doi.org/10.1016/bs.aams.2019.08.001>
- Wu, J. Y., Qiu, J. F., Nguyen, V. P., Mandal, T. K., & Zhuang, L. J. (2019). Computational modeling of localized failure in solids: XFEM vs PF-CZM. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 345, 618–643.
<https://doi.org/10.1016/j.cma.2018.10.044>
- Wu, J. Y., & Xu, S. L. (2013). Reconsideration on the elastic damage/degradation theory for the modeling of microcrack closure-reopening (MCR) effects. *International Journal of Solids and Structures*, 50(5), 795–805. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2012.11.012>
- Xu, X.-P., & Needleman, A. (1994). Numerical simulations of fast crack growth in brittle solids. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 42(9), 1397–1434.
[https://doi.org/10.1016/0022-5096\(94\)90003-5](https://doi.org/10.1016/0022-5096(94)90003-5)
- Yang, Z. ., & Chiang, D. . (2000). An experimental study on the progressive shear behavior of rock joints with tooth-shaped asperities. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37(8), 1247–1259. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(00\)00055-1](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(00)00055-1)
- Yang, Z., & Frank Xu, X. (2008). A heterogeneous cohesive model for quasi-brittle materials considering spatially varying random fracture properties. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 197(45–48), 4027–4039.
<https://doi.org/10.1016/j.cma.2008.03.027>
- Yang, Z. J., Su, X. T., Chen, J. F., & Liu, G. H. (2009). Monte Carlo simulation of complex cohesive fracture in random heterogeneous quasi-brittle materials. *International Journal of Solids and Structures*, 46(17), 3222–3234.
<https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2009.04.013>
- Yin, A., Yang, X., Gao, H., & Zhu, H. (2012). Tensile fracture simulation of random heterogeneous asphalt mixture with cohesive crack model. *Engineering Fracture Mechanics*, 92, 40–55. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2012.05.016>
- Yin, A., Yang, X., Zeng, G., & Gao, H. (2014). Fracture simulation of pre-cracked heterogeneous asphalt mixture beam with movable three-point bending load. *Construction and Building Materials*, 65, 232–242.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.04.119>
- Yu, T. T., & Liu, P. (2011). Improved implementation of the extended finite element method for stress analysis around cracks. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 11(3),

Références Bibliographiques

- 787–805. [https://doi.org/10.1016/s1644-9665\(12\)60116-2](https://doi.org/10.1016/s1644-9665(12)60116-2)
- Zhang, L., Peng, M., Chang, D., & Xu, Y. (2016). *Dam Failure Mechanisms and Risk Assessment*. John Wiley & Sons Singapore Pte. Ltd.
<https://doi.org/10.1002/9781118558522>
- Zhang, S., Wang, G., Pang, B., & Du, C. (2013). The effects of strong motion duration on the dynamic response and accumulated damage of concrete gravity dams. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *45*, 112–124. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.11.011>
- Zhang, S., Wang, G., & Sa, W. (2013). Damage evaluation of concrete gravity dams under mainshock–aftershock seismic sequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *50*, 16–27. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.02.021>
- Zhang, S., Wang, G., & Yu, X. (2013). Seismic cracking analysis of concrete gravity dams with initial cracks using the extended finite element method. *Engineering Structures*, *56*, 528–543. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.05.037>
- Zhang, W., Shen, Z., Ren, J., Gan, L., Xu, L., & Sun, Y. (2021). Phase-field simulation of crack propagation in quasi-brittle materials: COMSOL implementation and parameter sensitivity analysis. *Modelling and Simulation in Materials Science and Engineering*, *29*(5). <https://doi.org/10.1088/1361-651X/ac03a4>
- Zhang, X., Vignes, C., Sloan, S. W., & Sheng, D. (2017). Numerical evaluation of the phase-field model for brittle fracture with emphasis on the length scale. *Computational Mechanics*, *59*(5), 737–752. <https://doi.org/10.1007/s00466-017-1373-8>
- Zhao, E., Wu, C., Wang, S., Hu, J., & Wang, W. (2020). Seepage dissolution effect prediction on aging deformation of concrete dams by coupled chemo-mechanical model. *Construction and Building Materials*, *237*, 117603.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117603>
- Zhong, H., Lin, G., Li, X., & Li, J. (2011). Seismic failure modeling of concrete dams considering heterogeneity of concrete. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *31*(12), 1678–1689. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.07.001>
- Zhou, S., Rabczuk, T., & Zhuang, X. (2018). Phase field modeling of quasi-static and dynamic crack propagation: COMSOL implementation and case studies. *Advances in Engineering Software*, *122*(March), 31–49.
<https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2018.03.012>

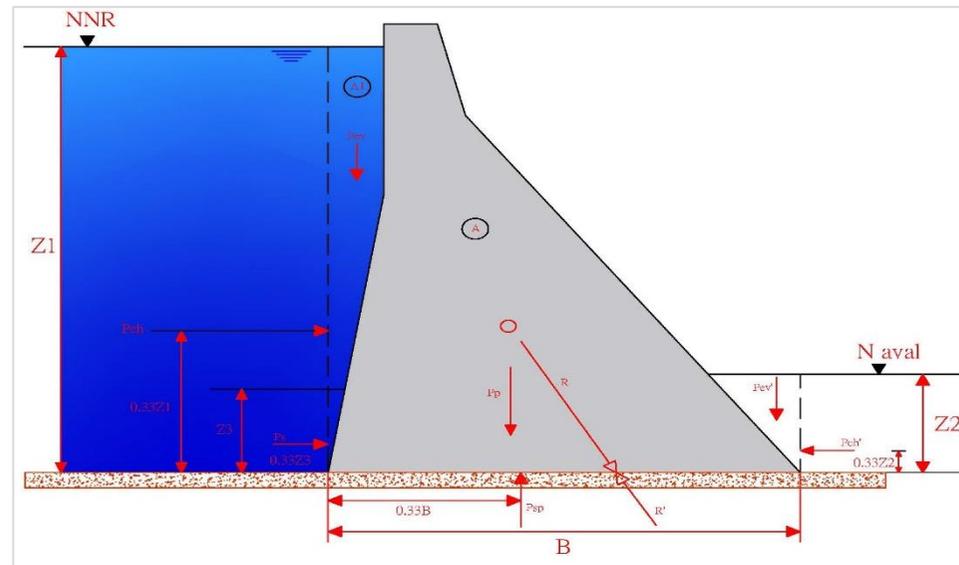
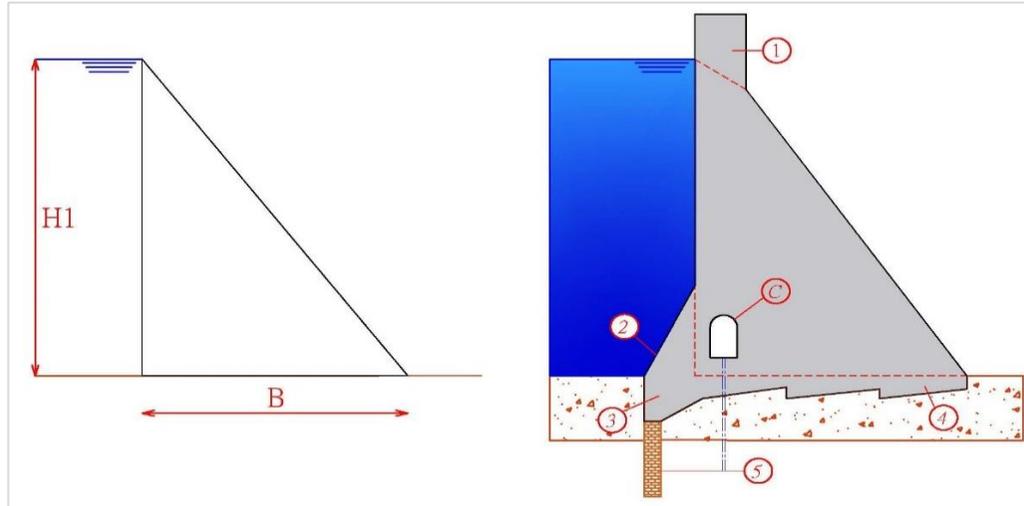
Références Bibliographiques

- Zhou, S., Zhuang, X., & Rabczuk, T. (2019a). Phase-field modeling of fluid-driven dynamic cracking in porous media. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 350, 169–198. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2019.03.001>
- Zhou, S., Zhuang, X., & Rabczuk, T. (2019b). Phase field modeling of brittle compressive-shear fractures in rock-like materials: A new driving force and a hybrid formulation. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 355, 729–752. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2019.06.021>
- Zhou, X., Wang, Y., & Qian, Q. (2016). Numerical simulation of crack curving and branching in brittle materials under dynamic loads using the extended non-ordinary state-based peridynamics. *European Journal of Mechanics - A/Solids*, 60, 277–299. <https://doi.org/10.1016/j.euromechsol.2016.08.009>
- Zienkiewicz, O. C., & Taylor, R. L. (2005). *The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics* (6th ed.). Butterworth-Heinemann.
- Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L., & Zhu, J. Z. (2013). *The Finite Element Method: its Basis and Fundamentals*. Elsevier. <https://doi.org/10.1016/C2009-0-24909-9>

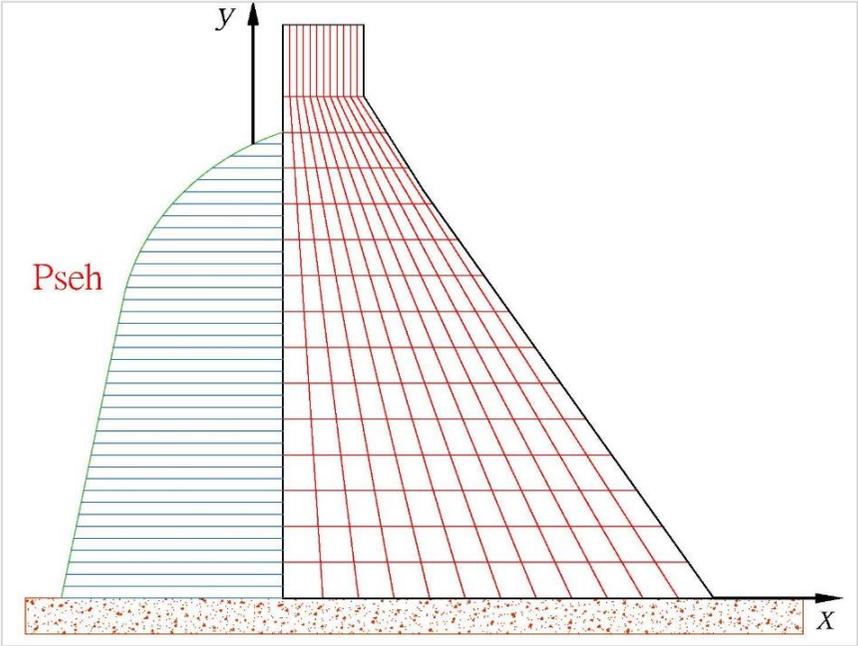
ANNEXE I

Calcul des différentes charges

**Charges appliquées
aux barrages de gravité en béton**

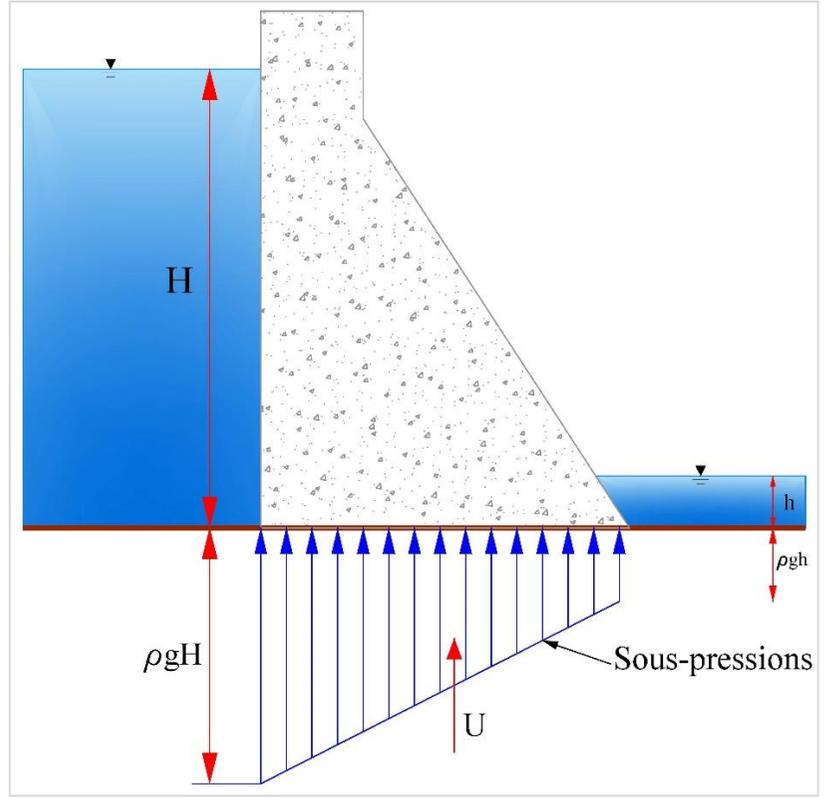


	$P_{eh} = \gamma_e \times z_1^2 / 2$ $P_{ev} = \gamma_e \times (\text{superficie } A_1)$	<ul style="list-style-type: none"> - γ_e : Poids spécifique de l'eau (9,81 KN/m³). - P_{eh} : Pression hydrostatique horizontale, elle est appliquée à une hauteur de $z_1/3$ à partir de la base. - P_{ev} : Pression hydrostatique verticale, dans le cas où le parement amont est incliné, P_{ev} doit être introduite. - NNR : Niveau Normal de la Retenue, - N aval : Niveau d'Eau Aval.
	$P_p = \gamma_c \times A$	<ul style="list-style-type: none"> - Poids propre : elle est déterminée en fonction du poids propre du matériau de béton, P_p est appliquée au centre de gravité du barrage.
Charges appliquées aux barrages de gravité en béton	$P_{sp} = B \times \gamma_e \times (z_1 + z_2) / 2$	<ul style="list-style-type: none"> - Sous pressions : P_{sp} elle est appliquée sur la base du barrage, elle est due à la porosité du la roche, où l'eau peut s'infiltrer sous la base, au contact béton rocher, et crée une contrainte de traction qui peut être entraine une fissure et se propage vers l'aval - B est la base de l'ouvrage. Comme la poussée hydrostatique, la force résultante P_{sp} est appliquée au centre de gravité à une distance y_1 à partir de l'amont.
	$P_{sp} = B \times \gamma_e \times (z_1 + z_2) / 2$	<ul style="list-style-type: none"> - B est la base de l'ouvrage. Comme la poussée hydrostatique, la force résultante P_{sp} est appliquée au centre de gravité à une distance y_1 à partir de l'amont.
Les charges secondaires	$P_s = K_a \times \gamma_s \times z_3 / 2$	<ul style="list-style-type: none"> - γ_s Poids propre des sédiments submergés (18-20 KN/m³), z_3 la hauteur des sédiments et ϕ angle de

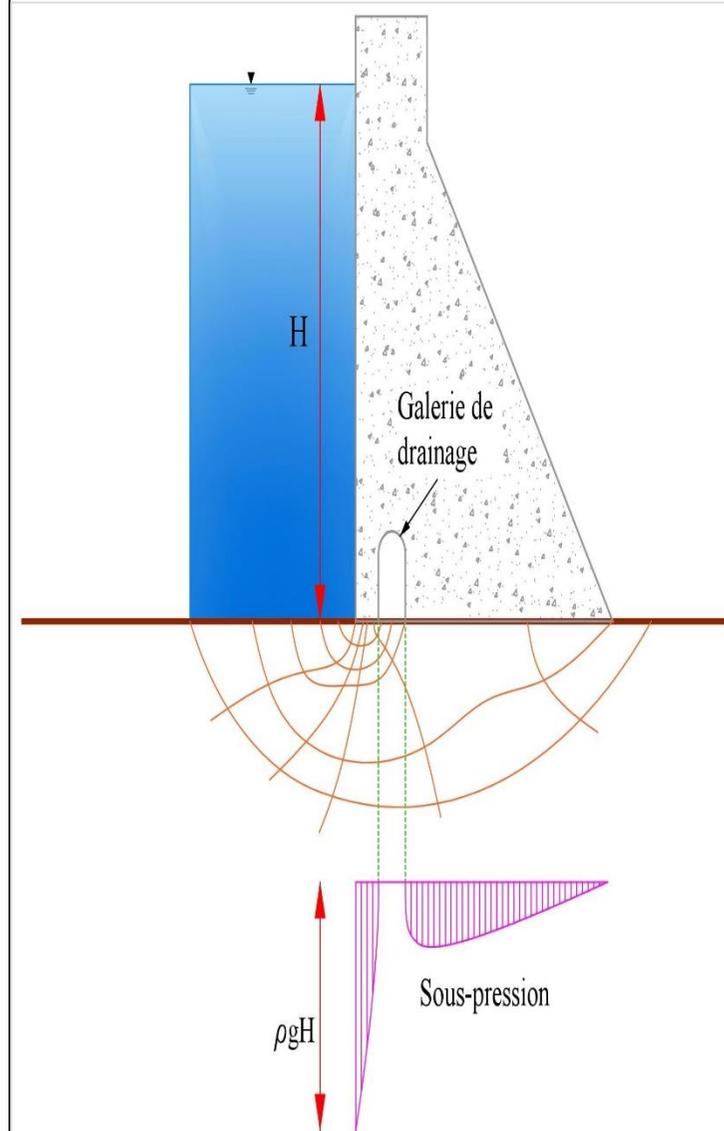
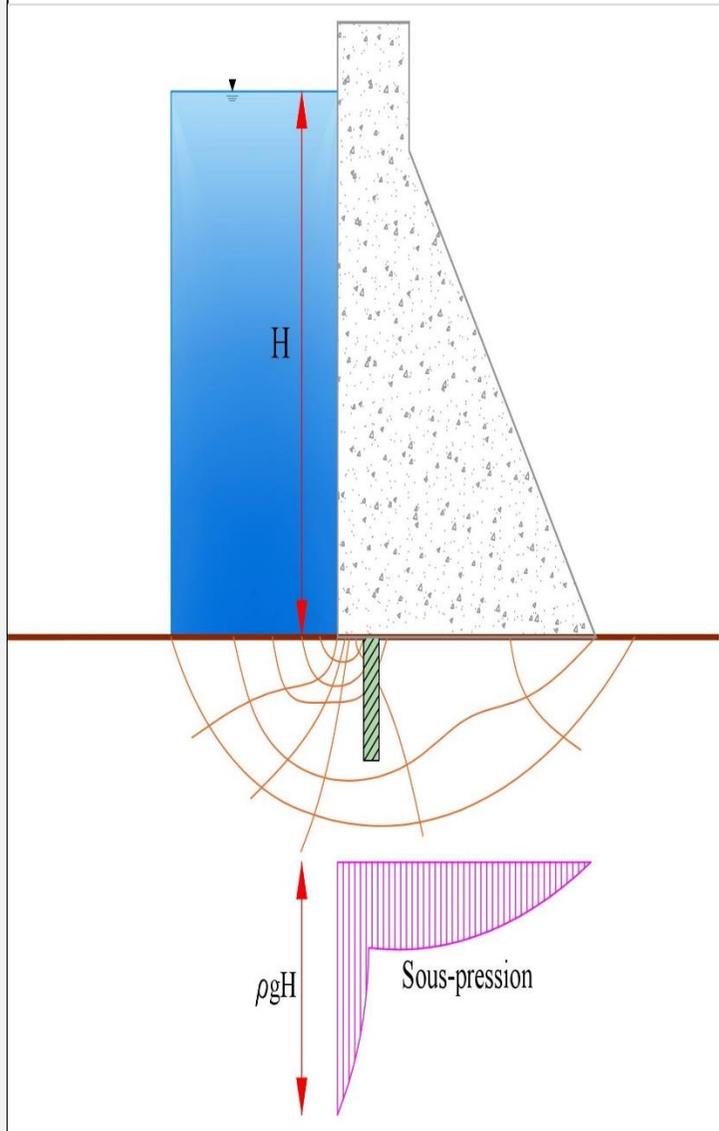
	$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$	frottement interne du matériau sédimentaire.
	- Charge thermique : Il s'agit d'une force interne générée par des écarts de température associés aux changements des conditions ambiantes et à l'hydratation et au refroidissement du ciment.	
Les charges exceptionnelles	$P_{smh} = \alpha_h \times P_m \quad P_{smv} = \alpha_v \times P_m$	- Force sismique : elle est représentée par des forces d'inertie oscillatoires horizontales et verticales générées sur le corps du barrage et au réservoir d'eau retenue.
		
	$P_{seh} = \frac{7}{8} \times \rho_e \times \sqrt{H \times (H - z)}$	- ρ_e : masse volumique de l'eau (Kg/m3), - H : la hauteur maximale de réservoir d'eau,

- z : la hauteur d'eau à chaque point ($0 \leq z \leq H$)

Influence des sous pressions dans les barrages poids



Influence des sous pressions dans les barrages poids

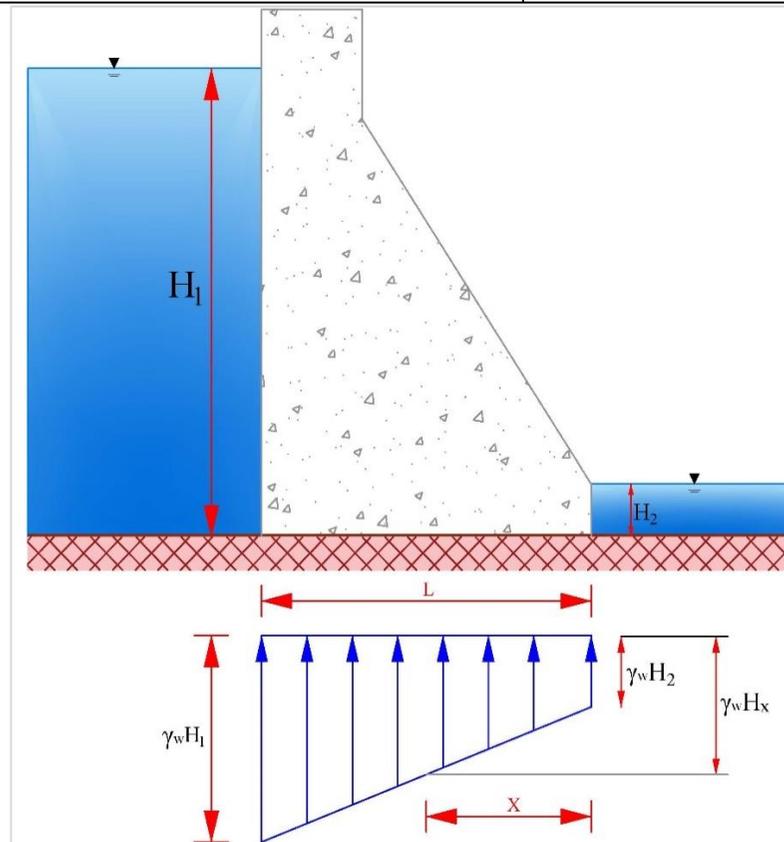


Calcul des sous pressions

Sans Drain

$$H_x = H_2 + \frac{X}{L}(H_1 - H_2)$$

- **H₁** : Hauteur d'eau à l'amont du corps de barrage (m).
- **H₂** : Hauteur d'eau à l'aval du corps de barrage (m)



Calcul des sous pressions

Avec Drain

- Quand $H_4 > H_2$:

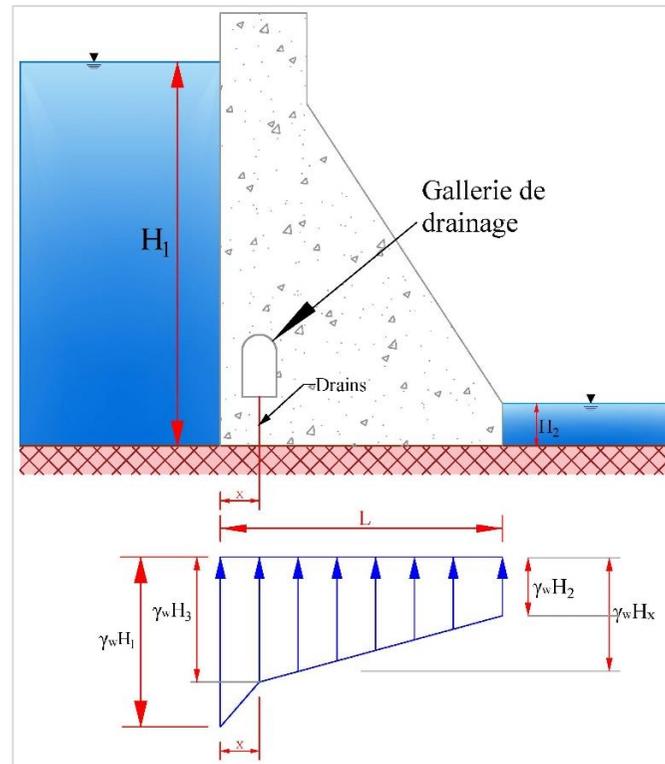
$$H_3 = K \left[(H_1 - H_2) \frac{(L - X)}{L} + H_2 - H_4 \right] + H_4$$

- Quand $H_4 < H_2$:

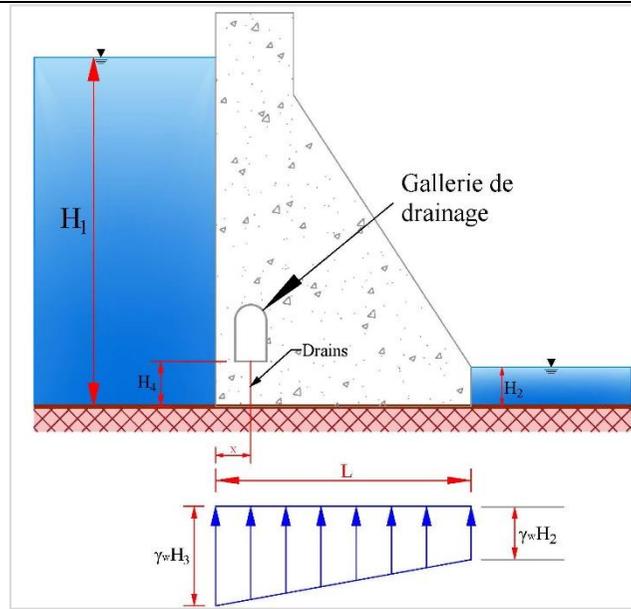
$$H_3 = K (H_1 - H_2) \frac{(L - X)}{L} + H_2$$

$$K = 1 - E$$

- **E** : Efficacité de drainage exprimée en décimal



Rideau coulis d'injection



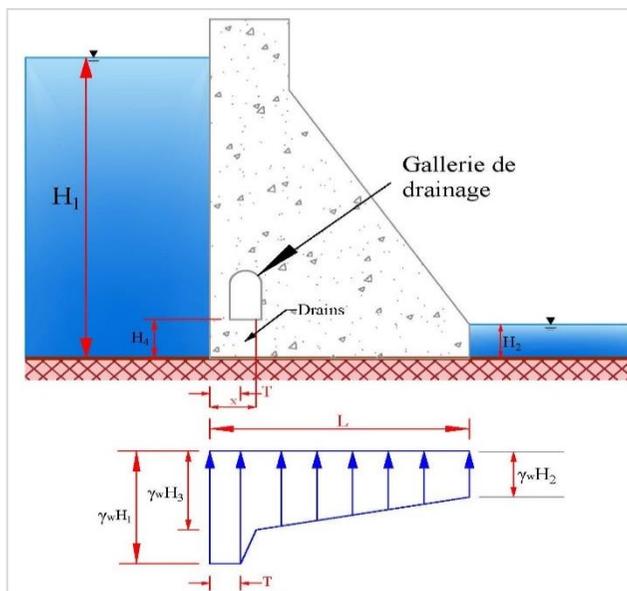
Quand $x \leq 0.05H_3$

- Si $H_4 > H_2$

$$H_3 = K(H_1 - H_4) + H_4$$

- Si $H_4 < H_2$:

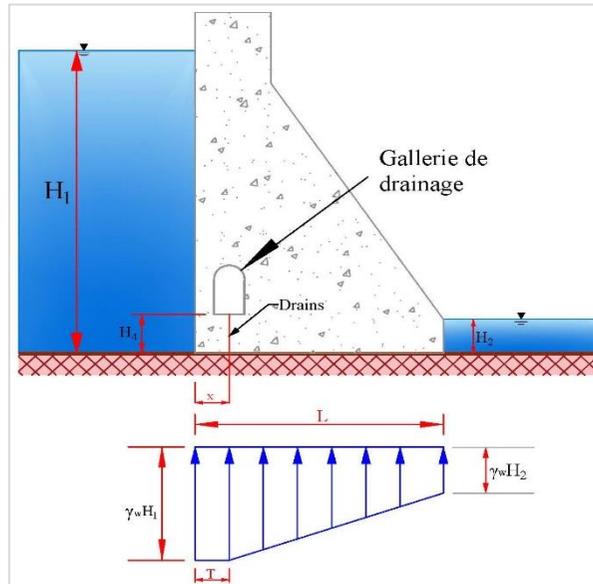
$$H_3 = K(H_1 - H_4) + H_2$$



Quand $H_4 > H_2$:

$$H_3 = K \left[(H_1 - H_2) \frac{L - X}{L - T} + H_2 - H_4 \right] + H_4$$

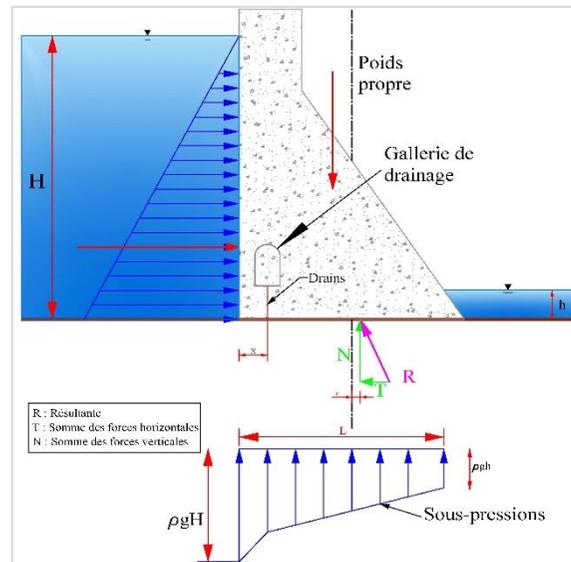
Rideau coulis d'injection



Quand $H_1 < H_2$:

$$H_3 = K \left[(H_1 - H_2) \frac{L - X}{L - T} \right] + H_2$$

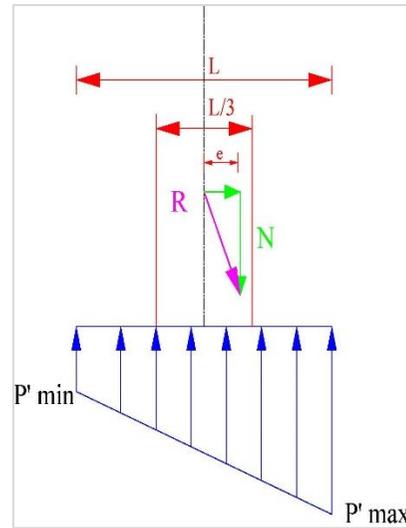
Stabilité contre le renversement



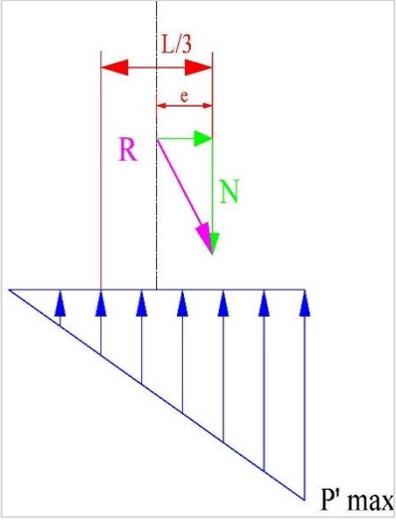
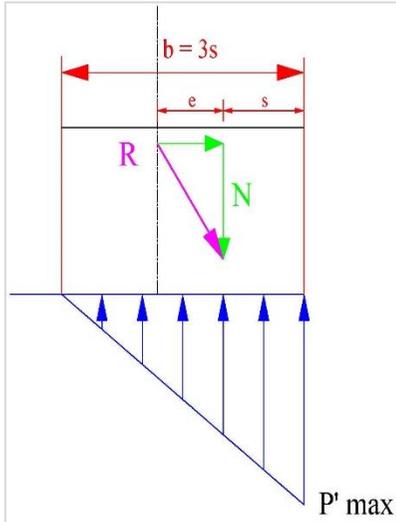
$$F_s = \frac{\sum \text{Moments stabilisateur}}{\sum \text{Moments déstabilisateur}} = \frac{\sum M_s}{\sum M_r}$$

**Relation entre la
superficie de base
en compression et
l'emplacement
résultant**

Conditions de
chargement
habituelles



$$e = \frac{\sum \text{Moments de la ligne médiane à la base}}{N}$$

	<p>Conditions de chargement exceptionnelles</p>	 <p>Diagram illustrating a beam under a triangular load. The load is zero at the left end and increases linearly to $P' \max$ at the right end. A vertical force R is applied at a distance $L/3$ from the right end. A moment N is applied at a distance e from the right end.</p>	
	<p>Les conditions de charge extrêmes</p>	 <p>Diagram illustrating a beam under a triangular load. The load is zero at the left end and increases linearly to $P' \max$ at the right end. A vertical force R is applied at a distance $b = 3s$ from the right end. A moment N is applied at a distance e from the right end.</p>	

Les étapes de calcul par la méthode des éléments finis

A- Première étape : Discrétisation de la zone considérée :

Au moyen de la première étape, nous pouvons effectuer une division de la géométrie en un certain nombre de petits éléments, qui sont appelés éléments finis et qui sont interconnectés en des points nodaux. Les joints entre tous les éléments sont appelés surfaces nodales ou lignes nodales. Selon le type de problème à résoudre, on calcule paramètres inconnus, tels que les déplacements aux points nodaux, les déformations, contraintes etc.

Le type des éléments est choisi d'après les dimensions des analyses, dans le cas d'une analyse unidimensionnelle, un élément linéaire ou linéaire courbe est utilisé, tandis que dans le cas bidimensionnel, des éléments triangulaires et quadrilatéraux sont le plus souvent utilisés. Dans le cas de problèmes tridimensionnels, le tétraèdre et l'hexaèdre sont le plus souvent utilisés.

Le nombre et la taille des éléments dépendent du type d'élément utilisé, du type de problème, ainsi que de la géométrie du solide examiné.

B- Deuxième étape : Choix de la fonction d'approximation :

Dans cette étape, nous supposons la forme de résolution des quantités inconnues dans l'élément, qui est le plus souvent un polynôme de degré différent. Si u désigne les quantités inconnues, alors la fonction d'interpolation dans le type de polynôme peut être exprimée de la manière suivante (Tanchev, 2014) :

$$u = N_1 u_1 + N_2 u_2 + N_3 u_3 + \dots + N_T u_T \quad (\text{I.15})$$

Où

- $u_1, u_2, u_3, \dots, u_T$: valeurs de grandeurs inconnues aux points nodaux, par exemple, déplacements ;
- $N_1, N_2, N_3, \dots, N_T$: fonctions d'interpolation.

Dans la formulation du problème, le concept d'éléments iso-paramétriques est souvent utilisé, ce qui implique également d'exprimer à la fois le déplacement et le changement de géométrie de l'élément au moyen de la même fonction d'interpolation N_i . Sous forme matricielle, les déplacements en un point de l'élément peuvent être exprimés comme suit :

$$\{u\} = [N]\{q\} \quad (\text{I.16})$$

Où

- $[N]$: matrice des fonctions d'interpolation ;
- $\{q\}$: vecteur de forces.

En appliquant le concept iso-paramétriques, les coordonnées d'un point de l'élément peuvent être exprimées par la même fonction :

$$\{x\} = [N]\{x_n\} \quad (\text{I.17})$$

$\{x_n\}$ contient les coordonnées des points nodaux.

C- Troisième étape : Définir la loi de comportement parmi les inconnues

Cette étape définit la loi selon laquelle les paramètres inconnus dépendent les uns des autres. Par exemple, s'il s'agit de déformations et contraintes, leur relation peut être exprimée sous forme de matrice comme suit :

$$\{\sigma\} = [C]\{\varepsilon\} \quad (\text{I.18})$$

Où [C] est une matrice avec laquelle on définit les propriétés du matériau dans l'élément.

Dans le cas d'une analyse bidimensionnelle dans le plan x-y, on suppose que la composante des déplacements dans la direction de l'axe z est négligeable en raison de l'épaisseur considérable de la structure. Un tel traitement du problème s'appelle un état plan des déformations, auquel cas il est :

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon_z \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{array} \right\} \quad (\text{I.19})$$

Les matériaux isotropes sont caractérisés par des propriétés indépendantes des coordonnées du système choisi dans l'espace. Le tenseur de déformation est un tenseur symétrique. Étant donné que la trace de tout tenseur est indépendante de tout système de coordonnées, la décomposition la plus complète consiste à le représenter comme la somme d'un tenseur constant et d'un tenseur symétrique sans trace :

$$\varepsilon = \left(\frac{1}{3} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \right) + \left(\varepsilon_{ij} - \frac{1}{3} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \right) \quad (\text{I.20})$$

Où δ_{ij} est Kronecker delta. En notation direct :

$$\begin{cases} \varepsilon = vol(\varepsilon) + dev(\varepsilon) \\ vol(\varepsilon) = \frac{1}{3} tr(\varepsilon) I \\ dev(\varepsilon) = \varepsilon - vol(\varepsilon) \end{cases} \quad (I.21)$$

Avec \mathbf{I} est le tenseur d'identité second ordre.

Le premier terme de l'équation 1.21 est le tenseur constant, également appelé tenseur de déformation volumétrique, et le second terme est le tenseur symétrique sans trace, également appelé tenseur de déformation déviatorique ou tenseur de cisaillement (Symon, 1971).

La forme la plus générale de la loi de Hooke pour les matériaux isotropes peut s'écrire comme une combinaison linéaire de ces deux tenseurs :

$$\sigma = 3K vol(\varepsilon) + 2G dev(\varepsilon) \quad (I.22)$$

Avec \mathbf{K} module de compressibilité (*Bulk Modulus*) et \mathbf{G} est le module de cisaillement (*Shear Modulus*).

La forme courante de la loi de Hooke pour les matériaux isotropes (Simo et Hughes, 1998) :

$$\begin{cases} \sigma = \lambda tr(\varepsilon) I + 2\mu \varepsilon = c : \varepsilon \\ \lambda = K - \frac{2}{3} G \\ \mu = G \end{cases} \quad (I.23)$$

λ et μ sont les constantes de Lamé.

$$\begin{cases} \lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \mu = \frac{E}{2(1+\nu)} & \text{Déformation plane} \\ \lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-\nu)}, \mu = \frac{E}{3(1+\nu)(1-\nu)} & \text{Contrainte plane} \end{cases} \quad (I.24)$$

Avec \mathbf{E} et ν sont modules de Young (module d'élasticité) et coefficient de poisson respectivement.

On écrit donc :

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (I.25)$$

La relation inverse en termes de coefficient de Poisson et module de Young, la loi de Hooke pour les matériaux isotropes peut s'écrire comme suit (Kachanov, 1986; Milton, 2002; Murakami, 2012):

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{E} \left(\sigma_{ij} - \nu (\sigma_{kk} \delta_{ij} - \sigma_{ij}) \right) \quad (\text{I.26})$$

$$\varepsilon = \frac{1}{E} \left(\sigma - \nu (\text{tr}(\sigma) I - \sigma) \right) \quad (\text{I.27})$$

La forme développée est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{11} = \frac{1}{E} (\sigma_{11} - \nu (\sigma_{22} + \sigma_{33})) \\ \varepsilon_{22} = \frac{1}{E} (\sigma_{22} - \nu (\sigma_{11} + \sigma_{33})) \\ \varepsilon_{33} = \frac{1}{E} (\sigma_{33} - \nu (\sigma_{11} + \sigma_{22})) \\ \varepsilon_{12} = \frac{1}{2G} (\sigma_{12}) \\ \varepsilon_{13} = \frac{1}{2G} (\sigma_{13}) \\ \varepsilon_{23} = \frac{1}{2G} (\sigma_{23}) \end{array} \right. \quad (\text{I.28})$$

Sous forme matricielle, la loi de Hooke peut s'écrire :

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{12} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (\text{I.29})$$

Dans la condition déformation plane, $\varepsilon_{31} = \varepsilon_{13} = \varepsilon_{23} = \varepsilon_{32} = \varepsilon_{33} = 0$, la loi de Hooke s'écrit sous la forme (Perez, 2017):

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ 2\varepsilon_{12} \end{bmatrix} \quad (\text{I.30})$$

D'autres part, dans la condition contrainte plane, $\sigma_{31} = \sigma_{13} = \sigma_{23} = \sigma_{32} = \sigma_{33} = 0$, la loi de Hooke s'écrit sous la forme (Perez, 2017):

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ 2\varepsilon_{12} \end{bmatrix} \quad (\text{I.31})$$

D- Quatrième étape : Dérivation d'équations décrivant le comportement de l'élément.

L'application de l'une des méthodes de dérivation conduit à des équations décrivant le comportement de l'élément, qui, sous une forme générale, peuvent être présentées comme suit :

$$[k]\{q\} = \{Q\} \quad (\text{I.32})$$

Où

- $[k]$: matrice de rigidité où les propriétés des éléments sont décrits propriétés des éléments;
- $\{q\}$: vecteur d'inconnues aux nœuds élémentaires, par exemple, de déplacements ;
- $\{Q\}$: vecteur d'efforts aux nœuds.

Dans l'analyse par éléments finis, trois méthodes pour la résolution d'un problème mécanique, déplacement, contrainte ou mixte.

Dans la première méthode, le déplacement dans un élément est supposé être une quantité inconnue et les équations décrivant le comportement de l'élément sont dérivées par la procédure variationnelle basée sur le principe de l'énergie potentielle minimale ; tandis que dans la méthode des contraintes, elles sont des inconnues primaires et, dans ce cas, on utilise le principe de l'énergie complémentaire minimale. Dans le cas de la méthode mixte, les contraintes et les déplacements sont considérés comme des quantités inconnues, tandis que des principes variationnels spéciaux sont utilisés pour la dérivation des équations de l'élément (Tanchev, 2014).

Dans l'analyse des barrages dans lesquels les déformations sont d'une importance primordiale, la méthode des déplacements est toujours utilisée.

E- Cinquième étape : Ajout des équations des éléments afin d'obtenir des équations générales.

Afin d'obtenir des équations qui définiront le comportement de l'ensemble du corps constitué d'éléments finis, il est nécessaire d'additionner les équations matricielles de tous les

éléments. Cette addition, généralement appelée méthode de rigidité directe, est effectuée de manière à satisfaire la condition physique de base - que la structure reste continue, c'est-à-dire à satisfaire la condition de compatibilité des déplacements dans les nœuds appartenant à deux ou plusieurs éléments. À la suite de cette procédure, on peut obtenir une expression de la rigidité de l'ensemble du corps discrétisé sous la forme suivante :

$$[K]\{r\} = \{R\} \quad (\text{I.33})$$

Où

- [K] : matrice de rigidité totale ;
- {r} : vecteur total des déplacements aux nœuds ;
- {R} : vecteur total des forces aux nœuds.

Le plus souvent, les équations de rigidité des éléments sont formées par rapport au repère local, de sorte qu'il est nécessaire de les transformer dans le repère général, avant leur addition et formation de l'expression (I.33). De plus, dans cette étape, il est nécessaire de prescrire et d'introduire des conditions aux limites.

F- Sixième étape : Calcul des inconnues primaires et secondaires.

Dans cette étape, nous effectuons dans un premier temps des calculs pour les inconnues primaires ; par exemple, le déplacement, en résolvant des équations algébriques simultanées linéaires ou non linéaires données avec l'expression (I.33).

Pour une solution, la méthode gaussienne d'élimination est utilisée ou diverses méthodes d'itération.

Enfin, à travers les quantités primaires, on peut effectuer des calculs pour les quantités secondaires, avec l'application de la relation telle que définie à la deuxième étape.

Champs de contrainte et de déplacement en pointe de fissure pour les matériaux isotropes élastiques linéaires

Mode I

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \begin{pmatrix} -\cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[1 - \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \sin\left(\frac{3\theta}{2}\right) \right] \\ \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[1 + \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \sin\left(\frac{3\theta}{2}\right) \right] \\ \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \cos\left(\frac{3\theta}{2}\right) \end{pmatrix} \quad (\text{I.34})$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_{rr} \\ \sigma_{\theta\theta} \\ \sigma_{r\theta} \end{pmatrix} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \begin{pmatrix} \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[1 + \sin^2\left(\frac{\theta}{2}\right) \right] \\ \cos^3\left(\frac{\theta}{2}\right) \\ \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \cos^2\left(\frac{\theta}{2}\right) \end{pmatrix} \quad (\text{I.35})$$

$$\begin{aligned} \sigma_{zz} &= \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) = \nu(\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta}) \quad (\text{Déformation plane}) \\ &= 0 \quad (\text{Contrainte plane}) \end{aligned} \quad (\text{I.36})$$

$$\sigma_{xz} = \sigma_{yz} = 0 = \sigma_{rz} = \sigma_{\theta z}$$

$$\begin{pmatrix} u_x \\ u_y \end{pmatrix} = \frac{K_I}{2E} \left(\frac{r}{2\pi} \right)^{\frac{1}{2}} \begin{pmatrix} (1+\nu) \left[(2k-1) \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) - \cos\left[\frac{3\theta}{2}\right] \right] \\ (1+\nu) \left[(2k-1) \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) - \sin\left[\frac{3\theta}{2}\right] \right] \end{pmatrix} \quad (\text{I.37})$$

$$\begin{pmatrix} u_r \\ u_\theta \end{pmatrix} = \frac{K_I}{2E} \left(\frac{r}{2\pi} \right)^{\frac{1}{2}} \begin{pmatrix} (1+\nu) \left[(2k-1) \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) - \cos\left[\frac{3\theta}{2}\right] \right] \\ -(1+\nu) \left[(2k-1) \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) + \sin\left[\frac{3\theta}{2}\right] \right] \end{pmatrix} \quad (\text{I.38})$$

Avec ν coefficient de poisson, E module de Young, r distance en avant du fond de fissure ou la taille de la zone plastique, et $k = (3-4\nu)$ dans le cas de déformation plane et

$k = \frac{3-\nu}{1+\nu}$ dans le cas de contrainte plane.

Mode II

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} = \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \begin{pmatrix} -\sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[2 + \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \cos\left(\frac{3\theta}{2}\right) \right] \\ \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \cos\left(\frac{3\theta}{2}\right) \\ \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[1 - \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \sin\left(\frac{3\theta}{2}\right) \right] \end{pmatrix} \quad (\text{I.39})$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_{rr} \\ \sigma_{\theta\theta} \\ \sigma_{r\theta} \end{pmatrix} = \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \begin{pmatrix} \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[1 - 3\sin^2\left(\frac{\theta}{2}\right) \right] \\ -3\sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \cos^2\left(\frac{\theta}{2}\right) \\ \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[1 - 3\sin^2\left(\frac{\theta}{2}\right) \right] \end{pmatrix} \quad (\text{I.40})$$

$$\begin{aligned}
\sigma_{zz} &= \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) \quad (\text{Déformation plane}) \\
&= 0 \quad (\text{Contrainte plane}) \\
\sigma_{xz} &= \sigma_{yz} = 0
\end{aligned} \tag{I.41}$$

$$\begin{pmatrix} u_x \\ u_y \end{pmatrix} = \frac{K_{II}}{2E} \left(\frac{r}{2\pi} \right)^{\frac{1}{2}} \begin{pmatrix} (1+\nu) \left[(2k+3) \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) - \sin\left[\frac{3\theta}{2}\right] \right] \\ -(1+\nu) \left[(2k+3) \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) + \cos\left[\frac{3\theta}{2}\right] \right] \end{pmatrix} \tag{I.42}$$

$$\begin{pmatrix} u_r \\ u_\theta \end{pmatrix} = \frac{K_{II}}{2E} \left(\frac{r}{2\pi} \right)^{\frac{1}{2}} \begin{pmatrix} (1+\nu) \left[-(2k-1) \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) + 3 \sin\left[\frac{3\theta}{2}\right] \right] \\ (1+\nu) \left[-(2k+1) \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) + 3 \cos\left[\frac{3\theta}{2}\right] \right] \end{pmatrix} \tag{I.43}$$

Mode III

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{pmatrix} = \frac{K_{III}}{\sqrt{2\pi r}} \begin{pmatrix} -\sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \\ \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \end{pmatrix} \tag{I.44}$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_{rz} \\ \sigma_{\theta z} \end{pmatrix} = \frac{K_{III}}{\sqrt{2\pi r}} \begin{pmatrix} \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \\ \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \end{pmatrix} \tag{I.45}$$

$$\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = \sigma_{xy} = 0 \tag{I.46}$$

$$u_z = \frac{4K_{III}}{E} \left(\frac{r}{2\pi} \right)^{\frac{1}{2}} \left((1+\nu) \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \right) \tag{I.47}$$

$$u_x = u_y = 0 \tag{I.48}$$

Facteurs d'intensité de stress

Si la croissance des fissures se produit le long du plan de fissure perpendiculaire à la direction du mode de chargement externe appliqué, les facteurs d'intensité de contraintes élastiques (K_I , K_{II} et K_{III}) sont définis conformément à la méthode d'essai standard E399 de l'*American Society for Testing Materials* (ASTM). Ainsi, (Perez, 2017) :

$$\begin{aligned}
K_I &= \lim_{r \rightarrow 0} (\sigma_{yy} \sqrt{2\pi r}) f_I(\theta) = \sigma_y \sqrt{2\pi r} @ \sigma_y = \sigma_y(r, \theta = 0) \\
K_{II} &= \lim_{r \rightarrow 0} (\tau_{xy} \sqrt{2\pi r}) f_{II}(\theta) = \tau_{xy} \sqrt{2\pi r} @ \tau_{xy} = \tau_{xy}(r, \theta = 0) \\
K_{III} &= \lim_{r \rightarrow 0} (\tau_{yz} \sqrt{2\pi r}) f_{III}(\theta) = \tau_{yz} \sqrt{2\pi r} @ \tau_{yz} = \tau_{yz}(r, \theta = 0)
\end{aligned}
\tag{I.49}$$

Où $f_I(\theta)$, $f_{II}(\theta)$ et $f_{III}(\theta)$ sont des fonctions trigonométriques à dériver analytiquement, r est la taille de la zone plastique et K_I est le facteur d'intensité de contrainte développé par Irwin (Irwin, 1958).

Le paramètre K_i peut être utilisé pour déterminer la contrainte de rupture statique ou dynamique. Pour les matériaux élastiques, le taux de libération d'énergie de déformation G_i , appelé force motrice de la fissure, est lié au facteur d'intensité de contrainte et au module d'élasticité. Ainsi, G_i dépend aussi de plusieurs variables comme K_i .

La relation entre ces deux paramètres de la mécanique de la rupture est (Perez, 2017) :

$$G_i = \frac{K_i^2}{E'} \tag{I.50}$$

Avec :

- $E' = E$ pour le cas de déformation plane (MPa) ;
- $E' = \frac{E}{(1-\nu^2)}$ pour le cas de contrainte plane (MPa).

Les trajectoires de fissures sont invariablement gouvernées par deux critères distincts : celui du trajet de la force mécanique maximale d'enfoncement des fissures et celui de la résistance microstructurale la plus faible (Ritchie *et al.*, 1993).