

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -

Faculté de TECHNOLOGIE



THÈSE

Présentée pour l'obtention du **grade de DOCTORAT 3^{ème} Cycle**

En : Génie Civil

Spécialité : Génie Parasismique

Par : Mohammed Ibrahim BESSAID

Sujet

Contribution à l'étude du comportement sismique des barrages en béton

Soutenue publiquement, le 04/07/2022, devant le jury composé de :

BOUMECHRA Nadir	Professeur	UABB. Tlemcen	Président
TAHAR-BERRABAH Amina	MCA	U Ain Temouchent	Examinatrice
BENMANSOUR Nassima	MCA	UABB. Tlemcen	Examinatrice
MATALLAH Mohammed	Professeur	UABB. Tlemcen	Directeur de thèse
ROUISSAT Boucherit	MCA	UABB. Tlemcen	Co-Directeur de thèse

REMERCIEMENTS

Je souhaite remercier chaleureusement mon directeur de thèse, Monsieur Mohammed Matallah, Professeur à l'université de Tlemcen, pour sa disponibilité, ses conseils et directives précieux, ses grandes compétences, ses exigences et motivations qui ont constitué une assistance précieuse tout au long de ce travail. J'espère qu'il trouvera en ces lignes l'expression de ma reconnaissance et mon profond respect.

Je remercie vivement Monsieur Boucherit Rouissat, mon co-directeur, pour ses orientations, ses motivations. Merci de m'avoir guidé durant ces dernières années.

J'exprime ma gratitude à Monsieur Nadir Boumechra, professeur à l'université de Tlemcen, pour l'honneur qu'il me fait en présidant mon jury de thèse. Mes remerciements vont également aux examinatrices, Madame Amina Tahar Berrabah, MCA à l'Université de Ain Témouchent et Madame Nassima Benmansour, Maîtres de conférences à l'université de Tlemcen, qui ont accepté d'examiner ce travail. Leurs critiques pertinentes vont contribuer, certainement, à l'amélioration du manuscrit.

Je dédie ce travail à toute ma famille, notamment mes chers parents qui m'ont toujours encouragé et soutenu durant les moments difficiles. Je remercie particulièrement mon frère abdelhamid pour son assistance et ses encouragements. Je remercie mes enfants qui ne m'ont jamais laissé travailler chez moi.

Enfin, un grand merci à l'équipe du laboratoire RisAM et à tous les amis.

RÉSUMÉ

La modélisation des ouvrages de génie civil sous chargement complexes ne se réduit pas à la maîtrise des aspects structuraux et de ceux liés aux matériaux de construction. Il faut traiter l'ouvrage dans son environnement. Cette thèse est une contribution à la modélisation des barrages en béton avec prise en compte des multiples interactions avec le milieu environnant.

Les limites d'applications des approches simplifiées pour la prise en compte des interactions (sol-structures & fluide-structure) sont illustrées à travers une étude de l'influence de la variation du module de déformation du rocher sur la réponse sismique des barrages-poids et voûtes. En effet, à l'état limite ultime, les interactions hydromécaniques non linéaires jouent un rôle fondamental dans l'étude de stabilité sismique et ne peuvent être prises en compte via des approches conventionnelles.

Un modèle poromécanique non linéaire est ensuite proposé pour la prise en compte du phénomène interaction eau-fissure sous chargement sismique avec prise en compte des aspects unilatéraux (ouverture-refermeture de fissures). Le modèle est développé dans le cadre de la poromécanique non linéaire pour tenir compte de la nature poreuse du milieu. Un couplage hydrique mécanique est proposé. Le modèle est développé dans le cadre d'une anisotropie tridimensionnelle pour prendre en compte la nature complexe des milieux étudiés.

La capacité prédictive du modèle a été démontrée sur des tests élémentaires et à travers des études de stabilité sismique avec prise en compte de toutes les interactions.

***Mots clés :** Barrages, interaction fluide-sol-structure, couplage hydromécanique, fracturation hydraulique, stabilité sismique.*

ABSTRACT

Modeling of civil engineering structures under complex loading cannot be reduced to the control of structural aspects and those related to construction materials. The interactions with the surrounding environment should be taken into account. The present thesis is a contribution to the numerical modelling of concrete dams taking into account multiple interactions with the environment.

The limits of simplified approaches for taking into account soil-structures & fluid-structure interactions are illustrated through a study of the influence of the modulus of deformation of the rock on the seismic response of gravity dams and vaults. Indeed, at the ultimate limit state, nonlinear hydromechanical interactions play a fundamental role in the stability study and cannot be taken into account via conventional approaches.

A nonlinear poromechanical model is then proposed to take into account the water-crack interaction phenomenon under seismic loading with consideration of unilateral aspects (crack opening-reclosing effects). The model is developed within the framework of nonlinear poromechanics. A strong hydro-mechanical coupling is proposed. A three-dimensional anisotropic description is considered.

The predictive capacity of the model has been demonstrated on elementary tests and through seismic stability studies taking into account soil-water-structure interactions.

Keywords: *Concrete dams, fluid-soil-structure interaction, hydro-mechanical coupling, hydraulic fracturing, seismic stability.*

ملخص

لا يمكن اختزال نمذجة هياكل الهندسة المدنية الخاضعة لتحميل معقد إلى التحكم في الجوانب الهيكلية وتلك المتعلقة بمواد البناء. يجب معالجة المنشأة في بيئتها.

هذه الأطروحة هي مساهمة في نمذجة السدود الخرسانية مع مراعاة التفاعلات المتعددة مع بيئتها المحيطة. تم توضيح حدود تطبيق المناهج المبسطة لمراعاة التفاعلات (التربة مع الهياكل وكذا السوائل مع الهياكل) من خلال دراسة تأثير تغيير معامل تشوه الصخور على الاستجابة الزلزالية للسدود الخرسانية الثقيلة وتلك المقوسة. في الواقع، في حالة الحد النهائي، تلعب التفاعلات الهيدروميكانيكية غير الخطية دورًا أساسيًا في دراسة الاستقرار، ولا يمكن أخذها بعين الاعتبار من خلال الأساليب التقليدية. من أجل ذلك، تم اقتراح نموذج ميكانيكي مسامي غير خطي لمراعاة ظاهرة تفاعل التشققات مع الماء في ظل التحميل الزلزالي، وذلك مع مراعاة التأثير أحادي الجانب (فتح وإعادة انغلاق التشققات).

تم تطوير النموذج في إطار ميكانيكي-مسامي غير خطي يقصد مراعاة الطبيعة المسامية للوسط. كما تم اقتراح اقتران ميكانيكي مائي قوي مع تطوير النموذج في إطار تباين ثلاثي الأبعاد لمراعاة طبيعة الوسائط المدروسة. تم إثبات القدرة التنبؤية للنموذج من خلال الاختبارات الأساسية على العناصر الأحادية، وكذا من خلال دراسات الاستقرار الزلزالي مع مراعاة جميع التفاعلات.

الكلمات المفتاحية: السدود، تفاعل بنية التربة السائلة، اقتران هيدروميكانيكي، التكسير الهيدروليكي، الاستقرار الزلزالي.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....	ii
RÉSUMÉ.....	iii
ABSTRACT.....	iv
ملخص.....	v
TABLE DES MATIÈRES	vi
NOTATIONS UTILISÉES	ix
LISTE DES TABLEAUX.....	xv
LISTE DES FIGURES	xvi
Introduction générale	1
CHAPITRE 1 : Étude et analyse bibliographique	4
1.1 Introduction	7
1.2 Interaction sol-structure.....	8
1.2.1 Modélisation à l'aide de l'impédance de fondation.....	8
1.2.2 Méthodes globales ou directes.....	10
1.2.3 Méthodes de sous structuration	12
1.2.4 Méthodes hybrides.....	14
1.3 Interaction fluide structure	16
1.3.1 Introduction	16
1.3.2 Solutions analytiques de la pression hydrodynamique dans les réservoirs de barrages.....	17
1.3.3 Méthode eulérienne	24
1.3.4 Méthode Lagrangienne	27
1.3.5 Méthodes ALE.....	28
1.3.6 Remarque.....	29
1.4 Comportement non linéaire du béton : endommagement & fissuration.....	30
1.4.1 Modèle 'OUF' (Matallah [54]).....	31

1.4.2	Le caractère unilatéral (ouverture-refermeture de fissure).....	32
1.5	Perméabilité du béton et couplage avec la fissuration.....	33
1.5.1	Perméabilité de béton	33
1.5.2	Mesures de la perméabilité.....	35
1.5.3	Couplage Perméabilité-Fissuration.....	38
1.5.4	Couplage Perméabilité-Fissuration dans le cadre de la mécanique des milieux poreux.....	42
1.6	Conclusion.....	48
CHAPITRE 2 : Analyse simplifiée de l'interaction fluide-sol-structure dans les barrages en béton.....		48
2.1	Introduction	49
2.2	Critères fondamentaux de conception des barrages en béton.....	50
2.2.1	Barrages poids	50
2.2.2	Barrages voûtes.....	54
2.2.3	Aspects dynamiques	57
2.3	Effet de la géologie du site sur le comportement sismique des barrages en béton avec prise en compte de l'IFSS	58
2.3.1	Outils et méthodologie.....	59
2.3.2	Prise en compte de la géologie et éléments de modélisation	60
2.4	Résultats et Discussions	62
2.4.1	Résultats de l'analyse numérique	66
2.4.2	Déplacement de la crête.....	66
2.4.3	Endommagement et fissuration	69
2.5	Conclusions	73
CHAPITRE 3 : Interaction fluide-structure & fracturation hydraulique.....		74
3.1	Approches classiques de la modélisation de l'IFS : Limitations et défis scientifiques.....	75

3.1.1	Interaction Eau-Fissures : Approche expérimentale et modèles théoriques	77
3.2	Développement d'un modèle pour l'interaction eau-fissures.....	82
3.2.1	Cadre théorique de l'approche proposée	82
3.2.2	Comportement de la phase solide.....	83
3.2.3	Comportement de la phase fluide	85
3.2.4	Implémentation numérique dans Cast3M.....	90
3.3	Mise en œuvre et validation du modèle.....	93
3.3.1	Essai numérique élémentaire	93
3.3.2	Wedge Splitting Test	97
3.3.3	Essai Brésilien pour l'étude de l'interaction Eau-Fissure	100
3.4	Conclusion.....	104
	CHAPITRE 4 : Calcul sismique des barrages poids en béton avec prise en compte des interactions.....	105
4.1	Introduction	106
4.2	Modélisation numérique d'un barrage-poids sous fracturation hydraulique.....	106
4.3	Influence du couplage fracturation hydraulique et ISS sur le comportement sismique des barrages-poids en béton	112
4.3.1	Description du système étudié.....	112
4.3.2	Discussion des résultats	118
4.4	Conclusion.....	120
	Conclusions générales	121
	Références bibliographiques.....	124

NOTATIONS UTILISÉES

K	L'impédance dynamique qui modélise l'interaction sol structure
ω	Pulsation
K_s	Rigidité statique
$\bar{K}(\omega)$	Rigidité dynamique
$C(\omega)$	Amortissement
V_s	Vitesse de propagation de l'onde de cisaillement
G	Module de cisaillement transversal
$k(\omega)$	Coefficient de rigidité
$C(\omega)$	Coefficient d'amortissement
$q_x(t)$	Le déplacement du corps rigide induit par la fondation
$\theta_x(t)$	La rotation du corps rigide induite par la fondation
$q_s(t)$	La coordonnée qui représente la déformation du barrage
$\Psi_{1s}(y)$	La forme du mode standard de Chopra
$\underline{\mathbf{U}}$	Le vecteur des déplacements relatifs
$\underline{\mathbf{I}}$	Un vecteur unité
$\underline{\mathbf{M}}$	La matrice de masse
$\underline{\mathbf{K}}$	La matrice de raideur
$\underline{\mathbf{C}}$	La matrice d'amortissement
b	Indice qui indique les nœuds de la structure
f	Indice qui désigne les nœuds de la fondation
Q_f	Les réactions à l'interface sol structure
Q_r	Le chargement extérieur
$S_f(\omega)$	La matrice d'impédance de la fondation
K_w	La compressibilité
h, h_w, H_w, H	La profondeur de l'eau du réservoir
ρ_w, ρ	La densité de l'eau
c_w	La vitesse de propagation des ondes

C	Le coefficient de pression.
a_e	L'intensité de la composante horizontale du séisme
C_m	Le coefficient de pression maximal
z	La variable de profondeur
F_s^n	Le déplacement du maillage
p	la pression
$\{V\}$	Le vecteur vitesse
ϕ	Le potentiel vitesse
$\bar{\phi}$	La distribution du potentiel de vitesse
A_e	La surface de l'élément
\bar{q}	Le coefficient d'amortissement
ρ^r	La densité
V^r	La vitesse longitudinale du matériau
C_{11}	Le module de compressibilité de l'eau
ε_v	La déformation volumétrique
$\{U_f\}$	Le vecteur de déplacement nodal
$[K_f]$	La matrice de rigidité du système fluide
$[B_f^e]$	La matrice déplacement-déformation de l'élément
$\{\bar{h}_s\}$	Un vecteur constitue des fonctions d'interpolation de l'élément fluide en surface libre
$\{U_{sf}\}$	Le vecteur de déplacement nodal vertical
$[\bar{H}]$	Une matrice constituée des fonctions d'interpolation de l'élément fluide
$\{\dot{U}_f\}$	Le vecteur de vitesse nodale du fluide
$[M_f]$	La matrice de rigidité du système qui inclue la rigidité de la surface libre
$\{\ddot{U}_f\}$	Le vecteur d'accélération nodale
$\{R_f\}$	Le vecteur de force nodale

q_i	Une coordonnée généralisée
Q_i	La force généralisée
Π_i	L'énergie potentielle
Π_e	L'énergie de déformation
Π_s	L'énergie potentielle due aux ondes de surface
$\{U_n\}$	La composante normale du déplacement de l'interface
λ_s	La longueur d'onde en surface libre
ux	Le déplacement suivant l'axe x
uy	Le déplacement suivant l'axe y
F	Les forces à la structure
H^{S^T}	Les fonctions de formes
f_j^S	Les forces du fluide
OuvFiss	Procédure d'ouverture de fissure
OUF	Ouverture Unitaire des Fissures
<i>CMOD</i>	Le déplacement d'ouverture des lèvres de fissure
D_{ouf}	L'endommagement de l'ouverture des fissures
C_{ijkl}^{endo}	Tenseur d'élasticité endommagé
ε_{kl}^p	Tenseur des déformations plastiques
ε_{kl}^e	Tenseur de déformation élastique
S	Indicateur d'ouverture des fissures
ε_{ouf}	La déformation d'ouverture de fissure
ε_{an}	Les déformations anélastiques
σ_f	La contrainte au point de restauration de la raideur
ρ	La masse volumique
Ψ	Potentiel d'état
D	Variable scalaire d'endommagement
C_{ijkl}	Le tenseur d'élasticité du matériau vierge
ε_{ij}	Le tenseur de déformations totales
p	Variable interne représentant l'état d'écrouissage
$\tilde{\sigma}$	Les contraintes effectives

J_2	Le deuxième invariant du tenseur de contraintes déviatoriques
I_1	Le premier invariant du tenseur de contraintes
R_t	L'écrouissage négatif de traction
R_c	La fonction d'écrouissage de compression
$Knst_t$	La limite d'élasticité en traction
$Knst_c$	La limite d'élasticité en compression
$\alpha_t, \beta_t, \alpha_c, \beta_c$	Des paramètres identifiés expérimentalement
$\dot{\lambda}_t, \dot{\lambda}_c$	Multiplicateurs anélastiques en traction et en compression respectivement
p_e	La pression en entrée du système
p_s	La pression en sortie du système
Q_s	Le débit volumique
k_0	La perméabilité du matériau sain
k_a	La perméabilité apparente
k	La perméabilité intrinsèque
k_U	La perméabilité ultime
p_m	La pression moyenne
β	Le coefficient intrinsèque de Klinkenberg
q_s	Le débit mesuré en sortie
M	La masse moléculaire
R	Une constante moléculaire
\bar{q}	La vitesse moléculaire
α_t, β_t	Des constants
D_i^+	Les variables d'endommagement associées aux déformations d'extension dans la direction i
α, β, γ	des paramètres du matériau ou des coefficients de calage
e	La porosité du milieu
ξ	Un facteur de forme lié à la rugosité de la fissure
L	La distance moyenne entre les fissures
$w, u(x, t), \omega$	L'ouverture des fissures
m_s	La masse de squelettes par unité de volume de milieu poreux
m_f	La masse de fluide par unité de volume de milieu poreux

$\underline{\omega}$	Le flux de la masse fluide
μ	La viscosité dynamique de fluide
∇P	Le gradient de la pression
v	La vitesse d'écoulement unidimensionnel
K_0	Le module de compressibilité apparent
K_s	Le module de compressibilité du squelette solide
$\delta\phi$	La variation de la porosité
ϕ_0	La porosité initiale
b	Le coefficient de Biot
M	Le module de Biot
B, B_{ij}	Le tenseur de Biot
C_0	Le tenseur d'élasticité drainé
ρ_f	La pression interstitielle du fluide
γ	La densité du corps du barrage par rapport à l'eau
F_R	Un facteur de sécurité au renversement
φ	l'angle de frottement interne
F_S	Un facteur de sécurité au soulèvement
F_G	Un facteur de sécurité au glissement
C_w	La vitesse de propagation d'onde de pression dans l'eau
H_s	La hauteur du barrage
E_s	Le module élastique du béton
T_r	La période fondamentale du barrage
α	Le coefficient d'absorption d'ondes
T_f	La période fondamentale du barrage sur une fondation flexible avec réservoir vide
E_f	Le module élastique de la fondation
η_f	L'amortissement hystérétique de la fondation
E_r	Le module de déformation du rocher
δ B.P	Le déplacement maximal de la crête du barrage-poids
δ B.V.S.C	Le déplacement maximal de la crête du barrage voûte à simple courbure

δ B.P.V	Le déplacement maximal de la crête du barrage poids-voûte
δ B.V.D.C	Le déplacement maximal de la crête du barrage voûte à double courbure
$\tilde{\sigma}_{ij}$	Le tenseur des contraintes effectives
ε_{kl}	Le tenseur de déformation
ε_{d0}	Le seuil de déformation
ε^{uco}	Le tenseur de déformation d'ouverture unitaire des fissures (Unitary Crack Opening)
σ_{ij}^{in}	Le tenseur des contraintes inélastiques
n	Le vecteur unitaire normal à la fissure
$\{\ddot{u}\}$	Le vecteur d'accélération relative
$\{\dot{u}\}$	Le vecteur de vitesse
$\{\ddot{u}_g\}$	Le vecteur d'accélération sismique du sol
$\{u\}$	Le vecteur de déplacement
$C_{ijkl}^{endo} \varepsilon_{kl}$	Le tenseur des contraintes dans la partie solide
$\tilde{\varepsilon}_e$	La déformation équivalente
$\langle \tilde{\sigma}_{ij} \rangle^+$	La partie positive du tenseur des contraintes effectives
$\langle \tilde{\sigma}_{ij} \rangle^-$	La partie négative du tenseur des contraintes effectives
A	La surface normale à direction du flux
A_z	L'aire de la section transversale dans la direction Z
A_x	L'aire de la section transversale dans la direction X
A_y	L'aire de la section transversale dans la direction Y
(ξ, η, ζ)	Le système de coordonnées de référence
δ	La variable de déplacement
F_t	Contrainte limite de traction
G_f	Energie de fissuration

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Description et géométrie des profils des barrages étudiés.....	60
Tableau 2-2: Caractéristiques des matériaux pour le système barrage-fondation	61
Tableau 2-3 : Déplacement maximal de la crête en fonction de la variation des modules de déformation.....	67
Tableau 2-4: Cubage de béton utilisé et gagné pour les profils des barrages étudiés..	72
Tableau 3-1 : Paramètres matériau utilisés pour les essais élémentaires.....	94
Tableau 3-2 : Propriétés des matériaux utilisés dans la simulation.	98
Tableau 3-3 : valeurs des paramètres utilisés dans les simulations	101
Tableau 4-1 : Propriétés des matériaux du barrage-poids en béton.	107
Tableau 4-2 : Caractéristiques des matériaux pour le système barrage-rocher	114
Tableau 4-3 : Déplacement maximal de la crête du barrage-poids en fonction de la variation du module de déformation	120

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1: Impédance verticale d'une fondation	8
Figure 1-2: Modèle simplifié d'interaction sol barrage[5]	10
Figure 1-3: Modélisation de l'ISS par la méthode globale[6]	11
Figure 1-4: Modélisation de l'ISS par la méthode de sous structuration[6]	12
Figure 1-5: Décomposition en champ proche et champ lointain pour la définition de la frontière du macro-élément d'ISS[11]	15
Figure 1-6: La distribution de masse ajoutée de Westergaard[33]	18
Figure 1-7: Point d'origine de la masse d'eau résultante[33]	19
Figure 1-8: Configuration du modèle pour mesurer la pression dynamique de l'eau dans un réservoir[35]	20
Figure 1-9: Lignes de courant et coefficient de pression dans le réservoir[35]	21
Figure 1-10: Coefficient de pression maximale et coefficient de pression au fond pour différents angles d'inclinaison du parement amont d'un barrage[35]	21
Figure 1-11: Coefficient de pression pour différents angles d'inclinaison du parement amont d'un barrage [35]	22
Figure 1-12 : Schématisation unidimensionnel des descriptions Lagrangienne, Eulerienne et ALE [50]	29
Figure 1-13: Effet du couplage Endommagement -Déformations anélastiques[56] ...	31
Figure 1-14: Modèle analogique[56]	32
Figure 1-15: Simulation du comportement unilatéral du béton[56]	33
Figure 1-16: Effet des paramètres influençant la perméabilité [60]	34
Figure 1-17 : Détermination de la perméabilité intrinsèque par la méthode de Klinkenberg [62]	36
Figure 1-18: Inverse de la perméabilité apparente en fonction du débit total[67]	38
Figure 1-19 : Rapport des perméabilités sur échantillon sain et endommagé en fonction d'endommagement dynamique[71]	40
Figure 1-20: Concept des plaques parallèles[76]	41
Figure 1-21: Représentation du principe de superposition de deux milieux continus [80]	43
Figure 1-22: Interprétation physique du coefficient N [63]	46

Figure 2-1: Représentation schématique des forces principales agissant sur le barrage-poids (profil en 3D).....	50
Figure 2-2: Relation entre la surface de base comprimée et la résultante(a) dans le tiers central, (b) à la limite aval du tiers central, (c) à la limite aval tolérable en tenant compte de cas du séisme maximum de projet[83]	52
Figure 2-3: Schématisation des efforts utiles pour le calcul de la stabilité au glissement.	53
Figure 2-4 : Schéma des sous-pressions agissantes sur la base du barrage-poids	54
Figure 2-5 : Mode de travail des arcs d'une voûte[82].....	55
Figure 2-6 : Mode de dimensionnement d'un barrage voûte.....	55
Figure 2-7: Géométrie et maillage 2D du barrage de Koyna.....	61
Figure 2-8: la composante horizontale d'enregistrement de Koyna	62
Figure 2-9 : Sollicitations et maillage du système barrage-poids-fondation	63
Figure 2-10 : Déconvolution du mouvement de Koyna.....	64
Figure 2-11 : Sollicitations et maillage des systèmes barrages-voûtes-fondation	65
Figure 2-12: Déplacement de la crête en fonction du temps pour le barrage voûte à simple courbure $E_b = 48$ m	66
Figure 2-13 : Variation du déplacement de la crête en fonction du module de déformation du rocher pour tous les profils analysés.	68
Figure 2-14: Champ d'endommagement pour le barrage-poids et le barrage voûte ...	69
Figure 2-15 : Champ d'ouverture de fissure	71
Figure 2-16: Variation de déplacement de la crête en fonction d'ouverture de fissure au pied du barrage-poids	71
Figure 3-1 : Distribution des contraintes en présence d'une fissure dans un barrage..	78
Figure 3-2 : Étude expérimentale : (a) dimensions d'éprouvette (b) configuration d'essai[99].....	78
Figure 3-3 : Écoulement et pression de l'eau le long d'une nouvelle fissure avec mouvements oscillatoires de la paroi de la fissure.[99].....	79
Figure 3-4 : Barrage poids en béton de 90 m de hauteur pour application[100]	81
Figure 3-5 Superposition de deux milieux continus	83
Figure 3-6: Réponse uniaxiale pour un cycle (traction-compression) pour un béton standard.....	85
Figure 3-7 : Écoulement laminaire en régime permanent dans une discontinuité plane	86

Figure 3-8: Concept de plaques parallèles [76]	86
Figure 3-9: Types d'écoulement laminaire en fonction de la rugosité relative[102]...	87
Figure 3-10 Elément 3D avec a) une fissure b) 3 fissures	90
Figure 3-11: Conditions aux limites	93
Figure 3-12: Champ de pression imposé sur l'élément fini	93
Figure 3-13: Essai de traction uni-axial : évolution de la force en fonction de déplacement imposé.....	94
Figure 3-14 : Ouverture de fissure en fonction de déplacement imposé.	94
Figure 3-15: Perméabilités intrinsèques en fonction déplacement imposé.....	95
Figure 3-16: Perméabilités intrinsèques K_{xx} en fonction d'ouverture de fissure.	95
Figure 3-17 : Réponse du modèle en termes de force-déplacement pour l'essai cyclique uni-axial suivant y.	96
Figure 3-18 : Ouvertures de fissure en fonction du déplacement imposé pour l'essai cyclique uniaxial.	96
Figure 3-19 : Perméabilité intrinsèque en fonction de l'ouverture de fissure pour l'essai cyclique uniaxial.	97
Figure 3-20 : Wedge Splitting Test : dimensions de l'éprouvette et configuration expérimentale[107]	98
Figure 3-21 : Chargement Vs. CMOD pour le taux de chargement lent : comparaison entre résultats numériques et expérimentaux	99
Figure 3-22 : Répartition de la pression : a) Condition aux limites hydriques b) Répartition de la pression à la fin de l'essai.	99
Figure 3-23 : Champ d'endommagement final b) champ d'ouverture de fissure final	100
Figure 3-24 : L'évolution de la position de la pointe de fissure en fonction de CMOD	100
Figure 3-25 : Configuration de l'essai brésilien	101
Figure 3-26 : Champ d'ouverture de fissure	102
Figure 3-27 : Réponse force-déplacement du test hydromécanique : expérimental vs résultats numériques	103
Figure 3-28 : Évolution de la perméabilité normalisée : Expérimental Vs Résultats numériques	104
Figure 4-1 : Maillage en éléments finis, dimensions de l'échantillon et chargement.	107
Figure 4-2 : Le champ de pression dans le barrage	108

Figure 4-3 : Niveau d'eau Vs. déplacement horizontal de la crête du barrage.	108
Figure 4-4 : Champs d'endommagement (a) Simulation non couplée (b) Simulation couplée.....	109
Figure 4-5 : Champs d'ouverture des fissures (a) Simulation non couplée (b) Simulation couplée.....	109
Figure 4-6 : Chemin de fissure et position de la pointe de fissure pour les simulations couplées et non couplées.....	110
Figure 4-7 : Déplacement d'ouverture de fissure Vs. Positions de la pointe de fissure	111
Figure 4-8 : Accélérogramme du séisme de Kobe en 1995	113
Figure 4-9 : Géométrie et maillage 2D du système barrage-fondation.....	113
Figure 4-10 : Comparaison de l'accélération originale de Kobe et celle déconvoluée pour un module de déformation du rocher $E=3$ GPa	115
Figure 4-11 : Comparaison de l'accélération originale de Kobe et celle déconvoluée pour un module de déformation du rocher $E=10$ GPa	115
Figure 4-12 : Comparaison de l'accélération originale de Kobe et celle déconvoluée pour un module de déformation du rocher $E=31$ GPa	116
Figure 4-13 : Signal en déplacement obtenu pour le cas d'un module de déformation du rocher $E=3$ GPa.....	116
Figure 4-14 : Signal en déplacement obtenu pour le cas d'un module de déformation du rocher $E=10$ GPa.....	117
Figure 4-15 : Signal en déplacement obtenu pour le cas d'un module de déformation du rocher $E=31$ GPa.....	117
Figure 4-16 : Déplacement de la crête en fonction du temps pour le barrage-poids en béton avec un module de déformation du rocher égale à 03 GPa.....	118
Figure 4-17 : Déplacement de la crête en fonction du temps pour le barrage-poids en béton avec un module de déformation du rocher égale à 10 GPa.....	119
Figure 4-18 : Déplacement de la crête en fonction du temps pour le barrage-poids en béton avec un module de déformation du rocher égale à 31 GPa.....	119

Introduction générale

Contexte et enjeux socio-économiques

En Algérie, la région nord du pays, située à la frontière entre les plaques africaine et eurasiatique, est caractérisée par une sismicité active. Les études de sismicité historique montrent que les séismes les plus violents se produisent dans la région littorale. Cette partie tellienne du pays offre, grâce à ses conditions naturelles optimales (ressources en eau ...), des sites favorables à l'implantation des barrages. La carte de répartition des barrages en Algérie montre qu'ils se concentrent quasi exclusivement dans la partie nord du pays. L'implantation d'un barrage doit prendre en compte le contexte géologique et géodynamique du site, car les conséquences de la rupture d'un grand barrage peuvent être désastreuses.

Toute politique nationale de gestion de risque sismique doit se baser sur des études préventives. Dans ce contexte, les inquiétudes concernant la sécurité sismique des grands barrages grandissent. Ces inquiétudes sont alimentées par plusieurs facteurs : le développement de l'activité urbaine en aval des grands barrages, probabilité de présence de faille non détectée pendant la conception, etc. D'un point de vue *engineering*, une des raisons principales est liée au fait que de nombreux barrages étaient construits avec des concepts traditionnels ou le risque sismique était partiellement, voir totalement, ignoré.

À l'échelle mondiale, l'expérience du barrage Koyna a été un événement décisif qui a détruit le mythe attribuant aux barrages massifs une immunité contre les dommages causés par les séismes. Soumis à une excitation dynamique considérée comme un séisme déclenché par le remplissage de la retenue, le barrage de Koyna a motivé le développement de l'ingénierie parasismique pour tous les types de barrages.

En Algérie, de grands barrages sont situés sur des sites avec une activité sismique élevée. Le barrage de Tabellout, situé dans la wilaya de Jijel en Algérie, illustre parfaitement cette inquiétude grandissante vis-à-vis de la sécurité sismique. La conception initiale a été faite en supposant que le site est de faible sismicité. Une étude spécifique de l'aléa sismique a été réalisée au démarrage des études d'exécution. Cette étude a démontré qu'il existe une probabilité non négligeable d'une

propagation de rupture sismique à proximité immédiate du site du barrage. Ainsi, la conception du barrage a été revue pour tenir compte des nouvelles données sismiques avec de conséquences non négligeables en termes de cout. Cet exemple illustre la nécessité de réaliser des études de stabilité sismique à la lumière des nouvelles cartes de l'aléa sismique qui ne cessent d'évoluer. Ainsi, la modélisation d'un barrage en béton sous excitation sismique ne se réduit pas à une bonne maîtrise du comportement des matériaux utilisés et du comportement structurel. Il faut tenir compte des interactions du barrage avec son environnement.

Sur le plan du comportement dynamique, la modification des données d'accélération sismiques par la présence des ouvrages doit être considérée (Interaction Sol-Structure). Aussi, l'amplification de la force de réservoir engendrée par le mouvement sismique agissant sur le corps d'un barrage (interaction fluide structure) peut être à l'origine de propagation des fissures sismiques.

Dans le domaine de dimensionnement des barrages-poids, les anciennes études de stabilité ne prenaient pas en considération le rôle de la pression interstitielle et leurs variations sous chargement dynamiques. De ce fait, certains ouvrages se trouvent souvent à leur limite de stabilité, voire même sous-dimensionnés. Il est impératif de prendre en considération deux points essentiels : le rôle de la pression interstitielle et la faiblesse du béton vis-à-vis de la traction et du cisaillement. Ces méthodes s'appuient sur des hypothèses simplificatrices qui ne se placent pas forcément du côté sécuritaire.

La prévision de l'amorçage des fissures à la partie la plus sollicitée d'un barrage-poids pendant son remplissage est un exercice compliqué et délicat. La présence d'une fissure dans le pied amont a un rôle primordial sur la stabilité du barrage puisqu'elle joue le rôle d'un milieu poreux donc plus perméable que la matrice (cette approche est en partie justifiée par le fait que la fissure est complètement remplie d'eau et de débris rocheux). Pour rendre compte de façon cohérente du rôle de la pression interstitielle dans la fissure, le recours à la mécanique du milieu poreux est nécessaire. La nature cyclique du chargement sismique rend plus complexe cette interaction à cause des variations transitoires des pressions et le phénomène d'ouvertures-refermetures de fissures.

C'est dans ce contexte multicritère que ces travaux de recherche ont été menés, par la conjugaison d'autant de phénomènes et d'approches de caractérisation et de

modélisation pour la vérification de la pertinence des choix conceptuels des anciens barrages, d'une part, et l'orientation des projets futurs vers les aspects décrits ci-dessus d'autre part.

Ces travaux de recherche contribueront davantage à la maîtrise de tous les critères sécuritaires aussi bien lors de la conception des barrages que lors de leur exploitation. La caractérisation des fissures lors de l'analyse du comportement du barrage par les résultats de la modélisation et leurs détections pendant l'exploitation de l'ouvrage à travers l'auscultation, permettent simultanément, en outre, de produire des consignes d'exploitation (hauteur critique de remplissage par exemple) afin de garantir leur sécurité.

Défis et verrous scientifiques

Des avancées considérables ont été réalisées ces dernières décennies pour une meilleure maîtrise du comportement sismique des barrages en béton. Des approches, analytiques, empiriques (et semi-empiriques) ont vu le jour permettant de traiter les interactions sol-structure, fluide-structure et sol-fluide-structure.

L'interaction sol-structure ou la modification de la réponse du sol (de la structure) par la présence de la structure (le sol) peut être prise en compte par des approches globales ou de sous-structuration. Des approches hybrides ont également été proposées. La méthode globale, permettant de résoudre directement le système barrage-fondation, paraît la plus adaptée pourvue de disposer de moyens de calcul nécessaires. Cependant, cette méthode exige une connaissance très détaillée des composantes du système. Des lois de comportement riches et assez fines doivent être élaborées pour prendre en compte toutes les non-linéarités (matérielle, contact ...). Une description fine du milieu environnant est également nécessaire. Les fondations des barrages en béton sont des milieux anisotropes, discontinus présentant un profil parfois fissuré et faillé. La combinaison de ces complexités géométriques et matérielles rend les approches classiques de description de l'ISS obsolètes et inadaptées.

Pour l'interaction fluide-structure, des approches Eulériennes, Lagrangiennes et mixtes (Arbitraire Lagrange-Euler (ALE)) ont été proposées. Ces approches sont très bien adaptées au calcul de l'interaction IFS. Cependant, la nature poreuse des barrages en béton et l'existence des défauts et fissures (endogènes ou provoquées ...) font que,

à l'état limite de fissuration, le barrage ne doit plus être considéré comme un solide sain. Ces fissures, existantes ou nouvellement créées sous excitation sismique, se propagent en profondeur modifiant ainsi les propriétés mécaniques (résistance ...) et hydriques (perméabilité ...) du barrage. Ainsi, l'interaction fluide-structure ne se limite pas aux interfaces extérieures, mais doit être prise en compte de façon totalement couplée à l'intérieur du solide en prenant en compte les interactions mutuelles entre les propriétés mécaniques et hydriques. La nature cyclique du chargement sismique rend plus complexe cette interaction à cause des variations transitoires des pressions et le phénomène d'ouvertures-refermetures de fissures. Pour prendre en compte toutes ces interactions, le couplage devrait être écrit dans le cadre d'une approche poromécanique.

Dans le cadre de cette thèse, un modèle poromécanique est proposé pour prendre en compte le phénomène d'interaction fluide-structure. Le caractère anisotrope est considéré pour mieux décrire la nature des milieux solides (barrages et fondations). Les comportements non linéaires sont pris en comptes via des modèles plastiques-endommageable. La fissuration est également décrite par une approche robuste avec prise en comptes du phénomène unilatéral (ouverture-refemertures). L'écriture tensorielle du modèle permet de réaliser des couplages forts dans les milieux complètement anisotropes et fracturés.

Structure et méthodologie :

Le contenu de cette thèse est réparti en quatre chapitres :

Le premier chapitre est une analyse bibliographique. Après un bref aperçu des différentes méthodes de traitement des phénomènes de l'interaction sol-structure et de l'interaction fluide-structure disponibles dans la littérature, un bilan récapitulatif est établi et les limites d'applications des approches existantes sont illustrées en vue de cerner le cadre de l'approche proposée.

Dans le deuxième chapitre, des approches classiques sont utilisées pour modéliser les effets de l'interaction Sol-Structure et Fluide-Structure dans un barrage soumis à une excitation sismique. Ces calculs sont réalisés avec un esprit d'ingénierie pratique. En effet, on s'intéresse à la mise en évidence de l'influence de la variation du module de déformation du rocher sur la réponse sismique des barrages-poids et voûtes en matière de déplacement de la crête, concentration des contraintes, localisation

d'endommagement et l'apparition des fissures, tout en considérant les interactions fluide-sol-structure. Ces approches sont malheureusement incapables de décrire l'interaction fluide-fissure à l'intérieur du barrage.

Pour répondre à cette problématique, le troisième chapitre présente les bases de l'approche poromécanique proposée pour le traitement du phénomène de l'interaction Eau-fissures dans le corps des barrages en béton. Les bases mathématiques sont illustrées. L'implémentation numérique est réalisée dans le cadre de la méthode des éléments finis dans un code de calcul *Open source* (Cast3M). Des simulations numériques (un " Wedge Splitting Test" et un essai brésilien) ont été réalisées pour valider le modèle proposé. La capacité prédictive de l'approche proposée à reproduire l'interaction eau-fissures est démontrée.

Dans le quatrième chapitre, on aborde la validation du modèle sur des barrages-poids en béton. Le modèle développé dans le chapitre précédent est utilisé pour explorer le comportement d'un barrage-poids soumis à une fracturation hydraulique. L'analyse de la rupture des barrages-poids en béton montre que la pression hydraulique dans la fissure joue un rôle clé dans la propagation de la fissure. Enfin, une analyse de stabilité sismique complète est effectuée sur un barrage-poids en béton en prenant en compte toutes les interactions.

Le travail se termine par des conclusions et des perspectives.

CHAPITRE 1 : Étude et analyse bibliographique

1.1 Introduction

La rupture des barrages en béton sous sollicitations sismiques peut avoir des conséquences catastrophiques sur tous les plans (humain, économique, etc.).

Le présent chapitre a pour objectif de fixer le cadre théorique de cette thèse. Il s'agit de rappeler les principaux phénomènes pouvant être impliqués dans l'instabilité sismique d'un barrage. Un barrage est un ouvrage en interaction continu avec le milieu environnant. Ainsi, les phénomènes d'interaction : Sol-Structure, Fluide-structure sont discutés. L'analyse de stabilité d'un barrage en béton ne peut se faire sans une connaissance approfondie du comportement du matériau constituant l'ouvrage. Le béton est un matériau quasi fragile. D'un point de vue numérique, la prise en compte de son comportement sous sollicitations sismiques est très complexe. En plus des phénomènes non linéaires observés (endommagement, fissuration, etc.), la gestion des effets unilatéraux (cycle traction-compression) associés à des phénomènes d'ouverture et de refermeture de fissures demeure un des enjeux majeurs. En effet, ces phénomènes d'ouverture de refermeture de fissure génèrent des phénomènes couplés (hydrique-mécanique ou perméabilité-fissuration) qui nécessitent une analyse très approfondie pour être correctement appréhendés.

Ces phénomènes de couplage vont nous conduire à proposer des outils de modélisation numérique développés dans le cadre de la poromécanique non-linéaire.

1.2 Interaction sol-structure

Sous l'effet d'un chargement dynamique, le sol et la structure vibrent simultanément. Le phénomène de l'interaction sol structure (ISS) est défini par la modification de la réponse du sol (de la structure) par la présence de la structure (le sol) [1]. La réciprocité des actions du sol sur la structure et de celle-ci sur le sol rend difficile la prédiction des mouvements de sol et la quantification des sollicitations qui seront appliquées à la structure [2]. Dans ce qui suit, les différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure sont brièvement présentées.

1.2.1 Modélisation à l'aide de l'impédance de fondation

L'impédance est la notion utilisée pour introduire la liaison qui permet l'interaction entre le sol et la structure. Une fondation soumise à une charge complexe $P = P_0 e^{i\omega t}$ est similaire à un oscillateur à un degré de liberté dont le déplacement complexe est $u(t) = u_0 e^{(i\omega t + \varphi)}$. Ainsi, on a :

$$u(t) = \frac{P}{K} \quad (1-1)$$

est l'impédance dynamique qui modélise l'interaction sol structure définie par le K quotient de la force appliquée à la fondation par le déplacement résultant [3],[4]. On peut présenter l'impédance par un ensemble de ressorts et d'amortisseurs comme schématisée sur la Figure 1-1. Une fondation rigide possédant six degrés de liberté, la matrice d'impédance a pour dimension (6x6) ; si la fondation est de forme quelconque, les différents degrés de liberté sont couplés et la matrice d'impédance est pleine.

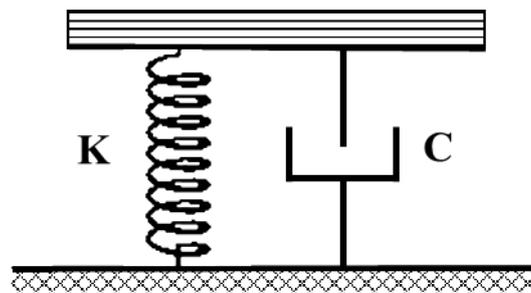


Figure 1-1: Impédance verticale d'une fondation

L'impédance dynamique K s'écrit comme suite :

$$K = \overline{K}(\omega) + i\omega C(\omega) \quad (1-2)$$

Ou bien :

$$K = K_s [k(\omega) + ia_0c(\omega)] \quad (1-3)$$

Avec :

ω : Pulsation

K_s : Rigidité statique

$\overline{K}(\omega) = K_s k(\omega)$: Rigidité dynamique

$C(\omega) = \frac{K_s Bc(\omega)}{V_s}$: Amortissement

V_s : vitesse de propagation de l'onde de cisaillement

$a_0 = \frac{\omega B}{V_s}$ avec $V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$

G : Module de cisaillement transversal

$k(\omega)$: Coefficient de rigidité

$C(\omega)$: Coefficient d'amortissement

Les coefficients a_0 , k et C sont adimensionnels et dépendent de la pulsation ω . On voit clairement que l'impédance est un produit d'un terme qui présente la rigidité statique K_s avec le terme correspondant à la contribution dynamique qui comporte une partie imaginaire due au déphasage du déplacement par rapport à la force appliquée. Ce déphasage est lié à la dissipation de l'énergie du système. Le coefficient C dépend du taux d'amortissement et représente l'amortissement radiatif et matériel. Bien que le milieu sur lequel repose la fondation soit élastique, donc non dissipatif, l'amortissement radiatif est dû à la dissipation d'énergie par les ondes s'éloignant de la fondation. L'amortissement matériel (propre) est négligé par un souci de simplification devant l'amortissement radiatif, ce qui est valable pour un milieu homogène et des sollicitations sismiques d'amplitudes faibles à moyennes [3]. La modélisation par un système de ressorts a été utilisée par (Inaudi et al, [5]) comme approche simplifiée afin d'inclure la flexibilité de la fondation dans le calcul des modes propres d'un barrage-poids en béton. La structure du barrage a été modélisée par des éléments finis et des ressorts équivalents sont placés au centre de gravité de l'interface sol-barrage pour représenter le sol (Figure 1-2)[6].

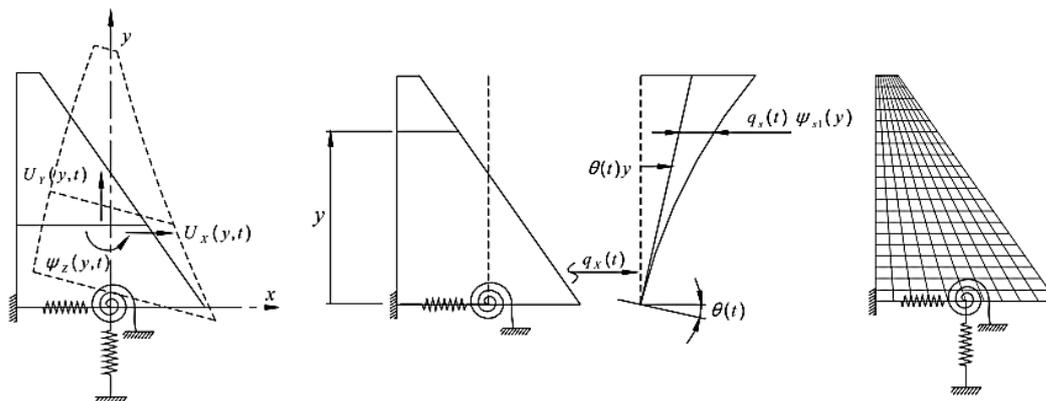


Figure 1-2: Modèle simplifié d'interaction sol barrage[5]

Une procédure de couplage basée sur la définition d'un déplacement horizontal total à trois composantes a été montrée par (Inaudi et al,[5]) :

$$u_x(x, y, t) = q_x(t) + \theta(t)y + q_s(t)\Psi_{1s}(y) \quad (1-4)$$

$q_x(t)$ et $\theta_x(t)$ sont le déplacement et la rotation du corps rigide induits par la fondation, $q_s(t)$ est la coordonnée qui représente la déformation du barrage, $\Psi_{1s}(y)$ est la forme du mode standard de Chopra utilisée dans la méthode simplifiée.

Cette procédure simplifiée a été recommandée par les auteurs comme une première évaluation de la répartition des forces sismiques sur le barrage notamment pour les basses fréquences. Dans le contexte industriel, on notera que la matrice d'impédance est bien adaptée pour tenir compte de l'interaction sol structure à cause de la possibilité de découplage entre la représentation du sol et celle de la structure[6].

1.2.2 Méthodes globales ou directes

La méthode globale traite le problème d'interaction sol structure en une seule étape par résolution de l'équation dynamique :

$$\underline{\mathbf{M}}\ddot{\underline{\mathbf{U}}} + \underline{\mathbf{C}}\dot{\underline{\mathbf{U}}} + \underline{\mathbf{K}}\underline{\mathbf{U}} = \underline{\mathbf{M}}\underline{\mathbf{I}}\ddot{\underline{\mathbf{U}}}\mathbf{g} \quad (1-5)$$

$\underline{\mathbf{U}}$: représente le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise

$\underline{\mathbf{I}}$: un vecteur unité, donnant la direction de la sollicitation $\ddot{\underline{\mathbf{U}}}\mathbf{g}$

$\underline{\mathbf{M}}, \underline{\mathbf{K}}, \underline{\mathbf{C}}$: les matrices de masse, de raideur et d'amortissement du système

Généralement la technique de résolution est basée sur la méthode des éléments finis qui présente la plus grande flexibilité et permet en outre la prise en compte des phénomènes non linéaires, tel le comportement anélastique des matériaux (sol, ...), ou au niveau d'interface sol structure (décollement ou glissement des fondations)[3]. La problématique de la résolution par une méthode globale est schématisée par la Figure 1-3.

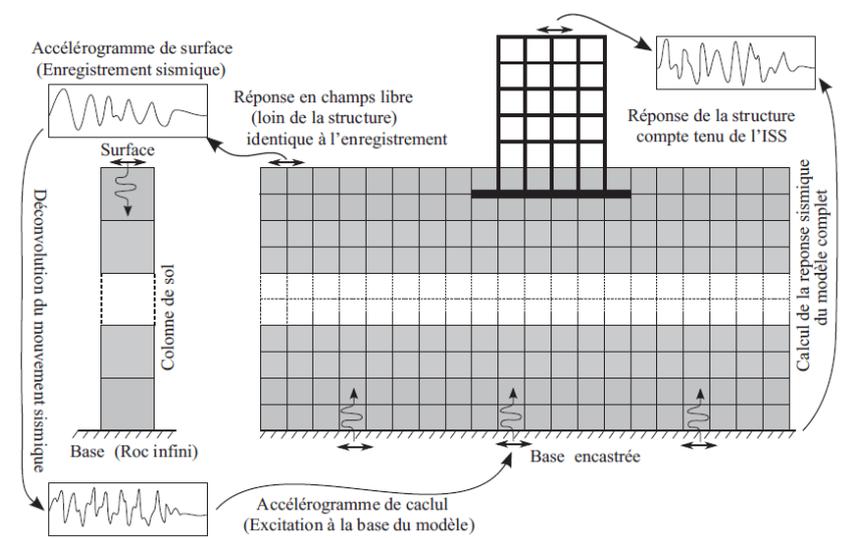


Figure 1-3: Modélisation de l'ISS par la méthode globale[6]

- Le mouvement sismique de dimensionnement est connu à la surface du sol, en champ libre ;
- Le mouvement est calculé à la base inférieure du modèle, choisie à une profondeur suffisante pour que la présence d'une structure en surface n'affecte pas ce mouvement ; cette étape est connue sous le nom de déconvolution du mouvement sismique ;
- Le mouvement *déconvolué* est imposé uniformément à la base du système sol structure et la réponse est calculée par résolution de l'équation (1-5).

La disponibilité de la procédure de déconvolution dans plusieurs codes de calcul par élément finis offre une souplesse remarquable dans la résolution du problème de propagation des ondes dans le sol notamment dans le domaine fréquentiel.

IL est utile de rappeler que la prise en compte du phénomène d'interaction sol structure par les méthodes globales est généralement couteux du point de vue *computational*.

1.2.3 Méthodes de sous structuration

La méthode de sous structuration est basée sur le principe de superposition. Le traitement du phénomène d'interaction sol structure se fait en plusieurs étapes. En fait, le système global est fractionné en deux sous structures à savoir la structure elle-même et le sol sur lequel elle repose (Figure 1-4). Étant donné que le principe de superposition est appliqué, cette méthode se limite aux cas linéaires (comportements linéaires). Cependant, elle permet un gain considérable en matière de temps de calcul par rapport aux méthodes globales, car elle offre la possibilité de séparer le traitement de chaque sous-structure, et la réponse totale est obtenue par la superposition des deux réponses à l'interface liant les deux sous-structures.

Les équations d'équilibre de chaque sous-système sont écrites dans le domaine fréquentiel tout en assurant les équations de compatibilité à l'interface qui se traduisent par la continuité des vecteurs des déplacements et des contraintes.

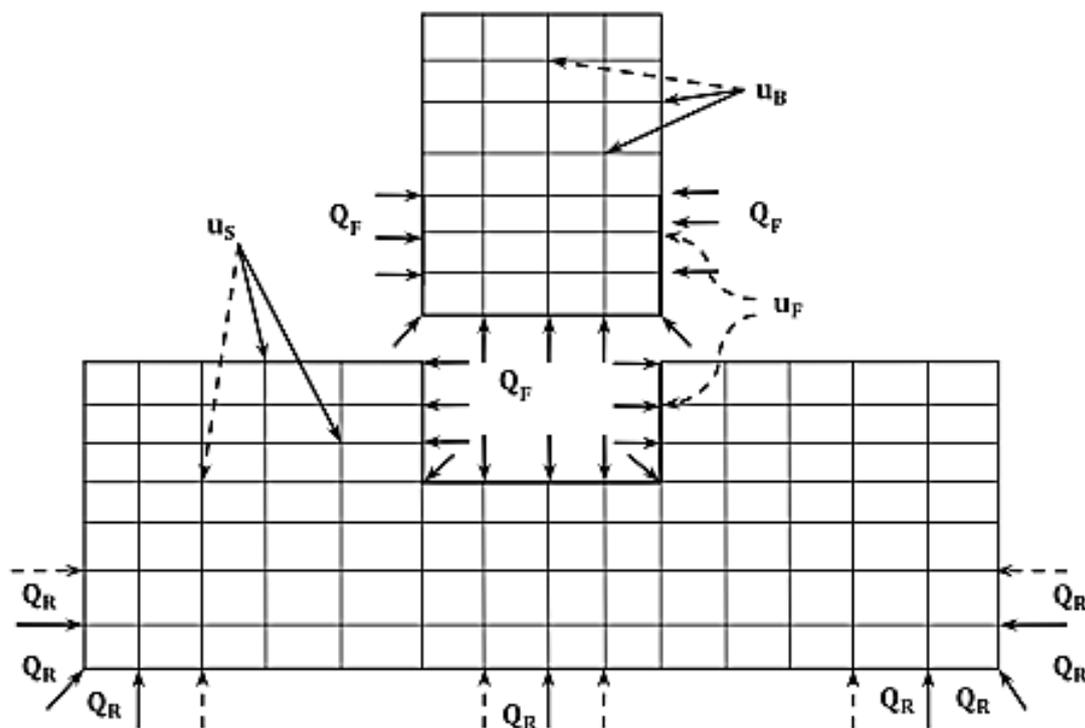


Figure 1-4: Modélisation de l'ISS par la méthode de sous structuration[6]

Toutes les grandeurs du problème tel que les déplacements \mathbf{U} et les forces \mathbf{Q} s'expriment par leurs transformées de Fourier

$$\mathbf{U} = \sum_n \mathbf{U}(\omega_n) e^{i\omega_n t}, \quad \mathbf{Q} = \sum_n \mathbf{Q}(\omega) e^{i\omega_n t} \quad (1-6)$$

Pour une harmonique de pulsation ω donnée représentant l'un des ω_n , on écrit les équations comme suit :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} M_{bb} & 0 \\ 0 & M_{bf} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{U}_b \\ \tilde{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bf} \\ K_{fb} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{U}_b \\ \tilde{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \tilde{Q}_f \end{Bmatrix} \quad (1-7)$$

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} M_{fs} & 0 \\ 0 & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{U}_f \\ \tilde{U}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fs} \\ K_{sf} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{U}_f \\ \tilde{U}_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\tilde{Q}_f \\ \tilde{Q}_r \end{Bmatrix} \quad (1-8)$$

Avec :

b : Indice qui indique les nœuds de la structure (barrage, bâtiment, etc.)

f : Indice qui désigne les nœuds de la fondation (interface sol-structure) et "s" ceux du sol.

Q_f : représente les réactions à l'interface sol structure.

Q_r : représente le chargement extérieur agissant sur les bords latéraux et le bas du modèle.

Les équations (1-7) et (1-8) ont été partitionnées de manière à séparer les équations d'équilibre des nœuds communs à l'interface sol structure pour chacun des deux sous-systèmes. Ces nœuds sont marqués par "bf" et "fs" dans le sous-système structure et le sous-système sol respectivement.

La compatibilité des déplacements a été prise en compte par l'écriture d'un même déplacement commun identique dans les deux sous-systèmes, et la continuité des efforts par l'équivalence des réactions $+\tilde{Q}_f$ et $-\tilde{Q}_f$ entre les deux sous-systèmes.[6]

Le système d'équations (1-9) est décrit lorsqu'on définit l'équilibre du modèle du sol sans structure en notant ses déplacements par v.

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} M_{fs} & 0 \\ 0 & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{v}_f \\ \tilde{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fs} \\ K_{sf} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{v}_f \\ \tilde{v}_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \tilde{Q}_r \end{Bmatrix} \quad (1-9)$$

Le vecteur force ne fait pas intervenir les réactions engendrées par la structure. Si on introduit un vecteur d'interaction défini par :

$$w = U - V \quad (1-10)$$

La soustraction de (1-9) de (1-8) donne :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} M_{fs} & 0 \\ 0 & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{w}_f \\ \tilde{w}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fs} \\ K_{sf} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{w}_f \\ \tilde{w}_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\tilde{Q}_f \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1-11)$$

Le processus de condensation représenté par le système d'équations (1-11) permet d'éliminer tous les degrés de liberté qui ne dépendent pas de l'interface sol structure.

La deuxième équation du système (1-11) donne :

$$[K_{ss} - \omega^2 M_{ss}] \tilde{w}_s + K_{sf} \tilde{w}_f = 0 \quad (1-12)$$

D'où

$$\tilde{w}_s = -[K_{ss} - \omega^2 M_{ss}]^{-1} K_{sf} \tilde{w}_f = 0 \quad (1-13)$$

En remplaçant dans (1-11), l'expression du vecteur réaction sous la forme suivante :

$$[K_{ff} - K_{fs} [K_{ss} - \omega^2 M_{ss}]^{-1} K_{sf} - \omega^2 M_{fs}] \tilde{w}_f = \tilde{Q}_f \quad (1-14)$$

Ou bien :

$$S_f(\omega) \tilde{w}_c = -\tilde{Q}_f(\omega) \quad (1-15)$$

$S_f(\omega)$ est la matrice d'impédance de la fondation qui compose l'interface sol structure et qui montre ici l'ensemble des nœuds communs aux deux sous-systèmes.

1.2.4 Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides combinent les avantages des deux autres méthodes. Le principe de ces méthodes est de décomposer le système en deux sous domaines, à savoir un champ lointain défini suffisamment loin de la fondation, son comportement peut être considéré élastique et régi par les impédances dynamiques. Un deuxième champ dit proche qui englobe toutes les non-linéarités et hétérogénéité du problème. Ce dernier peut être analysé par la méthode classique des éléments finis en utilisant des lois de comportements élasto-plastique ou autres. Le concept de macro-élément est également utilisé dans le traitement de ce type de problème.

Le concept de macro-élément a été développé par [7]. Imaginons un domaine fini dans lequel des non linéarités sont présentes. Le concept de macro-élément consiste à prendre en compte ces non linéarités d'une façon globale et à les concentrer en un point représentatif. La résolution par la méthode des éléments finis basée sur le concept de macro-élément se fait par l'application des déplacements afin d'obtenir le torseur des efforts associés en considérant les différentes non linéarités. Ce concept a été largement utilisé pour simuler le comportement macroscopique des liaisons d'éléments structuraux (par exemple liaisons poteaux poutres pour les structures acier[8], béton [9] ou bois[10]).

D'autres auteurs se sont intéressés à l'étude d'une fondation superficielle et d'un volume fini du sol sous-jacent comme présenté dans la Figure 1-5. Ces non-linéarités sont totalement concentrées dans le champ proche du système (sol + fondation), et le champ lointain reste élastique. La plastification des grains du sol et le décollement de la fondation représentent les deux non-linéarités matérielle et géométrique respectivement considérées dans [11]. Dans le champ lointain, la dissipation d'énergies dues à l'amortissement radiatif peut être considérée.

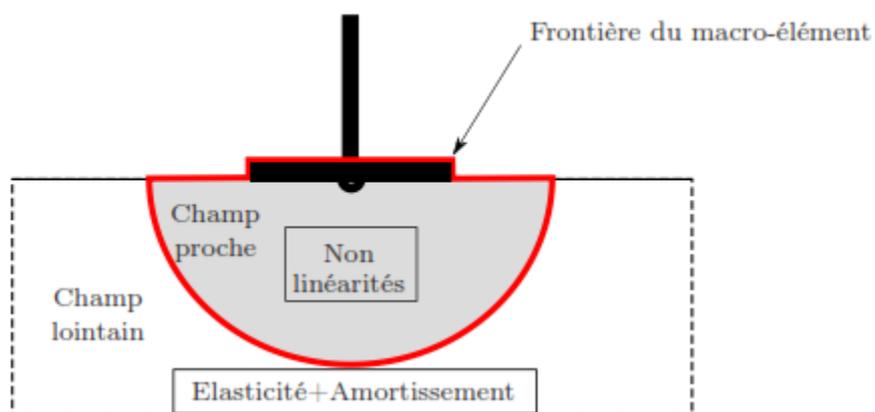


Figure 1-5: Décomposition en champ proche et champ lointain pour la définition de la frontière du macro-élément d'ISS[11]

Initialement, ces modèles ont été développés pour traiter les problèmes statiques de la capacité portante de fondations superficielles, notamment pour l'industrie off-shore ([7], [12][13]). Ensuite, les modèles ont été étendus à des sollicitations cycliques [14], [15], [16], [17], puis à des chargements dynamiques [18],[19],[20], [21].

Ces modèles sont formulés selon les formalismes classiques de plasticité issus du cadre général de la thermodynamique des processus irréversibles [22]. De manière générale, les modèles issus de cette théorie sont décrits en variables locales (contraintes-déformations), alors que nous l'avons vu, la particularité pour un macro-élément est que ces modèles de plasticité sont décrits en variables généralisées (efforts déplacements), ce choix est motivé par le fait que les critères de rupture font intervenir des combinaisons d'actions horizontales, verticales et des moments. Ces critères ont été développés soit expérimentalement dans les travaux de [23],[24] et [25], soit grâce à des études d'analyse limite [26][11].

D'autres modèles basés sur des lois hypoplastiques ont été développés pour tenir compte des sollicitations cycliques. Certains critères comprennent l'effet de l'inertie

du sol pour les problèmes dynamiques comme dans les travaux réalisés par [26] et [27].

1.3 Interaction fluide structure

1.3.1 Introduction

Le processus qui permet d'étudier séparément, le comportement de deux entités mécaniques : une structure mobile (rigide ou déformable) et un fluide en état d'écoulement ou au repos autour ou bien à l'intérieur de la structure est connue sous le nom **Interaction Fluide-Structure (IFS)**. En fait, le mouvement est interdépendant. Le mouvement de fluide conduit à la modification du comportement de la structure à travers les efforts transmis à l'interface, et réciproquement, le mouvement de la structure engendre des déplacements à l'interface qui affecte significativement l'écoulement du fluide.

Le phénomène de l'IFS est un problème multi-physiques. L'IFS est présente dans plusieurs domaines. En génie nucléaire, l'usure d'un faisceau tubulaire d'un échangeur de chaleur, par instabilité sous écoulement, peut engendrer des graves dégâts sur les installations de production d'énergie. Par conséquent, la compréhension et la prise en compte des effets de vibrations initialement induits par l'écoulement nécessitent la disposition des méthodes de calcul numérique en couplage fluide-structure afin de pouvoir assurer l'étanchéité et la sécurité du système. Les applications en biomécanique sont régies principalement par l'étude d'une structure déformable en présence d'un liquide : écoulement sanguin dans les vaisseaux, mais aussi la déformation des globules rouges dans les capillaires. Dans le génie naval, le couplage fluide-structure est posé pour l'étude des impacts hydrodynamiques pour le cas des navires naviguant dans des conditions de mer difficiles [28]. L'exploitation des champs d'hydrocarbures sous-marins (gaz, huile ..) mobilise aussi des structures (fixe ou offshore) qui doivent être portées hors atteinte des vagues les plus hautes.

Dans le domaine du génie civil, et plus précisément l'ingénierie des barrages, la modélisation de l'interaction fluide-structure du système barrage-réservoir est devenue primordiale dans la conception des barrages.

Deux grandes méthodes sont généralement utilisées pour l'analyse d'un système barrage-réservoir lors d'un calcul par éléments finis : la méthode Lagrangienne[29][30] et la méthode Eulérienne [31][29]. Pour la première, les degrés de liberté sont les déplacements aux nœuds. Les valeurs et vecteurs propres de ce système pour une analyse modale se calculent similairement à une structure typique. Cette méthode a l'avantage d'offrir une bonne compatibilité entre le réservoir et la structure et ne nécessite aucun élément d'interaction fluide-structure. Pour la seconde méthode, les degrés de liberté sont simplement les pressions aux nœuds. Cette approche requiert cependant des éléments de frontière aux interfaces fluides-structures. La méthode permet d'accomplir des analyses où le réservoir peut-être modélisé comme incompressible ou compressible, ce qui permet la validation de différents modèles simplifiés[32]. Plusieurs recherches et programmes de résolution ont été développés. Néanmoins, les solutions analytiques simplifiées restent un moyen efficace pour présenter l'effet d'IFS sur le comportement des barrages comme la méthode de Westergaard basée sur le concept des masses ajoutées.

1.3.2 Solutions analytiques de la pression hydrodynamique dans les réservoirs de barrages

1.3.2.1 Solution de Westergaard

Le principe de la méthode analytique proposé par Westergaard est de décrire la pression de l'eau par une masse ajoutée agissant sur le parement amont du barrage.

Le reste de l'eau est supposé inactif. Sous hypothèses que le barrage soit infiniment rigide, et le réservoir ait une longueur infinie et de forme rectangulaire, Westergaard a développé une équation pour la masse d'eau par mètre carré en fonction d'une profondeur spécifique z du réservoir défini comme suite :

$$m_w(z) = \frac{8\rho_w h}{\pi^2} \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^2 c_n} \sin\left(\frac{n\pi z}{2h}\right) \quad (1-16)$$

Avec :

$$c_n = \sqrt{1 - \frac{16\rho_w h^2}{n^2 K_w T^2}} \quad (1-17)$$

La fréquence naturelle du réservoir est calculée par :

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{4h} \sqrt{\frac{K_w}{\rho_w}} = \frac{c_w}{4h'} \quad (1-18)$$

K_w : La compressibilité

h : La profondeur de l'eau

ρ_w : La densité de l'eau

c_w : La vitesse de propagation des ondes

La Figure 1-6 montre la distribution de masse ajoutée selon l'équation de Westergaard. La tangente au fond du réservoir d'eau dépend de l'ordre n de la somme de l'équation (1-16). Un ordre supérieur augmente la précision de la distribution de masse ajoutée [33].

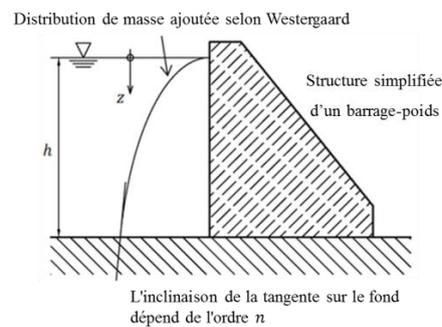


Figure 1-6: La distribution de masse ajoutée de Westergaard[33]

Il faut noter également que la tangente au fond du réservoir d'eau dépend de l'ordre n de la somme de l'équation (1-16). Un ordre supérieur augmente la précision de la distribution de masse ajoutée. Il convient de mentionner que l'équation la plus connue pour calculer la masse ajoutée par mètre carré selon Westergaard est :

$$m_w^*(z) = \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{hz} \quad (1-19)$$

Cette équation simplifiée néglige les effets de la compressibilité de l'eau et l'influence de la fréquence naturelle du réservoir d'une part, et surestime la masse en partie supérieure et inférieure de la surface en interaction entre le corps et l'eau d'environ 10% d'autre part. La popularité de l'équation simplifiée est basée sur le fait qu'elle est conservatrice et qu'elle peut être facilement appliquée dans des analyses quasi statiques, où des points de masse sont utilisés pour calculer l'équilibre global. La

masse globale de l'eau par mètre agissant sur la surface amont est calculée en intégrant l'équation (1-19) sur la hauteur de l'eau par [33]:

$$M_w^* = \int_0^h \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{hz} dz = \frac{7}{12} \rho_w h^2 \quad (1-20)$$

Cette masse résultante agit au centre de la zone intégrée, qui est d'environ.

$$h_{w,s} = \frac{2}{5} h \quad (1-21)$$

La Figure 1-7 illustre le point d'origine de la masse résultante M_w^* .

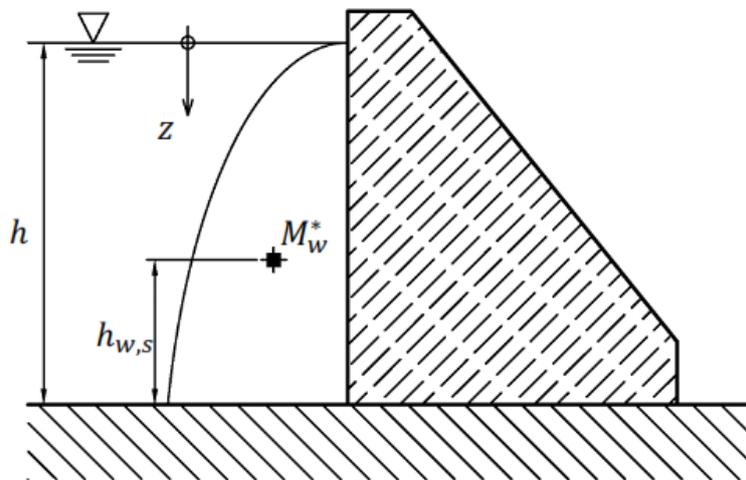


Figure 1-7: Point d'origine de la masse d'eau résultante[33]

Dans le deuxième chapitre, la solution simplifiée de Westergaard [34] décrite par l'équation (1-19), sera utilisée dans l'évaluation de l'effet de la géologie du site sur le comportement sismique des barrages en béton, afin de tenir compte de l'effet hydrodynamique de la pression de l'eau sur le corps du barrage.

1.3.2.2 Solution de Zangar

(Zangar et al, [35]) ont étudié expérimentalement la distribution de la pression de l'eau sur la hauteur du barrage. La configuration de l'essai du modèle analogique électrique proposé par Zangar est schématisée dans la Figure 1-8[33]

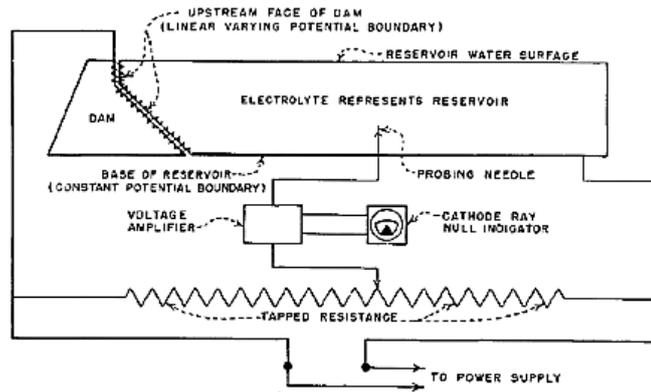


Figure 1-8: Configuration du modèle pour mesurer la pression dynamique de l'eau dans un réservoir[35]

La cohérence entre l'augmentation de pression due à un événement sismique et l'amplitude de l'accélération pour une structure rigide est décrite comme suite :

$$p_z = C a_e \rho_w h \quad (1-22)$$

Ou bien en termes de masse par mètre carré

$$m_z = C \rho_w h \quad (1-23)$$

Avec :

C : Le coefficient de pression.

a_e : L'intensité de la composante horizontale du séisme.

h : La profondeur du réservoir.

Le potentiel électrique mesuré dans le réservoir est analogue aux lignes de courant de l'eau et donc à la pression ou bien au coefficient de pression (perpendiculaire aux lignes de courant). De plus, cette configuration analogique du modèle n'est valable que dans l'hypothèse de l'eau incompressible et une structure rigide [33]. La Figure 1-9 montre un tracé général des lignes de courant et des coefficients de pression correspondants C .

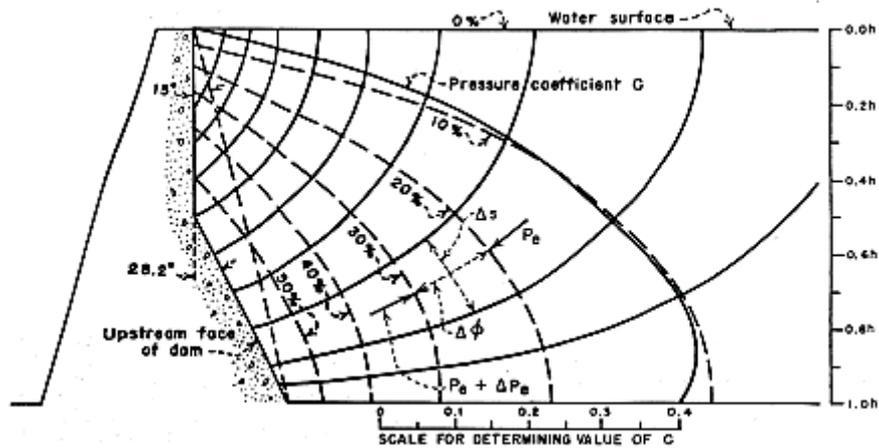


Figure 1-9: Lignes de courant et coefficient de pression dans le réservoir[35]

Dans le cas d'un parement amont à inclinaison constante, Zangar a dérivé une forme parabolique de la distribution de masse ou de pression basée sur les résultats expérimentaux pour différents angles :

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{z}{h} \left(2 - \frac{z}{h} \right) + \sqrt{\frac{z}{h} \left(2 - \frac{z}{h} \right)} \right] \quad (1-24)$$

Le facteur constant C_m est défini comme le coefficient de pression maximal pour une inclinaison, et z est la variable de profondeur. La relation entre les angles et le coefficient de pression sur le fond d'une part, et le coefficient de pression maximale d'autre part est illustrée sur la Figure 1-10. Cette figure montre clairement que le coefficient de pression maximal revient à une inclinaison nulle du parement amont du barrage, et ce coefficient est inversement proportionnel avec l'angle de l'inclinaison.

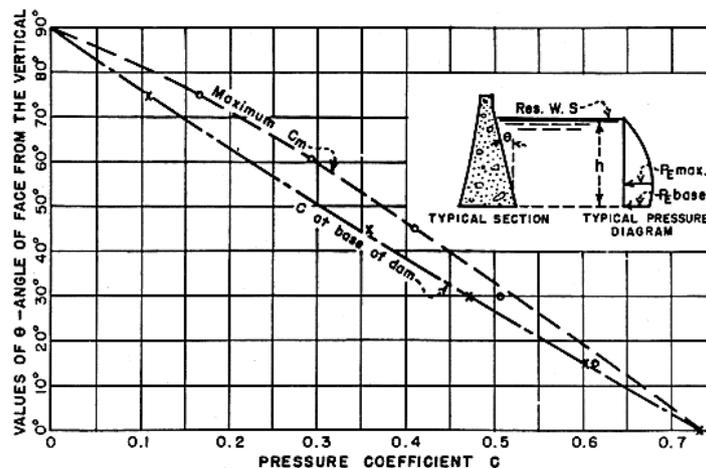


Figure 1-10: Coefficient de pression maximale et coefficient de pression au fond pour différents angles d'inclinaison du parement amont d'un barrage[35]

La Figure 1-11 représente l'évolution du coefficient de pression entre ces valeurs déduites expérimentalement et celles calculées par l'équation (1-24).

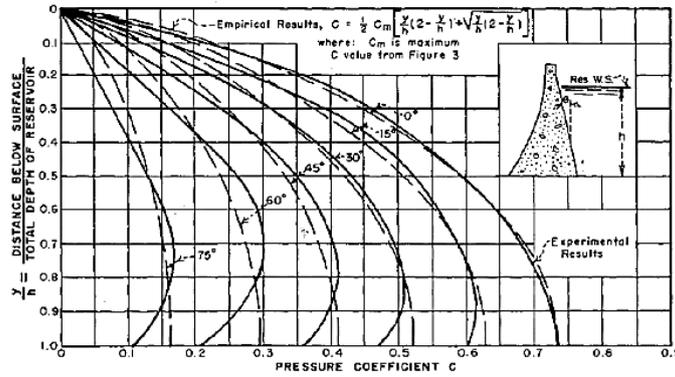


Figure 1-11: Coefficient de pression pour différents angles d'inclinaison du parement amont d'un barrage [35]

1.3.2.3 Solution de Chopra

Chopra a proposé une solution complémentaire à celle de Westergaard pour un barrage rigide à parement vertical sollicité par deux composantes horizontale et verticale du mouvement sismique, notamment dans le cas où les fréquences d'excitation sont supérieures à la fréquence fondamentale du réservoir.

La solution proposée est basée sur la résolution de l'équation d'onde de pression dans le domaine de hautes fréquences avec les conditions aux limites suivantes :

$$\begin{cases} p(x, y = H) = 0 \\ \frac{\partial p}{\partial y}(x, y = 0) = 0 \\ \frac{\partial p}{\partial x}(x = 0, y) = -\rho \ddot{u}_g \end{cases} \quad (1-25)$$

ρ : la masse volumique du fluide

Pour une excitation sismique harmonique : $\ddot{u}_g = e^{i\omega t}$ avec $i^2 = -1$, la pression hydrodynamique est donnée par :

$$p(x, y, t) = \frac{4\rho}{\pi} e^{i\omega t} \sum_{n=1,2,3,\dots}^{\infty} \frac{k_n}{\mu_n} e^{-\mu_n x} \cos(\lambda_n y) \quad (1-26)$$

Avec :

$$k_n = \frac{(-1)^{n-1}}{2n-1} ; \quad \mu_n = \sqrt{\lambda_n^2 - (\omega/c)^2} ; \quad \lambda_n = \frac{\omega_n}{c} = (2n-1) \frac{\pi}{2H} \quad (1-27)$$

c : la célérité des ondes de pressions dans l'eau.

λ et μ sont les coefficients de Lamé.

Si on compare cette solution avec celle de Westergaard pour une excitation d'amplitude ag

$$\ddot{u}_g = ag e^{i\omega t} = ag \cos(\omega t) + i \sin(\omega t) ; \quad \omega = 2\pi/T ; \quad i^2 = -1 \quad (1-28)$$

a : est le coefficient d'accélération sismique.

g : est la constante de gravité qui rapporte le taux d'accélération.

La partie réelle de la solution représente la pression au niveau de l'interface barrage-réservoir ($x = 0$)

$$p(0, y, t) = \frac{4a\rho g}{\pi} \sin(\omega t) \sum_{n=1}^{N_m} \frac{k_n}{\sqrt{(\omega/c)^2 - \lambda_n^2}} \cos(\lambda_n y) + \frac{4a\rho g}{\pi} \cos(\omega t) \sum_{n=N_m}^{\infty} \frac{k_n}{\sqrt{\lambda_n^2 - (\omega/c)^2}} \cos(\lambda_n y) \quad (1-29)$$

Dans laquelle N_m est la valeur minimale de n qui donnerait $\lambda_n > \omega/c$. Cette valeur correspond au nombre de modes dont les fréquences propres sont inférieures à celle de l'excitation sismique ($\omega > \omega_n$). si la fréquence du signal sismique est inférieure à celle du mode fondamental du réservoir ($\omega < \omega_1$). Alors $\lambda_1 > \omega/c$ et $N_m = 1$, le premier terme de l'équation (1-29) s'annule et l'on retrouve la solution de Westergaard [6].

Pour une composante verticale de l'excitation sismique : $\ddot{u}_g = u g \cos \omega t$ la solution de l'équation d'onde de pression est donnée par l'expression suivante

$$p(y, t) = \frac{\rho a g}{\omega/c} \frac{\sin((H-y)\omega/c) - \frac{g}{\omega c} \cos((H-y)\omega/c)}{\cos(H\omega/c) + \frac{g}{\omega c} \sin(H\omega/c)} \cos(\omega t) \quad (1-30)$$

Cette solution indépendante de x suppose un mouvement sismique uniforme, appliqué au fond du réservoir via la condition au limite :

$$\left. \frac{\partial p}{\partial y} \right|_{y=0} = -\rho \ddot{u}_y \quad (1-31)$$

De plus, elle tient compte des fluctuations de la surface libre par satisfaction de la condition suivante :

$$\left. \frac{\partial p}{\partial y} \right|_{y=H} = -\frac{1}{g} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (1-32)$$

Le facteur $g/(\omega c)$ représente la contribution à la solution totale des fluctuations de la surface libre (ou ondes de surface). Sa valeur est petite compte tenu de la valeur de c et de la gamme des fréquences des enregistrements sismiques.[6]

1.3.3 Méthode eulérienne

En mécanique des fluides, l'approche Eulérienne est l'une des plus utilisées pour la modélisation de l'écoulement d'un fluide par élément finis, volumes finis ou différences finies afin de pouvoir éviter les grandes distorsions des mailles de calcul. Le fluide à une nature très déformable, sa modélisation est initialement introduite au 17^{ième} siècle par Euler puis développée par Navier & Stokes au 18^{ième} siècle.

Dans cette approche, les déplacements représentent les variables de la structure et les pressions expriment les variables du fluide. En ingénierie des barrages, l'interaction barrage-réservoir peut ainsi être traitée par l'approche Eulérienne par la méthode des éléments finis ou les variables décrivant la réponse du fluide sont les pressions, la vitesse ou les potentiels de vitesse.

Supposant que l'eau est linéairement compressible et en négligeant sa viscosité, la pression hydrodynamique dans le réservoir pour un mouvement irrotationnel de petite amplitude peut être régie par les équations d'onde bidimensionnelles [36]:

$$\nabla^2 \phi(x, y, t) = \frac{1}{V_p^2} \ddot{\phi}(x, y, t) \quad (1-33)$$

Les relations entre la pression p , le vecteur vitesse $\{V\}$ et potentiel vitesse ϕ sont les suivantes :

$$\{v\} = \nabla \phi \quad (1-34)$$

$$p = -\rho \dot{\phi} \quad (1-35)$$

La distribution du potentiel de vitesse au sein de chaque élément fini est représentée en termes de paramètres nodaux $\bar{\phi}$ par :

$$\phi = [N]\{\bar{\phi}\} \quad (1-36)$$

Pour le cas d'une excitation sismique à la frontière barrage-réservoir, la condition aux limites généralement imposée est :

$$\frac{\partial p(x, y, t)}{\partial n} = -\rho a_n(x, y, t) \quad (1-37)$$

Où ρ représente la densité de l'eau, p est la pression donnée par (1-35) et $a_n(x, y, t)$ est la composante de l'accélération sur la frontière le long de la direction de la normale n vers l'intérieur. Selon la formulation de la méthode des éléments finis, l'équation (1-33) se traduit par la forme matricielle suivante :

$$[G]\{\ddot{P}\} + [H]\{P\} = \{F\} \quad (1-38)$$

Où les termes des matrices sont donnés par les relations suivantes :

$$G_{ij} = \sum G_{ij}^e, H_{ij} = \sum H_{ij}^e, F_i = \sum F_i^e \quad (1-39)$$

$$G_{ij}^e = \frac{1}{V_p^2} \int_{A_e} N_i N_j dA \quad (1-40)$$

$$H_{ij}^e = \int_{A_e} \left(\frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial y} \right) dA \quad (1-41)$$

$$F_i^e = \int_{s_e} N_i \frac{\partial P}{\partial n} ds \quad (1-42)$$

Où A_e représente la surface de l'élément et s_e la longueur prescrite le long de la frontière de chaque élément fini.

Généralement la simulation de réservoir est décomposée en champ proche (petite région adjacente au barrage) et champ lointain. Une frontière de troncature doit être imposée à la direction amont du réservoir en champ proche afin de pouvoir négliger le champ lointain et réduire considérablement le temps de calcul par rapport à la configuration initiale du réservoir. Quand le champ lointain est tronqué, différentes

approches de description des conditions aux limites sont disponibles dans la littérature à savoir :

- La condition de rayonnement de Sommerfeld donnée par [37] :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{\dot{p}}{V_p} \quad (1-43)$$

- La condition aux limites de Sharan [38] :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{\pi}{2h} p - \frac{1}{V_p} \dot{p} \quad (1-44)$$

- La condition aux limites éloignées proposée par [39] :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{p}{h} Z \quad (1-45)$$

Avec :

$$Z = -\frac{\sum_{k=1}^{\infty} \frac{(-1)^{k+1}}{2k-1} e^{-f_k x} \cos(\lambda_k y)}{\sum_{k=1}^{\infty} \frac{(-1)^{k+1}}{(2k-1)f_k} e^{-f_k x} \cos(\lambda_k y)} \quad (1-46)$$

Il est à noter que les conditions aux limites décrites ci-dessus sont applicables pour les fluides compressibles. Lorsque le réservoir est considéré comme incompressible, V_p devient infini et les conditions aux limites dégènèrent en leurs homologues incompressible [40],[41].

En ce qui concerne l'effet des ondes sismiques, Taylor [42] a montré que pour la majorité des barrages-poids en béton, les ondes de surface libre sont négligeables. Néanmoins, lorsque la durée de l'excitation sismique est longue, l'effet des ondes de surface doit impérativement être pris en compte par l'application d'une condition aux limites appropriées à la surface libre du réservoir. Plusieurs auteurs négligent l'effet des vagues d'eau de surface ([38],[43],[44], [45],[40],[46], etc) ou la pression le long de la surface libre est supposée nulle.

$$p = 0 \quad (1-47)$$

D'autres prennent en compte les ondes en surface libre par l'introduction des conditions aux limites proposées par ([47],[48]) à la surface libre :

$$\ddot{p} + g \frac{\partial p}{\partial y} = 0 \quad (1-48)$$

1.3.4 Méthode Lagrangienne

Dans l'approche dite Lagrangienne, le comportement de deux sous domaines (fluide et structure) est exprimé en termes de déplacement. Pour cela, l'équilibre et la compatibilité sont automatiquement satisfaites aux nœuds le long des interfaces entre le fluide et la structure. À cet effet, il devient facile d'incorporer l'élément fluide basé sur le déplacement dans un programme numérique à usage général d'analyse structurelle sans besoin d'équations spécifique à l'interface.

Concernant l'interaction barrage-réservoir et contrairement à l'approche Eulérienne, les équations de mouvement du fluide sont obtenues en utilisant les principes énergétiques. En utilisant l'approximation par élément finis, l'énergie de déformation totale du système fluide peut être exprimée comme :

$$\Pi_e = \frac{1}{2} \{U_f\}^T [K_f] \{U_f\} \quad (1-49)$$

Où $\{U_f\}$ et $[K_f]$ sont respectivement le vecteur de déplacement nodal et la matrice de rigidité du système fluide. $[K_f]$ est calculé par sommation des matrices de rigidités des éléments fluides. La matrice de rigidité de chaque élément est obtenue comme suit

$$K_f^e = \int_{V_e} [B_f^e]^T [C_f] [B_f^e] dV_e \quad (1-50)$$

$[B_f^e]$ est la matrice déplacement-déformation de l'élément. L'augmentation de l'énergie potentielle du système due au mouvement de la surface libre peut s'écrire :

$$\Pi_s = \frac{1}{2} \{U_{sf}\}^T [S_f] \{U_{sf}\} \quad (1-51)$$

Avec :

$$[S_f] = \sum S_f^e \quad (1-52)$$

$$S_f^e = \rho g \int_{A_e} \{\bar{h}_s\}^T \{\bar{h}_s\} dA_e \quad (1-53)$$

$\{\bar{h}_s\}$ est un vecteur constitué des fonctions d'interpolation de l'élément fluide en surface libre et $\{U_{sf}\}$ est le vecteur de déplacement nodal vertical. L'énergie cinétique du système fluide peut s'écrire :

$$T = \frac{1}{2} \{\dot{U}_f\}^T [M_f] \{\dot{U}_f\} \quad (1-54)$$

Où :

$$[M_f] = \sum M_f^e \quad (1-55)$$

$$M_f^e = \rho \int_{V_e} [\bar{H}]^T [\bar{H}] dV_e \quad (1-56)$$

$[\bar{H}]$ est une matrice constituée des fonctions d'interpolation de l'élément fluide et $\{\dot{U}_f\}$ est le vecteur de vitesse nodale du fluide. Les équations (1-49), (1-51) et (1-54) sont combinées en utilisant l'équation de Lagrange [49] :

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i} \right) - \frac{\partial T}{\partial q_i} + \frac{\partial \Pi_i}{\partial q_i} = Q_i \quad (1-57)$$

On obtient, ainsi l'équation suivante :

$$[M_f] \{\ddot{U}_f\} + [K_f^*] \{U_f\} = \{R_f\} \quad (1-58)$$

$\{R_f\}$ est le vecteur de force nodale variable.

1.3.5 Méthodes ALE

Une approche hybride appelée description Arbitraire Lagrange-Euler (ALE) est déduite par la combinaison entre les points forts de l'approche Lagrangienne et Eulérienne (Figure 1-12c).

Revenant à l'approche Lagrangienne (largement utilisée en mécanique des structures), le point matériel est toujours lié au nœud du maillage durant le mouvement (Figure 1-12a). L'avantage résulte dans la possibilité de traquer simplement le mouvement des surfaces libres entre les interfaces des matériaux. Cependant, l'inconvénient

majeur de cette description est la nécessité d'opérations de remaillage afin de pouvoir suivre les grandes déformations. Contrairement à la description Lagrangienne, l'approche Eulérienne (Figure 1-12b) est primordiale pour les simulations des écoulements turbulents. Elle permet le traitement des grandes déformations. Néanmoins, l'inconvénient de cette méthode réside dans la difficulté à traquer les surfaces libre et l'interaction entre différents milieux [50].

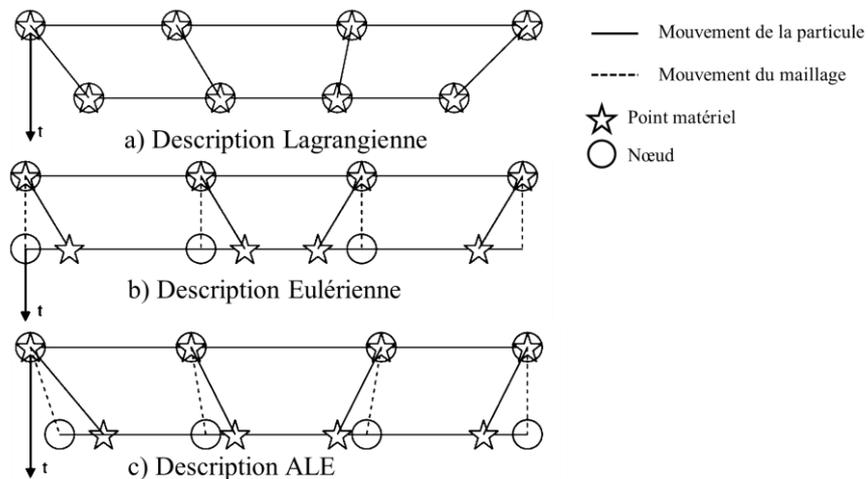


Figure 1-12 : Schématisation unidimensionnel des descriptions Lagrangienne, Eulerienne et ALE [50]

L'approche ALE permet de suivre le mouvement de l'interface sans être liée aux particules fluides, en raison de combinaison entre les avantages de l'approche Eulérienne en matière de traitement de la convection et celle Lagrangienne pour le traitement des mouvements en interface[51]. L'approche ALE est initialement introduite via la méthode des différences finies, puis elle est étendue par plusieurs spécialistes à la méthode des éléments finis.

1.3.6 Remarque

Le concept de masses ajoutées (Westergaard, ...) est recommandé pour avoir des résultats plus généraux, il permet d'avoir des résultats exprimés en variables généralisées. Tandis que les approches Lagrangienne et Eulerienne peuvent être utilisées pour décrire réellement le comportement des barrages avec ses interactions. Les résultats sont décrits en termes de variables locales avec plus de précision.

1.4 Comportement non linéaire du béton : endommagement & fissuration

En considérant un milieu bi-phasique, on peut réduire le nombre de phases en interaction à deux : le solide qui représente la structure de barrage et le réservoir d'eau signifiant le fluide. Dans le domaine linéaire, la modélisation du comportement en interaction des deux phases a fait l'objet de plusieurs travaux dans le cadre de la mécanique des milieux poreux. Cependant, la prise en compte des non linéarité reste un défi scientifique tant du point de vue théorique que numérique.

La prise en compte du comportement d'un solide dans son environnement (du béton, car il s'agit principalement de barrages en béton dans notre travail) nécessite une description assez fine de toutes les phases (linéaire, non linéaire ...). En fait, la dégradation du béton est un phénomène non linéaire. Un béton sous chargement sévère s'endommage et se fissure. Plusieurs approches ont été développées pour décrire correctement la phase non linéaire. La mécanique de l'endommagement offre un cadre théorique assez complet pour décrire les non-linéarités associées à la dégradation du béton.

La considération d'un endommagement isotrope pour les matériaux quasi-fragiles comme le béton peut reproduire correctement le comportement du matériau dans certains cas. Cependant, les matériaux soumis à des sollicitations quelconques développent généralement un endommagement anisotrope qui peut être décrit en utilisant des tenseurs d'endommagement d'ordre 0, 2, 4, et 8. Ainsi plusieurs modèles existent dans la littérature (Mazars [52]), (La Borderie [53]), et (Matallah [54]). L'interaction entre le fluide et le solide dégradé nécessite la définition d'espace d'interaction (ouvertures dans le solide). La mécanique de l'endommagement ne donne pas accès directement aux ouvertures de fissures. Elle décrit la dégradation par la diminution de la rigidité du solide. Ainsi la question du passage de l'endommagement à la fissuration devient primordiale.

Nous allons dans le paragraphe suivant exposer la formulation d'un modèle d'endommagement qui permet une estimation des ouvertures de fissure. Ce modèle, proposé par Matallah [54], sera utilisé par la suite pour décrire le comportement mécanique des barrages étudiés, notamment pour l'interaction fluide-fissure. Sous

chargement sismique, le caractère unilatéral du comportement non linéaire du béton est très complexe et complique davantage la modélisation. Les cycles de chargement-déchargement se traduisent par des cycles d'ouverture et de refermeture de fissures. La description de ces phénomènes et de leurs interactions avec le fluide reste un défi scientifique majeur.

1.4.1 Modèle 'OUF' (Matallah [54])

Le modèle proposé dans [54] est basé sur le couplage endommagement-déformations anélastiques qui représentent l'Ouverture Unitaire des Fissures (OUF) ε_{ouf} . Les déformations anélastiques sont anisotropes et sont représentées par un tenseur d'ordre 2, tandis que l'endommagement est défini par une seule variable scalaire dont la loi d'évolution est la même en traction et en compression. Il est à noter que la formulation de l'endommagement intervient comme multiplicateur des déformations anélastiques " D_{ouf} " contrairement à tous les autres modèles qui le considèrent plutôt comme un multiplicateur de déformations purement élastiques, comme le cas des modèles proposés par (Mazars,[52]), (Fichant, [55], etc.).

La Figure 1-13 montre l'effet du couplage endommagement-déformations anélastiques.

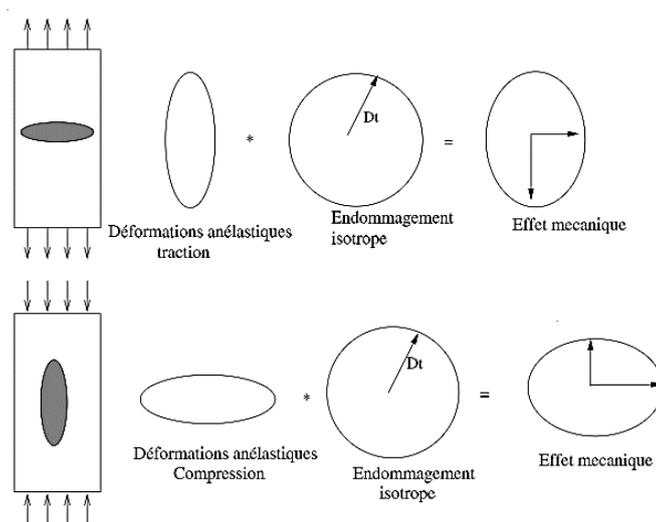


Figure 1-13: Effet du couplage Endommagement -Déformations anélastiques[56]

Dans le béton, le caractère anisotrope des déformations anélastiques module l'effet de l'endommagement suivant la sollicitation, ainsi l'endommagement de traction se

traduit par des micro-fissures dont le développement est perpendiculaire à l'axe de chargement, il est directement créé par les extensions dans la direction de la sollicitation. Tandis qu'en compression, les fissures se propagent dans des plans parallèles à l'axe de chargement, l'endommagement est créé par les déformations radiales et l'endommagement reste toujours isotrope[56].

1.4.2 Le caractère unilatéral (ouverture-refermeture de fissure)

Dans le modèle proposé, la gestion des phénomènes unilatéraux se fait naturellement par la variable ε_{ouf} contrairement aux modèles qui gèrent ce phénomène par partition des tenseurs de déformations [57][58] ou des tenseur de contraintes [53][55]. Ainsi l'**OUF** active ou désactive l'endommagement[56]. On schématise par la Figure 1-14 l'effet de la variable OUF dans la gestion de l'endommagement. L'élasticité linéaire est représentée par le ressort, et le seuil de déformation est représenté par la butée. Si l'OUF est activée (les fissures sont ouvertes) la dégradation du béton est évoquée par l'endommagement associé aux déformations anélastiques. En revanche quand l'OUF est désactivée (fissures fermées) la dégradation du béton est annulée et on revient à l'état élastique original.

Une variable scalaire S est introduite comme indicateur d'ouverture des fissures qui relie la variable ε_{ouf} aux déformations anélastiques ε_{an} .

$$\varepsilon_{ouf} = S \varepsilon_{an} \quad (1-59)$$

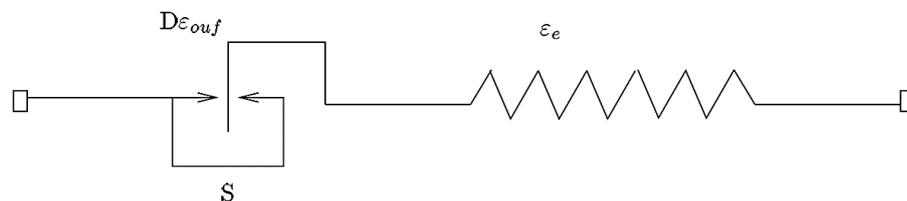


Figure 1-14: Modèle analogique[56]

Les déformations anélastiques créées en traction sont progressivement annulées par la fonction S quand le matériau est sollicité en compression. La variable ε_{ouf} s'écrit :

$$\varepsilon^{ouf} = S \varepsilon_t^{an} + \varepsilon_c^{an} \quad (1-60)$$

La fonction S est donnée par :

$$S = 1 - \frac{g_t(\tilde{\sigma}, R)}{g(\sigma_f, R)} \quad (1-61)$$

σ_f représente la contrainte au point de restauration de la raideur (donnée expérimentale).

La réponse du modèle sous un chargement cyclique (traction-compression) est présentée dans la Figure 1-15 qui montre également le caractère unilatéral. La description des déformations volumiques correspond à celle trouvée expérimentalement par Ramtani [59][56]

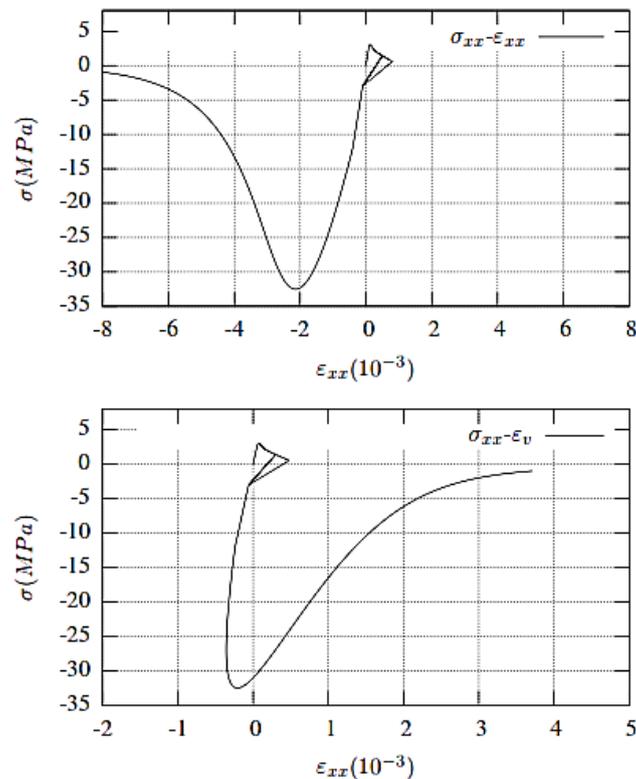


Figure 1-15: Simulation du comportement unilatéral du béton[56]

1.5 Perméabilité du béton et couplage avec la fissuration

1.5.1 Perméabilité de béton

L'interaction fluide structure sous chargement statique ou dynamique ne peut se passer de la prise en compte du caractère poreux du solide (le béton dans notre cas). En effet, la perméabilité d'un solide avant ou après fissuration joue un rôle fondamental dans le processus interactif.

Par définition, la perméabilité est la capacité d'un milieu poreux à se laisser traverser par un fluide sous un gradient de pression. Cette perméabilité dépend de plusieurs paramètres du réseau poreux tels que : la connectivité, la tortuosité, et la porosité. Cependant, la porosité reste le paramètre qui influe essentiellement la perméabilité du milieu poreux. L'effet de ces paramètres sur la résistance au flux est montré sur la Figure 1-16 (d'après Scrivener,[60]).

Il est important de noter que la perméabilité du béton est liée directement à la constitution du béton. En effet, le rapport Eau/Ciment est à l'origine de la porosité capillaire du béton et par conséquent sa perméabilité. En plus, la nature et la quantité des granulats peuvent respectivement créer l'aurole de transition et modifier la tortuosité[61].

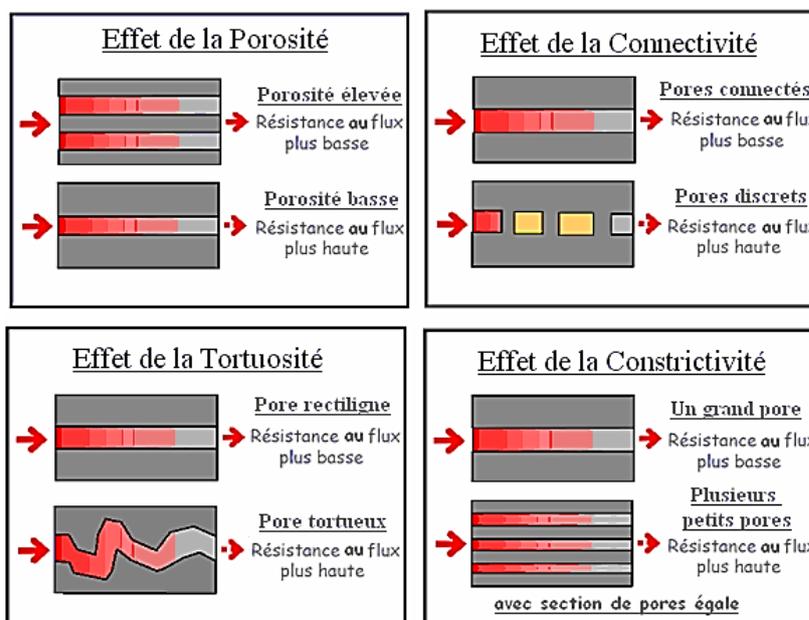


Figure 1-16: Effet des paramètres influençant la perméabilité [60]

Les pores initiaux à l'intérieur de béton, et les fissures qui se produisent par diverses causes pouvant survenir au cours de la vie de l'ouvrage (le retrait au jeune âge, l'effet de chargement mécanique, thermique, chimique...) diminuent la résistance du matériau au flux. Les zones fissurées deviennent un chemin préférentiel pour la pénétration du fluide provoquant une évolution de la perméabilité, cette dernière a pour conséquence d'altérer la durabilité et l'étanchéité de l'ouvrage.

1.5.2 Mesures de la perméabilité

1.5.2.1 Mesure en régime laminaire

En cas où l'écoulement est laminaire et un fluide incompressible, la perméabilité du milieu peut être obtenue par l'application directe de la loi de Darcy. Lorsque la mesure du débit se fait en sortie, la perméabilité apparente k_a est exprimée alors comme :

$$k_a = \frac{2\mu p_s L Q_s}{(p_s^2 - p_e^2) S} \quad (1-62)$$

Où p_e est la pression en entrée du système, p_s : la pression en sortie du système, Q_s : le débit volumique total mesuré en sortie. Une relation linéaire (Figure 1-17) entre la perméabilité apparente k_a et intrinsèque k est proposée par [62] sous la forme :

$$k_a = k \left(1 + \frac{\beta}{p_m} \right) \quad (1-63)$$

p_m : la pression moyenne du gaz, et β le coefficient intrinsèque de Klinkenberg [62] qui dépend de la morphologie et la géométrie de l'espace poreux. Ce coefficient défini par la formule (1-64) prend des valeurs élevées lorsque les pores sont étroits.

$$\beta = \frac{4c \bar{\lambda} p_m}{r} \quad (1-64)$$

c : est un paramètre constant, $\bar{\lambda}$ le parcours moyenne des molécules de gaz et r rayon de pore.

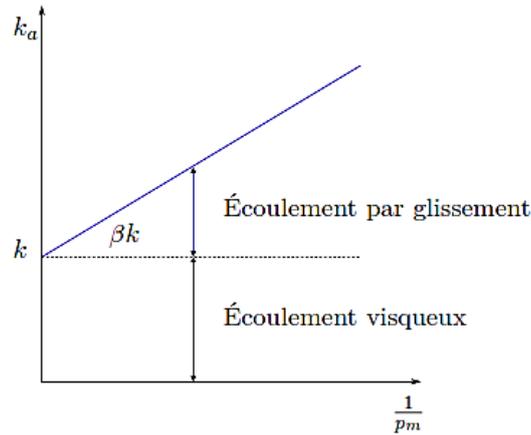


Figure 1-17 : Détermination de la perméabilité intrinsèque par la méthode de Klinkenberg [62]

Comme illustré dans la Figure 1-17, lorsque p_m tend vers l'infini, la perméabilité intrinsèque k correspond à la valeur de la perméabilité apparente k_a . En pratique, la perméabilité au gaz dépende du degré de saturation, pour cela, elle ne peut être jamais purement intrinsèque au milieu[63].

Une autre approche comparable à celle de Klinkenberg est proposée par Carman[64]. Cette approche définit la perméabilité apparente k_a à partir de la perméabilité des écoulements visqueux et la perméabilité par glissement k_{gl} qui sont considérés intrinsèques au matériau. Par variation de la pression moyenne appliquée, les mesures de débits permettant de déterminer les constantes de Carman A_m et B_m .

$$p_s q_s \frac{L}{\nabla P} = A_m p_m + B_m \quad (1-65)$$

Dont q_s est le débit mesuré en sortie, à la pression p_s .

La constante A_m convient à la pente de la courbe précisant le terme de gauche en fonction de la pression moyenne p_m , et la constante B_m correspond à l'ordonnée à l'origine. Les deux constant sont déterminés par corrélation, ils sont exprimés en fonction de k et k_{gl} .

$$\begin{cases} A_m = \frac{kM}{RT\mu} \\ B_m = \frac{4}{3} k_{gl} \bar{q} \end{cases} \quad (1-66)$$

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{8RT}{\pi M}} \quad (1-67)$$

Avec M la masse moléculaire, R constante moléculaire des gaz et \bar{q} la vitesse moléculaire.

1.5.2.2 Mesure en régime turbulent

On parle d'un régime turbulent lorsque la vitesse d'écoulement du fluide devient élevée. Dans ce cas, la loi de Darcy n'est plus applicable. Le nombre de Reynolds permet de définir le mode d'écoulement, il est exprimé par la formule suivante :

$$R_e = \frac{\rho_f \bar{q} d}{\mu} \quad (1-68)$$

Où, d est la distance caractéristique de l'écoulement, \bar{q} est la vitesse moyenne.

Pour l'eau, un R_e supérieur à 3000 signifie un régime d'écoulement turbulent, laminaire quand R_e est inférieur à 2300. Entre ces deux modes d'écoulement, c'est les conditions d'écoulement transitoire. Une formule basée sur la superposition de la résistance due aux forces d'inertie et la viscosité du fluide, initialement proposée par Forchheimer [65] permet alors de déterminer la perméabilité intrinsèque du milieu traversé par un flux d'un liquide ou d'un gaz.

$$-\frac{\partial p}{\partial z} = \alpha_t \mu q + \beta_t \rho_g q^2 \quad (1-69)$$

α_t , β_t sont des constants. Respectivement, l'un est équivalent à $\frac{1}{k}$ et l'autre est un coefficient correctif essentiellement lié au réseau poreux. La perte de charge au cours d'écoulement est proportionnelle à l'énergie cinétique du fluide, exprimée par le terme $(\rho_g q^2)$. Ce terme peut-être négligé pour des faibles vitesses d'écoulement, et on retrouve ainsi la loi de Darcy. En appliquant le principe de conservation de la masse pour déterminer la vitesse de flux en sortie d'un gaz considéré parfait, la perméabilité apparente est exprimée par :

$$\frac{1}{k_a} = \frac{1}{k} + \left(\beta_t \frac{M p_s}{RT \mu S} \right) Q_s \quad (1-70)$$

Dans cette relation, l'inverse de la perméabilité apparente $\frac{1}{k_a}$ est une fonction affine du débit sortant Q_s . L'inverse de la perméabilité intrinsèque du milieu est déterminée par l'intersection de cette courbe avec l'axe des ordonnées[63].

La Figure 1-18, issue des travaux de [66], montre une courbe expérimentale en régime turbulent de l'inverse de perméabilité apparente en fonction de débit total

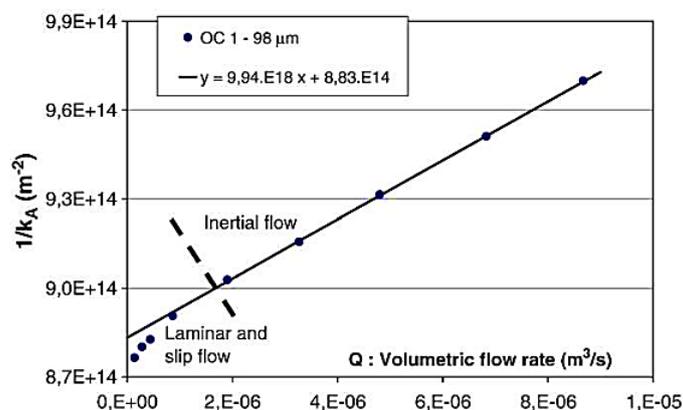


Figure 1-18: Inverse de la perméabilité apparente en fonction du débit total[67]

1.5.3 Couplage Perméabilité-Fissuration

Sous chargement mécanique (sismique par exemple), la dégradation du béton engendre une évolution de sa perméabilité. En effet, l'interaction fluide structure se manifeste par des surpressions générées dans les fissures créées. Ainsi, le couplage perméabilité-fissuration constitue le phénomène de base de toute approche de modélisation de l'interaction fluide-structure en situation de fissuration.

Afin de gérer l'évolution de la perméabilité avec la fissuration, deux approches sont proposées dans la littérature : une approche continue et une approche discrète.

Comme son nom l'indique, une approche continue repose sur une formulation continue. La perméabilité est exprimée en fonction de l'endommagement ou des déformations. Cette approche reste limitée, car elle ne fait pas intervenir le paramètre clef (la fissure). Les approches discrètes, contrairement aux approches continues, sont basées sur un couplage explicite perméabilité-fissure. La loi de Poiseuille reposant sur le concept des plaques parallèles pour décrire l'écoulement du fluide est souvent utilisée pour modéliser ce couplage.

1.5.3.1 Les modèles continus

Les modèles continus s'appuient sur le couplage entre la perméabilité et les variables endommagement et/ou déformations. Parmi les plus anciens, on peut citer le modèle

proposé par (Bourdarot, [68]) qui décrit la perméabilité en fonction de l'endommagement isotrope. La perméabilité est exprimée par la formule suivante :

$$k = k_0 \left(\frac{k_U}{k_0} \right)^D \quad (1-71)$$

Où, k_0 la perméabilité du matériau sain, k_U est la perméabilité ultime.

Un modèle basé sur les travaux de (Bourdarot, [68]) a été utilisé par (Bary, [69][70]) pour exprimer la variation de la perméabilité associée à une extension dans la direction perpendiculaire. Le tenseur de perméabilité anisotrope est donné alors par la relation (1-72), lorsque les deux directions perpendiculaires à la direction j sont soumises à l'endommagement.

$$k_j = \alpha \exp \left(\beta \sum_{i \neq j} (D_i^+)^{\gamma} \right) \quad (1-72)$$

D_i^+ représentent les variables d'endommagement associées aux déformations d'extension dans la direction i .

α , β et γ sont des paramètres du matériau. D'après l'auteur, pour les barrages en béton, ces paramètres prennent respectivement les valeurs 8.10^{-8} , 9,43 et 0,859.

L'effet de la refermeture des fissures (en cas de chargement sismique) sur la perméabilité est pris en compte par l'introduction du terme R_i dans l'équation (1-72) qui devient ainsi:

$$k_j = 8.10^{-8} \exp \left(9,43 \sum_{i \neq j} (1 - 0,909 R_i)^{0,756} (D_i^+)^{0,859} \right) \quad (1-73)$$

Suite à des expériences réalisées sur trois types de béton, une relation exponentielle est proposée par (Picandet, [66], [71]) pour exprimer la perméabilité en fonction de l'endommagement ::

$$k = k_0 \exp \left((\alpha D)^{\beta} \right) \quad (1-74)$$

Où, α , β représentent des coefficients de calage. Ils prennent respectivement les valeurs 11,3 et 1,64 pour bien exprimer le comportement des trois types de béton objet d'expérience. Pour de faibles valeurs d'endommagement (fissuration diffuse), la Figure 1-19 montre clairement la fonction exponentielle proposée (1-74).

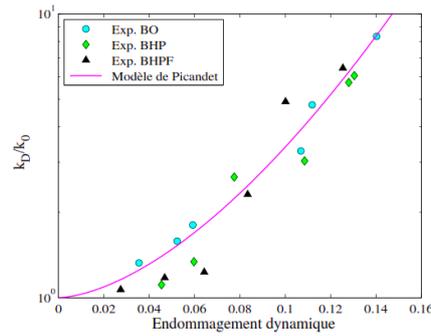


Figure 1-19 : Rapport des perméabilités sur échantillon sain et endommagé en fonction d'endommagement dynamique[71]

Un autre modèle a été proposé par (Jason, [72]). Il reflète l'intérêt d'introduire un seuil de percolation d'endommagement D_0 à partir duquel une évolution sensible de la perméabilité est constatée. Ce modèle basé sur les travaux de (Gérard et al, [73]; Picandet et al, [66]; Souley et al, [74]) propose la formulation suivante :

$$\begin{aligned} k &= k_0 10^{C(D-D_0)} \text{si } D > D_0 \\ k &= k_0 \text{si } D \leq D_0 \end{aligned} \quad (1-75)$$

Ici, C est une constante fixée à 8,67, et le seuil D_0 vau^x 0,035.

Plus récemment (Chen et al, [75]) ont proposé un modèle généralisé reposant sur un modèle initialement développé par Jason et al [72] dans lequel le tenseur de la perméabilité est anisotrope. Ainsi, lorsque le chargement est appliqué dans la première direction principale, la perméabilité évolue dans les deux autres directions. La relation de la perméabilité prend alors la forme suivante :

$$\begin{aligned} k_i &= k_0 10^{C(\max(D_j, D_k) - D_0)} \text{si } \max(D_j, D_k) > D_0 \\ k_i &= k_0 \text{si } \max(D_j, D_k) \leq D_0 \end{aligned} \quad (1-76)$$

C et D_0 sont préalablement définis.

1.5.3.2 Les modèles discrets

L'inconvénient des approches continues est que le paramètre clef caractérisant la dégradation du béton sous chargement sismique (ouverture-refermeture de fissure) n'est pas introduit. Après fissuration, l'écoulement se localise dans des chemins préférentiels. Ainsi, une description discrète devient obligatoire pour décrire le couplage. La loi de poiseuille est souvent adaptée pour décrire l'écoulement à travers le milieu poreux fissuré. En effet, il existe différentes présentations des réseaux

d'écoulement à savoir : plaques parallèles à ouverture constante ou variable (PPM), tubes circulaires, disques...

La connaissance de la morphologie (ouverture, largeur, longueur, connectivité, tortuosité) de l'espace poreux et de son évolution après fissuration sont primordiales à l'utilisation des modèles discrets. Nous rappelons ci-dessous les équations de la loi de poiseuille issue du concept basé sur les plaques parallèles pour déterminer la perméabilité du milieu.

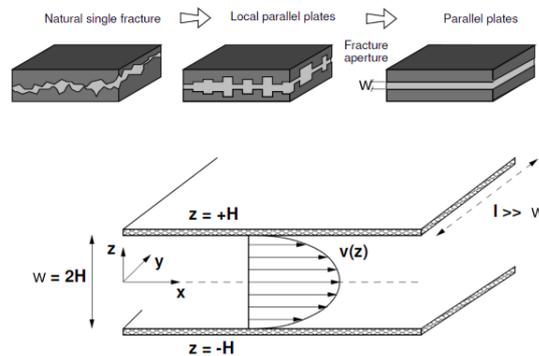


Figure 1-20: Concept des plaques parallèles[76]

D'après la Figure 1-20, le gradient de pression est orienté selon l'axe x , et la normale aux plaques parallèles est orientée vers z . Les plaques sont positionnées en $z = \pm \frac{w}{2}$.

La vitesse d'écoulement s'écrit alors :

$$v(x, z) = v(z) = v_{max} \left(1 - \frac{4z^2}{w^2}\right) \quad (1-77)$$

$$v_{max} = \frac{w^2 \nabla p}{8\mu dx} \quad (1-78)$$

On peut définir la perméabilité intrinsèque k (m^2) en comparant l'équation (1-78) avec loi de Darcy (1-87) :

$$k = \frac{w^2}{12} \quad (1-79)$$

À partir du moment où le milieu est traversé par plusieurs fissures, la perméabilité est régie par l'écoulement de poiseuille. La perméabilité K d'un milieu fissuré, modélisé par une matrice imperméable dont les fissures sont parallèles à l'ouverture w , est exprimée alors par la formule suivante :

$$K = \xi \frac{e w^2}{12} \quad (1-80)$$

Où, e est la porosité du milieu, et ξ représente un facteur de forme lié à la rugosité de la fissure. Quand les fissures parallèles sont espacées d'une distance moyenne L , la porosité e prend la valeur $\frac{w}{L}$. La perméabilité de ce milieu hypothétique périodique qui présente des fissures parallèles espacées d'une même distance L est régie par l'équation suivante :

$$K = \frac{\xi w^3}{12L} \quad (1-81)$$

Où, L est la distance moyenne entre les fissures, et w représente l'ouverture des fissures parallèles. Les valeurs de facteur ξ sont déterminées expérimentalement (Picandet, [71]), en se basant sur l'équation (1-81), pendant leurs expériences réalisées sur des disques sollicités en traction par fendage. Ce facteur prend « d'après l'auteur » les valeurs suivantes : 0,01 pour le béton fibré à haute performance, 0,03 pour le béton ordinaire et 0,1 pour le béton à hautes performances.

L'approche décrite ci-dessus est limitée aux cas isotropes. Lors d'une fissuration sous chargement sismique aléatoire, le matériau fissuré présente un caractère anisotrope. Ainsi, le couplage perméabilité-fissuration doit être développé dans un cadre plus général qui permet de décrire le caractère anisotrope lié à la fissuration.

1.5.4 Couplage Perméabilité-Fissuration dans le cadre de la mécanique des milieux poreux

Les barrages en béton sont des milieux poreux. La description de l'interaction fluide-structure doit être réalisée dans le cadre de la mécanique des milieux poreux. Cela est d'autant plus vrai lors de la fissuration sous chargement sismique, car l'augmentation de la perméabilité du barrage associé à des phénomènes de surpressions générées à l'intérieur peuvent mettre en cause sa stabilité.

La mécanique des milieux poreux présentée ici repose sur les travaux de [77], [78] ainsi que ceux de [79] qui consistent à superposer deux milieux continus : la matrice solide (squelette), et le fluide circulant dans un milieu poreux à l'échelle macroscopique. Pour un milieu poreux saturé par un fluide, la Figure 1-21 schématise

le principe de superposition initialement proposé par [77]. Ce nouveau système dit « ouvert » peut échanger la matière avec le milieu extérieur.

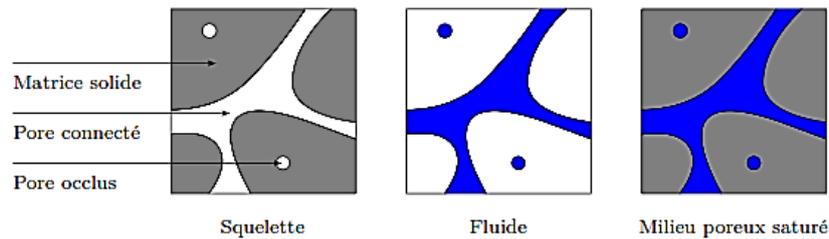


Figure 1-21: Représentation du principe de superposition de deux milieux continus [80]

Dans ce qui suit on rappelle les bases fondamentales de la mécanique des milieux poreux

Conservation de la masse solide

Sous conditions qu'il n'y a, ni création ni perte de masse de la part du solide, et que le fluide n'arrache aucune particule du squelette, on dit qu'il y a conservation de la masse solide. Ceci revient à écrire :

$$\frac{\partial m_s}{\partial t} = 0 \quad (1-82)$$

m_s : représente la masse de squelette par unité de volume de milieu poreux défini dans la configuration de référence.

Conservation de la masse fluide

Comme il est précédemment défini, le système « ouvert » permet l'échange de la matière fluide avec le milieu extérieur, l'équation de conservation de la masse du fluide s'écrit :

$$\frac{\partial m_f}{\partial t} = -\text{div}\underline{\omega} \quad (1-83)$$

m_f : représente la masse de fluide par unité de volume de milieu poreux défini dans la configuration de référence.

$\underline{\omega}$: correspond au flux de la masse fluide.

L'équation (1-82) représente la continuité du fluide dans le milieu poreux.

Loi de Darcy (loi de comportement)

La loi de Darcy est établie initialement à partir d'une expérience de percolation sur un sable saturé par l'eau puis elle est généralisée à plusieurs milieux poreux.

La loi est valable sous les hypothèses suivantes :

- Le milieu poreux est saturé par un seul fluide.
- Les effets d'inertie sont négligés.
- Aucune interaction chimique entre le fluide et le squelette n'est attendue.
- À l'échelle macroscopique, le matériau est considéré homogène et isotrope.

Pour un écoulement laminaire, l'équation de Darcy s'écrit :

$$Q = - \frac{kS \nabla P}{\mu L} \quad (1-84)$$

Avec : Q (m^3/s) est le débit volumique du fluide, k (m^2) est la perméabilité intrinsèque du milieu poreux, S (m^2) est la surface normale à direction du flux, L (m) est la longueur du matériau dans la direction du flux, μ ($Pa.s$) est la viscosité dynamique de fluide et ∇P (Pa) représente le gradient de la pression piézométrique. Cette pression est définie par :

$$P = p + \rho g z \quad (1-85)$$

Où $z(m)$ est l'altitude par rapport à un niveau de référence, ρ (Kg/m^3) est la masse volumique du fluide, g (m/s^2) est l'accélération de pesanteur, p (Pa) est la pression du fluide. Si la pression d'injection d'un fluide est plus élevée par rapport à sa masse volumique, le deuxième terme de l'équation (1-85) devient nul et loi de Darcy s'écrit :

$$Q = - \frac{kS \nabla p}{\mu L} \quad (1-86)$$

Ou bien sous la forme différentielle :

$$Q = - \frac{kS dp}{\mu dx} \quad (1-87)$$

$\frac{dp}{dx}$: représente le gradient de pression.

La vitesse d'écoulement unidimensionnel v (m/s) est définie comme :

$$v = \frac{Q}{S} \quad (1-88)$$

L'estimation de la perméabilité intrinsèque dans le cas d'un liquide et dans des conditions isothermes se fait par l'application directe de la loi de Darcy. Par ailleurs, dans le cas où l'eau représente le fluide du milieu poreux, nous parlons souvent de la conductivité hydraulique K (m/s) au lieu de la perméabilité intrinsèque k (m^2), définie par :

$$K = k \frac{\rho g}{\mu} \quad (1-89)$$

Principe de contrainte effective

Le concept de la contrainte effective est basé sur deux hypothèses [81], l'une est la considération de la matrice solide comme étant incompressible à l'échelle des grains, et l'autre liée au comportement du solide qui est supposé linéaire et réversible. La contrainte effective σ' s'écrit alors comme :

$$\sigma' = \sigma + p\mathbb{1} \quad (1-90)$$

Un coefficient de couplage hydromécanique b a été introduit par [56,57] pour tenir compte de l'influence de la pression sur la contrainte totale

$$\sigma' = \sigma + bp\mathbb{1} \quad (1-91)$$

Si ce coefficient de partage entre ce qui est repris par le squelette solide et le fluide vaut sa valeur maximale ($b=1$), on retrouve la formulation initiale (1-90) de [81], donc ce coefficient apporte une contribution au module apparent ou drainé du matériau.

$$K_0 = (1 - b)K_s \quad \Rightarrow \quad b = 1 - \frac{K_0}{K_s} \quad (1-92)$$

Où K_0 représente le module de compressibilité apparent (drainé) et K_s le module de compressibilité du squelette solide seul (sans vides).

Comportement du fluide

La variation de la porosité ($\delta\phi = \phi - \phi_0$) dans le cadre de la poromécanique comptabilise l'effet de la pression intra-poreuse p et la déformation volumique macroscopique ε . Pour cela, l'expression de la variation de porosité en l'absence de la pression initiale est donnée alors comme :

$$\delta\phi = b (tr \varepsilon) + Np \quad (1-93)$$

Cette expression est directement attachée à l'accroissement de la porosité connectée, dont b est le coefficient de Biot déjà défini précédemment, et le coefficient N donné par :

$$N = \frac{b - \phi_0}{K_s} \quad (1-94)$$

Avec ϕ_0 : la porosité initiale.

Le coefficient N représenté dans la Figure 1-22 caractérise la relation entre les variations du volume poreux et de la pression lors d'une expérience où la déformation macroscopique est maintenue constante[63]. La variation de volume fluide δv_f est définie comme le rapport entre la variation de la masse fluide et la masse volumique initiale du fluide :

$$\delta v_f = \frac{\delta m_f}{\rho_{f0}} \quad (1-95)$$

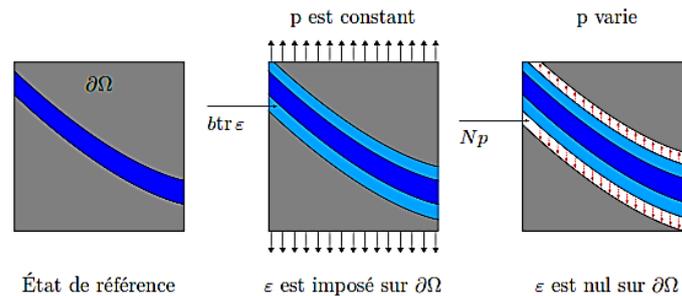


Figure 1-22: Interprétation physique du coefficient N [63]

En négligeant les termes de second ordre, la relation de compressibilité du fluide s'exprime alors :

$$\delta v_f = btr \varepsilon + \frac{p}{M} \quad (1-96)$$

Dans M : est le module de Biot qui est en fonction de la compressibilité du squelette K_s , du fluide K_f , du coefficient de Biot b et de la porosité initiale ϕ_0 :

$$\frac{1}{M} = \frac{b - \phi_0}{K_s} + \frac{\phi_0}{K_s} \quad (1-97)$$

L'équation (1-96) représente la loi de comportement macroscopique du fluide dont le couplage hydromécanique est assuré entre la partie mécanique (équation 1-91), la pression, et la variation volumique[63].

Poros-élasticité linéaire anisotrope

La prise en compte de l'anisotropie des propriétés mécaniques du squelette ainsi que l'anisotropie des propriétés hydrauliques permet de généraliser les équations de la poros-élasticité aux matériaux qui présentent une anisotropie initiale. À cet effet, la formulation drainée de la loi de comportement mécanique est exprimée alors comme :

$$\sigma = \mathbb{C}_0 : \varepsilon - Bp \quad (1-98)$$

Avec :

\mathbb{C}_0 : Tenseur d'élasticité drainé.

B : Tenseur de Biot.

À travers la porosité connectée, l'écoulement du fluide est géré par la loi de Darcy en considérant un caractère anisotrope du tenseur de perméabilité k , alors, le flux volumique de masse fluide q_f s'écrit :

$$q_f = - \frac{k}{\mu} (\nabla p - \rho_f g) \quad (1-99)$$

Avec ρ_f : pression interstitielle du fluide.

Le comportement macroscopique du fluide qui tient compte du caractère anisotrope du tenseur de Biot s'écrit :

$$\delta v_f = B : \varepsilon + \frac{p}{M} \quad (1-100)$$

Il est important de noter que l'évolution des propriétés mécanique et hydriques dépende des micro ou macro-fissures orientées. L'anisotropie induite par un chargement correspond est généralement à des fissures orientées[63].

1.6 Conclusion

À travers ce chapitre, nous avons synthétisé les différentes méthodes de mise en évidence du phénomène de l'interaction sol structure et de l'interaction fluide-structure. En ce qui concerne l'interaction fluide-structures, nous avons jugé intéressant de rappeler certaines notions fondamentales nécessaires à la prise en compte de ce phénomène dans un calcul non linéaire. En effet, de par sa nature, un barrage est un milieu poreux. La prise en compte de l'IFS devrait se faire naturellement dans le cadre de la mécanique des milieux poreux. De plus, sous chargement sismique, la dégradation du matériau génère de la fissuration. Conséquemment, la porosité du milieu augmente générant ainsi des surpressions à l'intérieur des pores et des fissures créées. La prise en compte de tous ces phénomènes, très complexes, nécessite une modélisation très fine avec prise en considération du caractère poreux anisotrope et de son évolution avec la fissuration lors d'un chargement sismique.

Dans le chapitre suivant, l'interaction Sol-Structure et fluide -structure sera abordée de manière simple et pratique. Une analyse numérique de l'effet de la géologie du site sur le comportement sismique des barrages en béton est réalisée. Le site est représenté par le module de déformation du rocher. L'objectif est de mettre en évidence les limites de telles approches dans la modélisation des interactions ISS et IFS.

CHAPITRE 2 : Analyse simplifiée de l'interaction fluide-sol-structure dans les barrages en béton

2.1 Introduction

Dans le génie sismique, l'excitation est souvent mesurée à la surface du sol en absence de toute structure. La présence d'une structure/ouvrage peut modifier les données d'accélération. Ce phénomène est désigné par l'interaction sol-structure. De plus, un mouvement sismique engendre habituellement des amplifications des forces de réservoir agissant sur l'ouvrage (interaction fluide structure), ces amplifications sont fréquemment à l'origine de propagation des fissures, initialement déclenchées par un séisme ou des fissures endogènes.

La géologie du site représentée par le module de déformation du rocher est un paramètre très important à considérer dans la conception sismique des barrages. Ce paramètre provoque des variations remarquables dans l'accélération sismique qui se traduit par une forte augmentation des caractéristiques vibratoires du barrage (déplacement de la crête, endommagement...).

L'objectif de ce chapitre est d'utiliser des méthodes de calcul simplifiées pour modéliser les effets d'interactions Sol-Structure et Fluide-Structure dans un barrage soumis à une excitation sismique. Ces calculs sont réalisés avec un esprit d'ingénierie pratique. En effet, on s'intéresse à la mise en évidence de l'influence de la variation du module de déformation du rocher sur la réponse sismique des barrages-poids et voûtes en matière de déplacement de la crête, concentration des contraintes, localisation d'endommagement et apparition des fissures, tout en considérant le phénomène d'interaction fluide-sol-structure. Outre ces considérations, l'aspect lié à la faisabilité économique des barrages en béton est toujours posé d'une manière à optimiser le profil des barrages en béton en vue d'un gain significatif des volumes de béton tout en assurant les critères de sécurité de l'ouvrage. Dans un premier temps, des rappels concernant les barrages-poids et voutes sont fournis. Par la suite, la méthode d'analyse et les résultats des simulations numériques seront exposés.

2.2 Critères fondamentaux de conception des barrages en béton

Cette partie s'intéresse aux différents critères principaux liés à la conception et dimensionnement des barrages poids et voûte réalisés en béton.

2.2.1 Barrages poids

La conception et le dimensionnement des barrages en béton dépendent essentiellement de la morphologie de la vallée (la forme de la vallée en U ou en V, et la longueur relative L/H). En effet, une vallée large conviendra à l'aménagement d'un barrage en remblai, contrairement à une vallée étroite qui conviendra ainsi à un barrage-poids ou voûte sous réserve que les fondations le permettent.

Le barrage-poids est l'un des types les plus anciens. Les méthodes de dimensionnement et de calcul de ce genre de barrage ont beaucoup évolué. L'analyse classique s'effectue en deux dimensions sur la ou les sections droites de plus grande hauteur sur lesquelles on étudie, de manière conventionnelle, l'équilibre des forces agissantes de haut en bas sur toute la section horizontale.

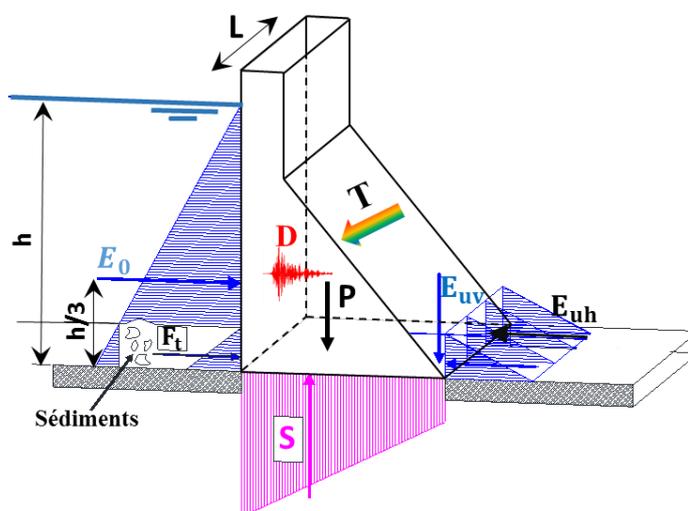


Figure 2-1: Représentation schématique des forces principales agissant sur le barrage-poids (profil en 3D)

La Figure 2-1 montre les forces principales à considérer pour l'analyse de la stabilité des barrages-poids et la détermination de l'état de contraintes internes avec :

h = hauteur de la retenue, L = longueur de couronnement, P = le poids propre, E_0 = la poussée exercée par l'eau de la retenue sur le parement amont, E_{uh}, E_{uv} = la composante de la poussée horizontale et verticale exercée par le bief aval F_t = la poussée des terres (sédiments accumulés au fond du lac), S = la sous-pression, D = action dynamique due aux séismes, T = action thermique.

La poussée de l'eau et la contrainte totale sur la facette horizontale au pied amont du barrage engendrée par le poids propre P doivent être au moins égale à la pression de réservoir au même niveau : c'est la condition fondamentale de M.Lévy. Ainsi, on peut vérifier que la contrainte effective résultant du poids P , la poussée de l'eau E_0 , et la sous-pression S , est une compression. Ces deux dernières conditions, pratiquement équivalentes, interdisent, en principe, l'apparition de fissures [82].

Les fruits aval f d'un profil du barrage triangulaire, dont le parement amont est vertical (configuration simplifiée), sont donnés par les expressions suivantes :

$$f \geq (\gamma - 1)^{-1/2} \quad (2-1)$$

$$f \geq (2\gamma - 3)^{-1/2} \quad (2-2)$$

Où : γ est la densité du corps du barrage par rapport à l'eau.

L'équation (2-1) représente la condition de non fissuration (M.Lévy) tandis que l'équation (2-2) caractérise une condition pour une fissuration stable. En appliquant les équations (2-1) et (2-2) pour une densité moyenne de 2,35; les valeurs de fruits respectivement sont 0,86 et 0,77.

Sécurité au renversement

Par définition, quand la résultante des forces mobilisées sorte de la base de la fondation, la structure tend à se renverser. En effet, pour les barrages-poids en béton, la résultante des forces doit être située à l'intérieur ou à la limite du tiers central (Figure 2-2), dont l'inclinaison est entre 27° et 42° [83].

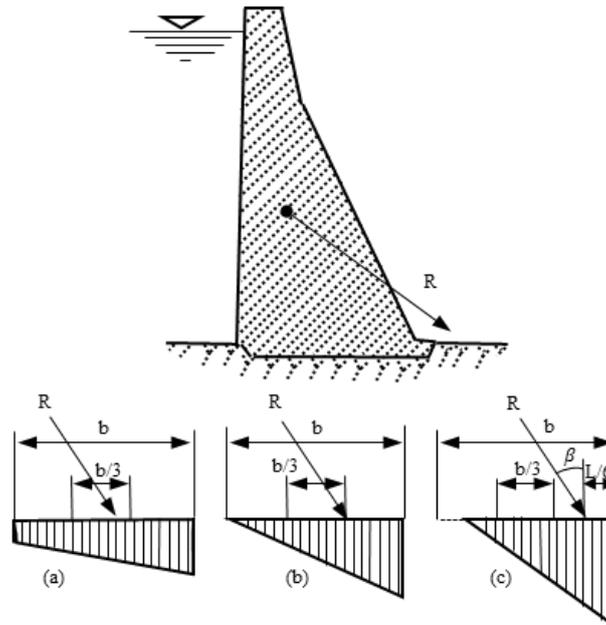


Figure 2-2: Relation entre la surface de base comprimée et la résultante(a) dans le tiers central, (b) à la limite aval du tiers central, (c) à la limite aval tolérable en tenant compte de cas du séisme maximum de projet[83]

Ainsi, la stabilité au renversement peut être déterminée par un facteur de sécurité F_R dûment défini comme[84] :

$$F_R = \frac{\sum M_s}{\sum M_d} \quad (2-3)$$

Où : M_s est les moments stabilisants tandis que M_d représente les moments déstabilisants. La stabilité au renversement est assurée si :

- $F_R \geq 1.5$ pour les combinaisons de charge fondamentales.
- $F_R \geq 1$ pour les combinaisons de charge accidentelles et extrêmes.

Sécurité au glissement

Sur la même configuration simplifiée du barrage-poids, la résistance au glissement du barrage sur la fondation est examinée par rapport à la poussée horizontale de l'eau E_0 (Figure 2-3). Le facteur de sécurité au glissement est exprimé par l'équation suivante :

$$F_G = \frac{R}{E_0} \quad (2-4)$$

Où : R est la force de cisaillement résistant au glissement, E_0 représente la force de poussée horizontale.

Idem pour le renversement, la stabilité au glissement est assurée si :

- $F_G \geq 1.5$ pour les combinaisons de charge fondamentales.
- $F_G \geq 1$ pour les combinaisons de charge accidentelles et extrêmes.

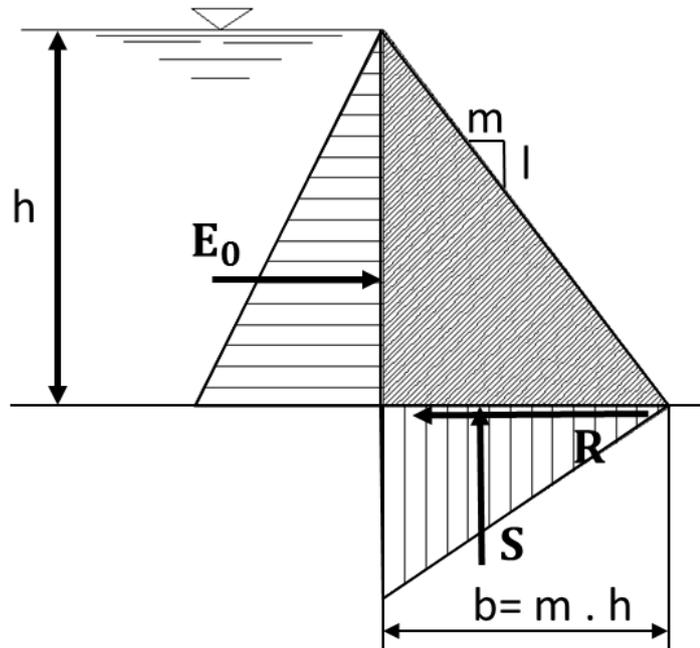


Figure 2-3: Schématisation des efforts utiles pour le calcul de la stabilité au glissement.

On peut exprimer ainsi la résistance au glissement τ par la relation de Coulomb suivante :

$$\tau = C . A + N \tan \varphi \quad (2-5)$$

Avec :

C : la cohésion du contact béton –fondation exprimée en KPa.

φ : l'angle de frottement interne.

\dot{A} : surface unitaire de glissement en (m²/m)

$$\dot{A} = b = m . h$$

N : la résultante des forces perpendiculaires à la fondation en KN.

Sécurité au soulèvement

En pratique, plusieurs barrages ne respectent pas les conditions de M.Lévy exprimées par les équations (2-1)(2-2), parce que tous les projets sont équipés de moyens de drainage fiable susceptibles de réduire les pressions d'eau dans la fondation et dans le corps de barrage par galerie, drains coffrés ou bien forés. Selon l'efficacité d'injection et de drainage, il existe plusieurs profils de sous-pression comme indiqué sur la Figure 2-4:

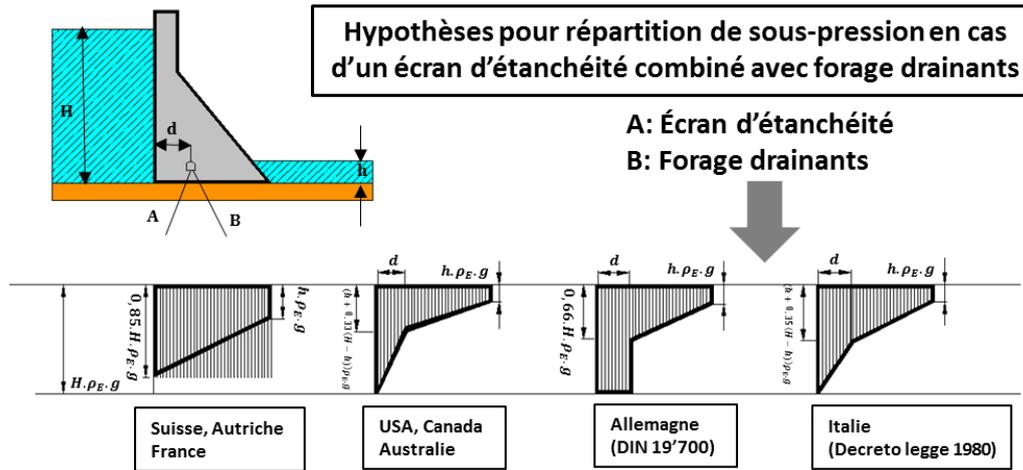


Figure 2-4 : Schéma des sous-pressions agissantes sur la base du barrage-poids

Lorsque la valeur de la sous-pression S dépasse la somme des forces verticales, le risque d'instabilité au soulèvement devient non négligeable, un facteur de sécurité doit être considéré, ce facteur est défini alors comme :

$$F_S = \frac{P_S + E_W}{S} \quad (2-6)$$

Où, P_S est le poids propre du barrage y compris tous les équipements attachés, et E_W représente le poids de l'eau agissant sur le barrage.

2.2.2 Barrages voûtes

Un barrage voûte est par définition un ouvrage dont la forme est désignée de façon à transmettre les efforts de la poussée de réservoir vers les rives, c'est en quelque sorte une superposition d'arcs horizontaux chargés chacun à leur extrados par la pression P correspondante à leur profondeur (Figure 2-5)[82]. Les barrages voûtes sont

recommandés dans les sites relativement étroits (élancement $L/H \leq 4$), dont la forme est cylindrique, trapézoïdale, ou à double courbure.

Dans les barrages voûtes, la contrainte maximale dans les arcs comprimés est limitée à 5 MPa et le coefficient de sécurité est de l'ordre de 4 à 5 pour un béton de qualité moyenne. Cette condition conduit à une épaisseur de voûte donnée par la formule du tube suivante :

$$\sigma = \frac{P R}{e} \quad (2-7)$$

Où, σ est la contrainte maximale de compression transmise par l'arc, P est la pression hydrostatique exprimée en MPa, R représente le rayon de l'arc (m), et e est l'épaisseur de la voûte (m).

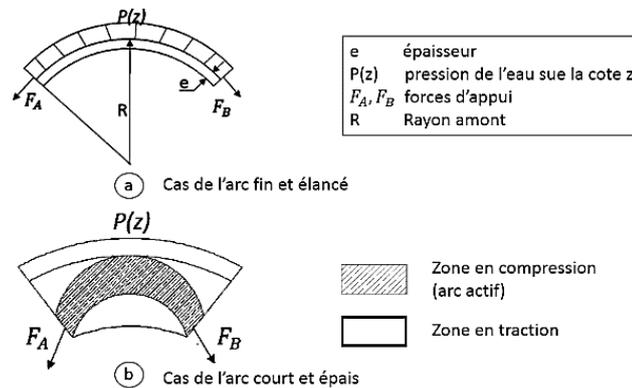


Figure 2-5 : Mode de travail des arcs d'une voûte[82]

Le dimensionnement du profil du barrage voûte suit ainsi les formules présentées sur la Figure 2-6:

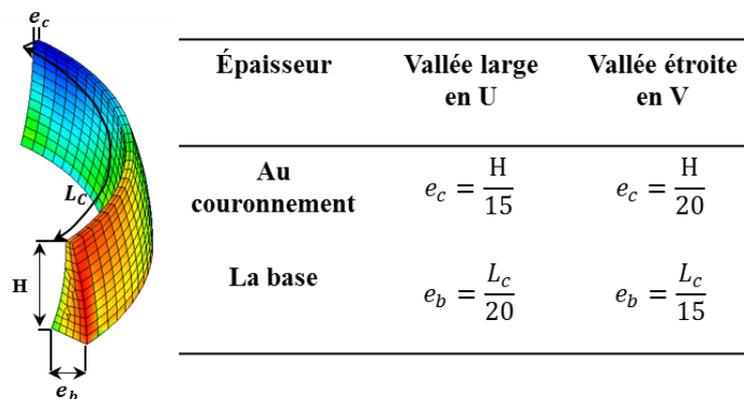


Figure 2-6 : Mode de dimensionnement d'un barrage voûte

Pour les petits barrages voûtes, ces formules restent un moyen efficace de prédimensionnement. Néanmoins, il faut réunir d'autres conditions nécessaires pour pouvoir concevoir un barrage voûte (petit ou grand) :

- Condition topographique : la vallée doit être « étroite » ; des barrages voûtes ont été construits sur des sites dont le rapport largeur en crête sur hauteur (Lc/H) voisin de 10, mais généralement les voûtes sont intéressantes lorsque Lc/H est inférieur à 5 ou 6 pour des vallées en V et à 4 ou 4.5 pour des vallées en U ;
- Rigidité de la fondation : il faut que la rigidité de la fondation soit suffisante (le module de déformation du rocher ne doit pas être inférieur à 4 ou 5 GPa) pour que le fonctionnement « en voûte » soit possible, sinon les arcs ne trouvent pas leurs appuis et la structure tend à fonctionner en mode console.
- Résistance mécanique de la fondation : puisque la voûte transmet des contraintes importantes à la fondation des talus de rives, cette dernière doit rester dans le domaine élastique.

Il est important de noter que le barrage voûte s'avère, souvent, une solution économique pour les petits barrages à cause de la réduction considérable des volumes de béton à mettre en œuvre. Par ailleurs, le barrage voûte présente aussi l'avantage d'être peu sensible à la submersion (risque d'érosion du pied aval). En outre, il permet d'avoir une meilleure résistance au séisme (objectif de cette étude), et au sous pression grâce à sa petite surface d'assise. Cependant, le barrage voûte présente aussi des inconvénients à savoir : des contraintes importantes dans le béton et dans le rocher; la dilatation thermique est à considérer, la difficulté d'intégration d'un évacuateur de crue et les sous pressions dans les fissures du rocher qui peuvent provoquer des glissements d'appuis[84].

2.2.3 Aspects dynamiques

Une évolution notable dans le cadre de l'analyse dynamique des barrages est observée ces dernières années grâce à la performance numérique disponible. En fait, les modèles basés sur la méthode des éléments finis (FEM), permettent d'effectuer des analyses dynamiques linéaires et non-linéaires et de modéliser des structures de géométries complexes. Une analyse spectrale peut être réalisée afin de pouvoir déterminer la réponse maximale de l'ouvrage en utilisant un spectre de réponse respectant les paramètres sismique établis. Cette approche, en dépit de sa simplicité, reste une approche sommative décrivant les non linéarité de façon globale.

La modélisation numérique du système barrage-réservoir-fondation dans le domaine temporel avec la prise en compte de plusieurs phénomènes (les non linéarités matérielles, contact, l'interaction fluide-sol-structure, fracturation hydraulique, les effets thermiques, etc.) est un processus complexe nécessitant à la fois une compréhension physique approfondie et une implémentation numérique validée. L'analyse dynamique non linéaire demeure la seule approche robuste permettant d'aboutir à des analyses objectives et approfondies.

Dans la section suivante, une analyse dynamique non linéaire est effectuée sur divers profils de barrages en béton où l'interaction sol structure est prise en compte par la méthode globale (déconvolution du mouvement sismique). Quant à l'interaction fluide structure, elle est considérée par le concept des masses ajoutées (méthode de Westergaard). Cette série de modélisation est réalisée avec objectif de la de mise en évidence de l'influence de la variation du module de déformation du rocher sur la réponse sismique des barrages étudiés notamment en matière de déplacement de la crête, concentration des contraintes, localisation d'endommagement apparition des fissures.

2.3 Effet de la géologie du site sur le comportement sismique des barrages en béton avec prise en compte de l'IFSS

La connaissance de la morphologie de la vallée est primordiale dans le choix du type de barrage. En effet, deux paramètres topographiques guident ce choix, d'une part la forme de la vallée (en u ou en v), et d'autre part, la largeur relative (L/H) appelée aussi élancement. Outre les paramètres topographiques, la sismicité régionale est un facteur nécessaire à considérer dans la conception des barrages. Les barrages voûte ou poids-voûte présentent des résistances relativement élevées surtout si le rocher de fondation et des rives présentent un module de déformation considérable. L'amélioration de la résistance contre ce genre d'excitation se fait soit par le remplissage des joints par coulis de ciment s'il s'agit d'un barrage-poids, soit par élargissement des âmes en aval pour les barrages à contrefort.

Pour les barrages voûtes, les efforts horizontaux sont transférés du centre vers les rives par les effets d'arcs, les efforts verticaux sont transférés vers les rives par la raideur de coque. Dans le sens vertical, les consoles prennent une part du chargement hydrostatique en flexion et en cisaillement. De rive à rive, la raideur de coque occasionne un plongement des efforts vers les rives et par conséquent, une tendance au soulèvement des consoles centrales. Ce phénomène hyperstatique aggrave les conditions de résistance de la base des consoles centrales. Les barrages voûtes à double courbure permettent, en outre, de réduire les rayons des arcs les plus chargés vers le bas et les cisaillements horizontaux en pied de consoles centrales. En plus de toutes ces considérations, l'aspect lié à la faisabilité économique des barrages en béton se pose d'une manière pertinente. Les développements scientifiques tentent à optimiser le profil des barrages en béton en vue d'un gain considérable des volumes de béton tout en assurant des critères de sécurité acceptables, notamment face aux sollicitations dynamiques. La stabilité des barrages voûtes diffère essentiellement de celle des barrages-poids, qui résulte d'une certaine inégalité entre la poussée de l'eau et le poids. Les déplacements radiaux maximaux en clé et en crête sont les plus significatifs et doivent être systématiquement étudiés, de même que les déplacements tangentiels de rives qui permettent d'évaluer l'influence des mouvements des appuis sur l'ouvrage.

Pour répondre à l'ensemble de ces critères de conception variés et conflictuels, une analyse dynamique non linéaire avec variation de module de déformation du rocher (entre 3 et 15 GPa) est effectuée sur un profil de barrage-poids dans un premier temps. Ensuite à dimensions équivalentes, deux autres profils de barrages (voûtes à simple courbure et poids-voûte) sont soumis à une analyse similaire afin de comparer la réponse sismique de ces derniers avec celle du barrage-poids. En plus, la réponse sismique d'un barrage voûte à double courbure est étudiée en vue de quantifier l'apport de la double courbure sur la réponse du barrage en matière de déplacement, endommagement et fissuration ainsi que sur l'optimisation du volume du béton.

Dans ce contexte, le présent chapitre propose une modélisation numérique avec prise en compte de l'IFSS pour mieux appréhender le comportement dynamique d'un barrage (le barrage de Koyna, utilisée souvent comme référence, est choisi pour exemple) avec divers modules de déformation du rocher et différentes formes de profil du barrage. Les profils ont été analysés en vue d'une optimisation des volumes du béton en fonction des critères sécuritaires. Pour cela, un modèle élasto-plastique à endommagement anisotrope initialement développé par [55] est adopté pour modéliser le comportement du système barrage-fondation. La présentation des paramètres de fissuration dans l'espace (ouverture, profondeur, propagation ...) se fait par une approche énergétique proposée par Matallah et al [85] ou l'anisotropie du mécanisme de fissuration est exprimée à l'aide d'un tenseur de second ordre (The Unitary Crack Opening Tensor). Notre objectif est de mener une étude dynamique du barrage de Koyna de forme poids et comparer sa réponse sismique par rapport aux réponses des barrages voûtes à simple courbure, poids-voûte et voûte à double courbure (profils à dimensions équivalentes) ramenés à des conditions géologiques différentes du rocher [86].

2.3.1 Outils et méthodologie

En se basant sur les critères conceptuels de prédimensionnement précédemment détaillés pour les barrages-poids et voûtes, le Tableau 2-1 donne les principaux critères de conception retenus pour la modélisation numérique.

Tableau 2-1 : Description et géométrie des profils des barrages étudiés

Profil du barrage	Fruit aval	H	E_b	E_c	R_c
Poids	0,7	103	70	14,8	/
Voûte à simple courbure	/	103	48	08	271,6
Poids-voûte	/	103	55	09	290,6
Voûte à double courbure	/	103	60	10	297,4
Voûte à double courbure	/	103	48	08	271,6

Avec : H la hauteur (M), E_b : l'épaisseur de la base (M), R_c : Rayons de courbures (M) et E_c : l'épaisseur au couronnement (M).

2.3.2 Prise en compte de la géologie et éléments de modélisation

En principe, il est indispensable d'éviter l'implantation d'un barrage en béton sur un sol médiocre et déformable afin d'empêcher tout tassement probable du barrage sous l'action de leur poids propre d'une part et de l'effet d'infiltration des eaux sous fondations qui jouent un rôle déstabilisateur d'autre part. Pour les barrages-poids et barrages-voûtes, le module de déformation du rocher influe énormément la conception et le comportement de l'ouvrage. Ainsi, au niveau de la modélisation numérique, une variation du module de déformation du rocher (entre 3 et 15 GPa) est envisagée pour tenir compte de l'effet de la géologie du site sur la réponse du barrage soumis à une excitation sismique. L'analyse du comportement des profils conceptuels du barrage sous différentes sollicitations a été paramétrée en relation avec les variations des modules de déformation du rocher. Ces analyses paramétrées ont été guidées par l'étude de l'évolution des déplacements, des endommagements et des fissurations.

En fait, la prédiction du comportement des barrages sous excitation sismique est primordiale pour l'estimation des marges de sécurité. Pour ce faire, une modélisation par éléments finis sous le code de calcul Cast3M est élaborée pour étudier le système barrage-rocher (Interaction Sol-Structure). L'interaction fluide-structure (pression de l'eau) est également prise en compte via une approche pratique et simplifiée. En effet, notre étude consiste à varier le module de déformation du rocher en gardant constants

tous les autres paramètres ainsi que les sollicitations agissantes sur le barrage afin de pouvoir déduire l'effet de cette variation sur le comportement sismique de l'ouvrage.

Le maillage en éléments finis et la géométrie du barrage sont schématisés sur la Figure 2-7 et les différentes valeurs des paramètres des matériaux considérés dans la modélisation numérique sont regroupées dans le Tableau 2-2.

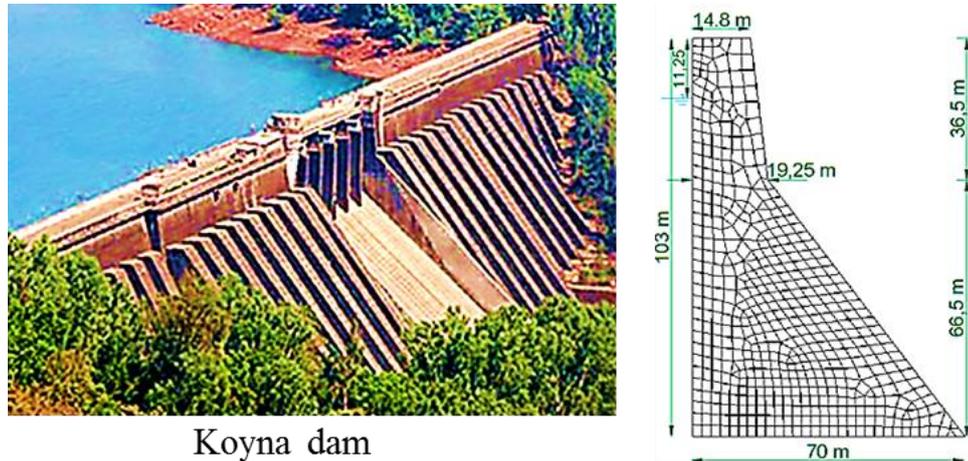


Figure 2-7: Géométrie et maillage 2D du barrage de Koyna

Tableau 2-2: Caractéristiques des matériaux pour le système barrage-fondation

Paramètres de la fondation							
Module de déformations (GPa)	15	10	08	07	05	04	03
Coefficient de poisson				0,2			
Densité (Kg/m³)				2643			
Paramètres du barrage							
Module de déformations (GPa)				31			
Coefficient de poisson				0,2			
Densité (Kg/m³)				2643			
Énergie de fissuration (N.m⁻¹)				70			

Tous les profils analysés dans cette étude sont soumis à différents types de chargement, à savoir :

- Le poids propre.

- Une pression hydrostatique du réservoir sur le parement amont (traduite par des masses ajoutées de Westergaard pour tenir compte de l'interaction fluide-structure)
- Une accélération sismique présentée dans la Figure 2-8. Elle représente la composante horizontale de l'enregistrement de Koyna. Cette accélération sera déconvoluée pour chaque type de rocher afin de pouvoir tenir en compte de l'effet de l'interaction sol structure.
- Une sous-pression trapézoïdale agissant sur l'interface barrage-fondation, pour décrire l'efficacité du drainage et de l'injection considérée à 70% du rendement.

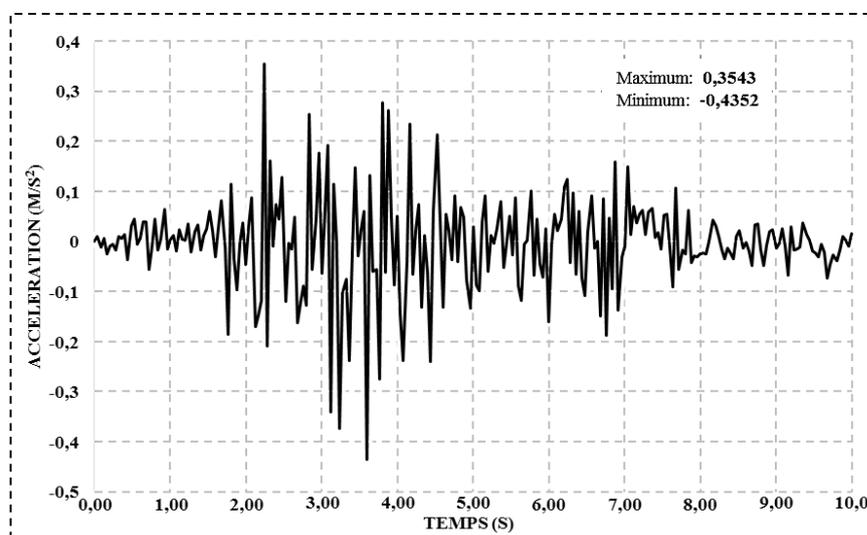


Figure 2-8: la composante horizontale d'enregistrement de Koyna

Les chargements précités sont à l'origine des phénomènes d'interaction Sol-Structure et Fluide-Structure.

2.4 Résultats et Discussions

Le profil poids du barrage de Koyna est soumis à une série d'analyse dont l'objectif est de prédire l'effet de la variation du module de déformation du rocher sur le comportement sismique du barrage à savoir : le déplacement de la crête, l'évolution de l'endommagement et la propagation des fissures au sein du corps du barrage.

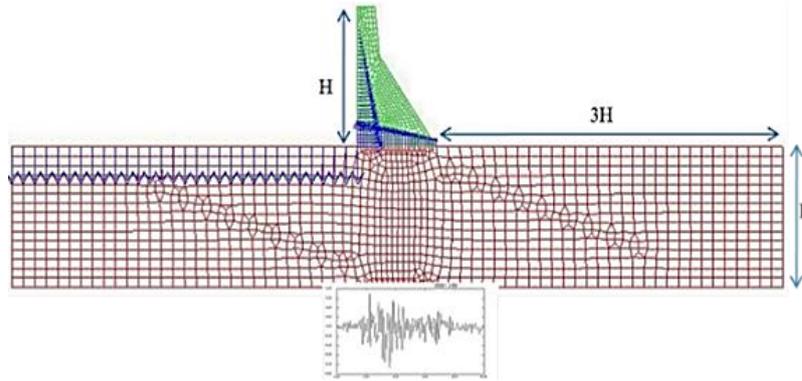


Figure 2-9 : Sollicitations et maillage du système barrage-poids-fondation

La Figure 2-9 présente le maillage EF du système barrage-fondation, ainsi que les sollicitations appliquées pour le profil poids. Toutes les simulations sont réalisées en utilisant le code de calcul par éléments finis Cast3M. Le maillage est construit avec des éléments de tailles différentes. Les éléments choisis sont dotés d'une interpolation quadratique.

Il est important de noter que la déconvolution de l'excitation sismique originale de Koyna est réalisée pour chaque module de déformation du rocher (de 3 et jusqu'à 15 GPa). Le mouvement déconvolué sera appliqué au système pour prendre en compte le phénomène d'interaction sol structure.

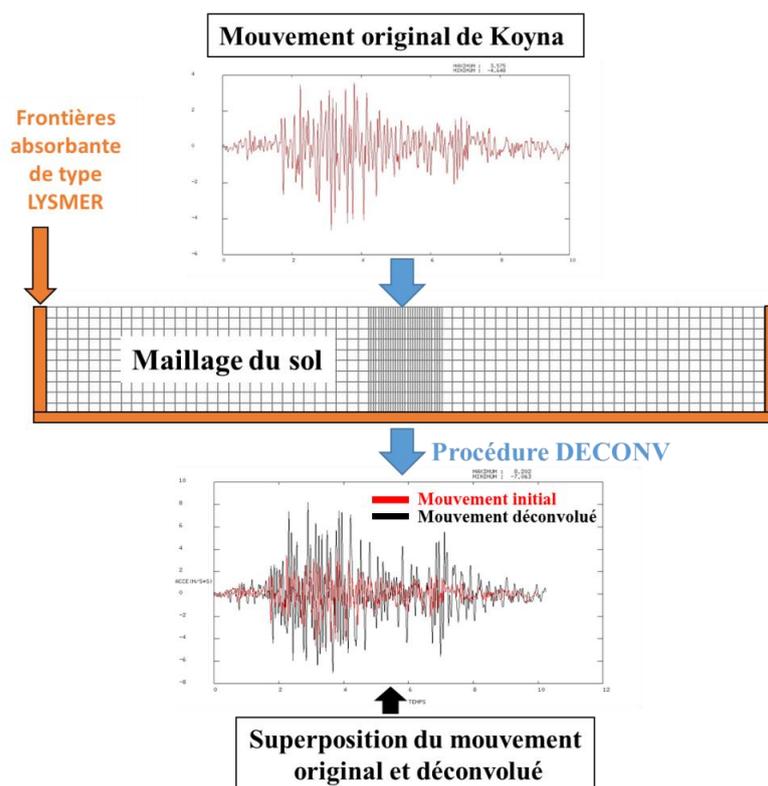


Figure 2-10 : Déconvolution du mouvement de Koyna

La Figure 2-10 schématise ce processus. Le principe consiste à réaliser des frontières absorbantes sur la bordure du maillage du sol, puis d'effectuer la déconvolution du mouvement sismique en accélération. La procédure FRONABS (Cast3M) permet de fabriquer ce type de frontières « LYSMER », qui sont composées d'amortisseurs visqueux pour but d'éviter au maximum la réflexion des ondes sur les bordures du sol par absorption totale d'énergie des ondes planes à incidence normale. La procédure de déconvolution permet d'effectuer des calculs d'interaction sol-structure (déformation plane, mode Fourier, etc) par la méthode des éléments finis. Elle a deux fonctions :

- formuler la matrice d'amortissement correspondant à la frontière absorbante visqueuse de type « LYSMER » sur la bordure du maillage de sol.
- calculer le chargement sismique au cours du temps à appliquer sur la frontière par la déconvolution du mouvement sismique (accélérogramme) donnée en surface libre du sol. La résolution du problème peut s'effectuer ensuite dans le domaine temporel avec l'une des procédures d'intégration suivantes :

- procédure DYNAMIC en cas de comportement linéaire.
- procédure PASAPAS en cas de comportement non linéaire du sol et de la structure

La procédure « DECONV » sert à effectuer la déconvolution sur la moitié de la frontière. Lorsque le maillage est symétrique ou axisymétrique, il suffit d'appeler une fois la procédure DECONV[87].

En ce qui concerne l'interaction fluide-structure, l'eau du réservoir est considérée comme incompressible, et une pression hydrostatique est envisagée. L'interaction fluide structure est traduite par des masses ajoutées de Westergaard calculées numériquement par l'application directe de l'équation (1-19). En plus, une efficacité du drainage et de l'injection est considérée à 70% du rendement, pour cela, une sous-pression trapézoïdale est appliquée au pied du barrage (Figure 2-9).

Après cette première analyse sur un barrage-poids, une deuxième série de barrages voûtes sera soumise à une étude similaire au première. L'objectif est d'évoquer un souci d'optimisation du volume de béton dans le cadre d'analyse de l'effet de la variation du module de déformation du rocher sur le comportement sismique. Les caractéristiques géométriques des barrages étudiés sont regroupées dans le Tableau 2-1. Toutes les simulations sont réalisées avec le même code de calcul par éléments finis (Cast3M). Le maillage est construit avec des éléments de tailles différentes. La Figure 2-11 représente le maillage en éléments finis du système barrage-fondation y compris les sollicitations retenues pour les profils voûtes ou poids-voûte.

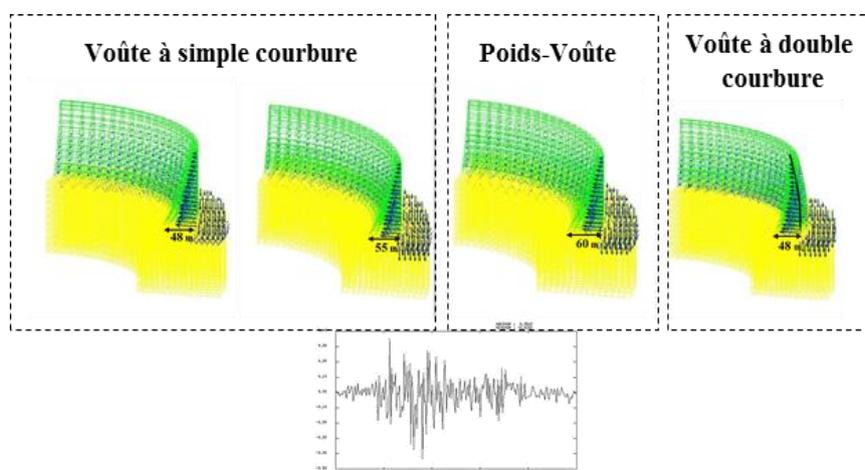


Figure 2-11 : Sollicitations et maillage des systèmes barrages-voûtes-fondation

L'ensemble des barrages voûtes sont soumis aux mêmes types de chargements appliqués au barrage-poids, y compris le mouvement sismique déconvolué correspondant à chaque module de déformation du rocher.

2.4.1 Résultats de l'analyse numérique

2.4.2 Déplacement de la crête

Dans un contexte d'analyse sismique des barrages, le déplacement de la crête est un facteur déterminant pour l'appréhension de la réponse dynamique en vue de choisir un profil en adéquation avec les conditions géologiques du site. En effet, le déplacement de la crête est toujours sensiblement lié au module de déformation du rocher pour chaque profil analysé.

La Figure 2-12 présente un exemple de la réponse temporelle pour un type de barrage (le profil voûte à simple courbure ($E_b = 48m$)). Les évolutions des déplacements maximaux en fonction du module de déformation du rocher sont reportées sur la Figure 2-13 pour tous les profils. Les mêmes résultats sont présentés sous forme de tableau (Tableau 2-3).

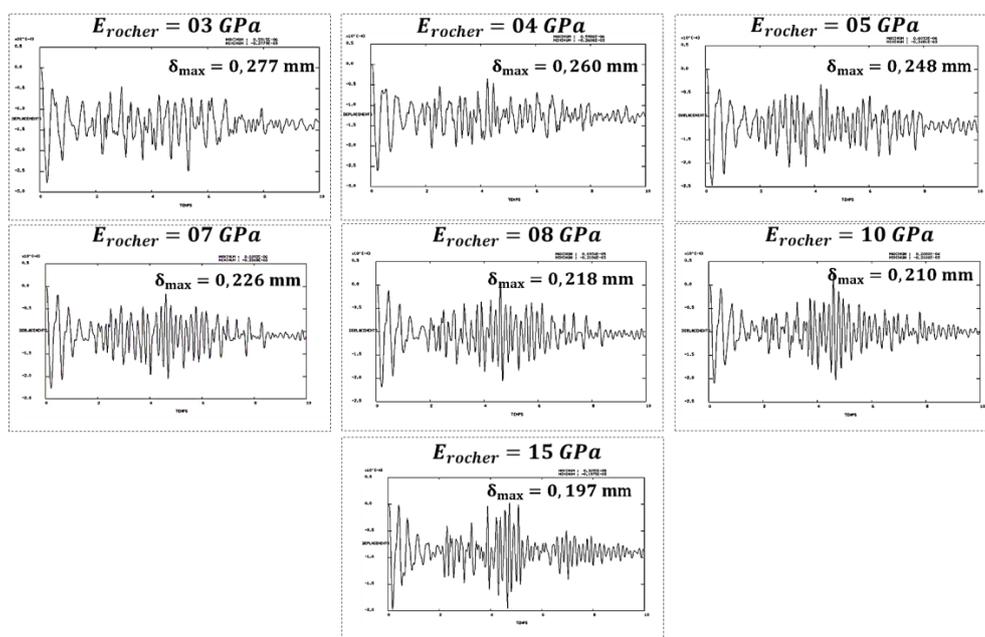


Figure 2-12: Déplacement de la crête en fonction du temps pour le barrage voûte à simple courbure $E_b = 48 m$

Tableau 2-3 : Déplacement maximal de la crête en fonction de la variation des modules de déformation

E_r (GPa)	15	10	08	07	05	04	03
δ B.P	0,1970	0,2396	0,2729	0,3058	0,3778	0,4384	0,5822
δ B.V.S.C (m) ($E_b = 48m$)	0,1975	0,2100	0,2186	0,2268	0,2481	0,2606	0,2779
δ B.V.S.C (m) ($E_b = 55m$)	0,1770	0,1910	0,1773	0,1805	0,1998	0,2099	0,2274
δ B.P.V (m) ($E_b = 60m$)	0,1890	0,1716	0,1505	0,1673	0,1719	0,1947	0,2060
δ B.V.D.C (m) ($E_b = 48m$)	0,1657	0,2035	0,1950	0,2026	0,2279	0,2455	0,2688

Où :

- E_r : Module de déformation du rocher.
- δ B.P : Déplacement maximal de la crête du barrage-poids.
- δ B.V.S.C : Déplacement maximal de la crête du barrage voûte à simple courbure.
- δ B.P.V : Déplacement maximal de la crête du barrage poids-voûte.
- δ B.V.D.C : Déplacement maximal de la crête du barrage voûte à double courbure.

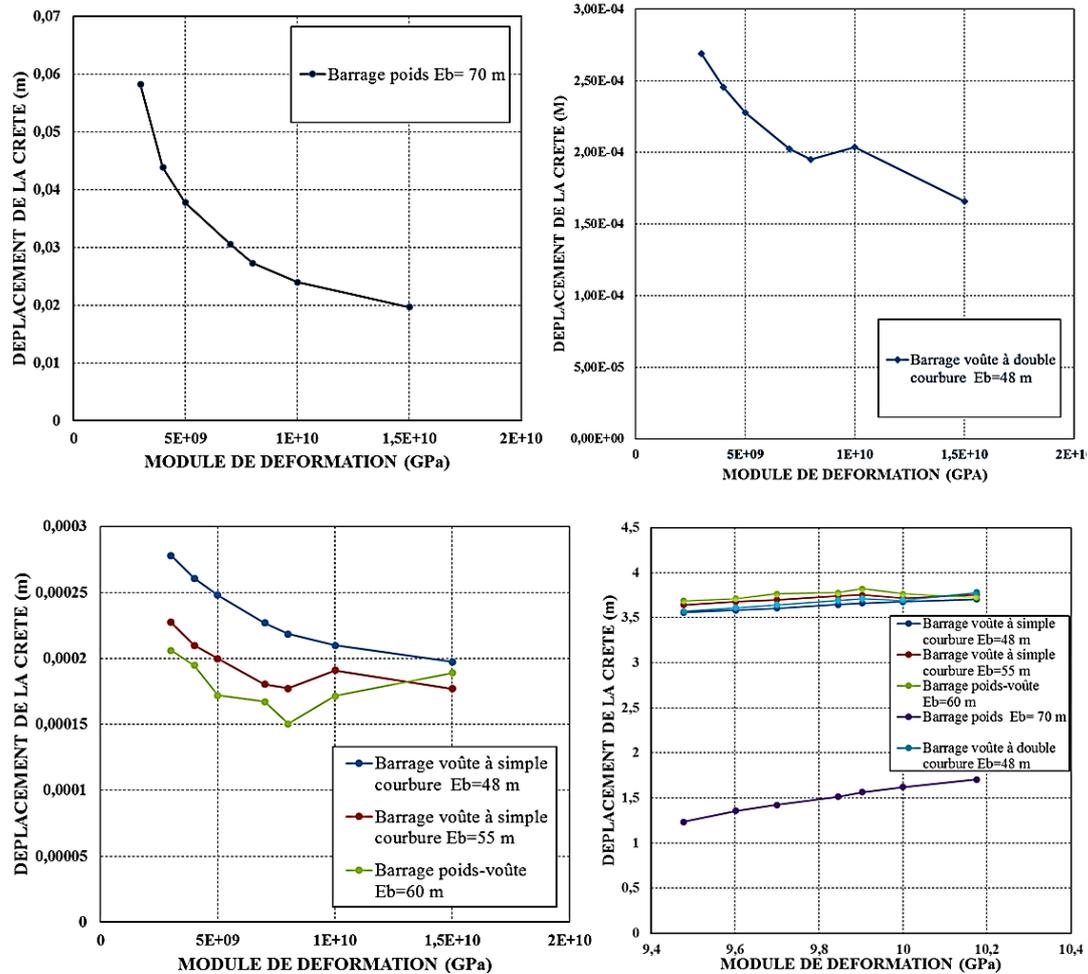


Figure 2-13 : Variation du déplacement de la crête en fonction du module de déformation du rocher pour tous les profils analysés.

La Figure 2-13 montre que le déplacement de la crête est inversement proportionnel au module de déformation pour tous les cas étudiés, néanmoins, les déplacements du barrage-poids est de loin très importants comparés à ceux des barrages dont la forme est voûtée. En plus, l'augmentation de la section du profil voûte réduit les déplacements de 10 à 20%.

Par ailleurs, on observe que la double courbure n'induit pas une incidence importante sur les caractéristiques vibratoires par rapport au profil en simple courbure. En matière de déplacement, on constate que la double courbure entraîne une légère réduction du déplacement maximal de la crête.

2.4.3 Endommagement et fissuration

Le modèle non linéaire utilisé permet de quantifier la dégradation du béton. Suite aux analyses dynamiques non-linéaires effectuées, on a constaté que le barrage-poids présente des concentrations de contraintes et une localisation de l'endommagement à l'interface barrage-fondation, contrairement aux autres cas (voûte à simple courbure, poids-voûte et voûte à double courbure) qui restent sains.

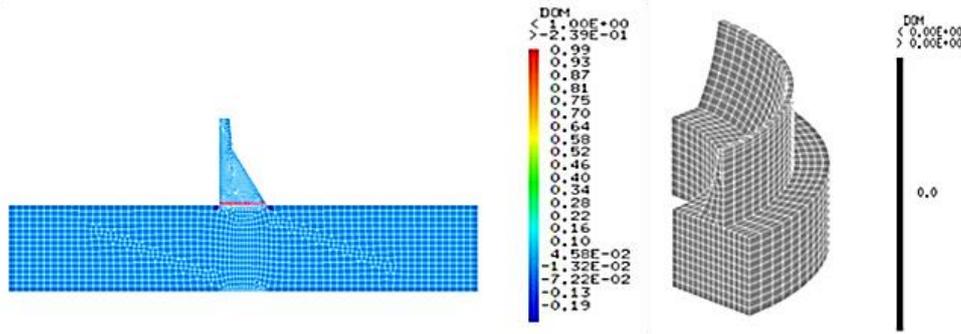


Figure 2-14: Champ d'endommagement pour le barrage-poids et le barrage voûte

Comme évoqué précédemment, l'analyse dynamique non linéaire est effectuée en utilisant un modèle d'endommagement couplé à la plasticité. Le modèle est celui développé dans [55] et régularisé énergétiquement dans [85] et [88]. La loi de comportement est décrite par :

$$\sigma_{ij} = (1 - d)\tilde{\sigma}_{ij} = (1 - d)C_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl} \quad (2-8)$$

Où :

$\tilde{\sigma}_{ij}$: tenseur des contraintes effectives d : variable d'endommagement isotrope, C_{ijkl}^0 : tenseur de rigidité initial, ε_{kl} : tenseur de déformation. L'évolution de l'endommagement est décrite par une fonction d'évolution exponentielle de la déformation équivalente. Pour la déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}_e$, nous utilisons la définition de (Mazars).

$$d = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}}{\tilde{\varepsilon}_e} \exp(B(\varepsilon_{d0} - \tilde{\varepsilon}_e)) \quad (2-9)$$

$$\tilde{\varepsilon}_e = \sqrt{\langle \varepsilon_e^1 \rangle^2 + \langle \varepsilon_e^2 \rangle^2 + \langle \varepsilon_e^3 \rangle^2} \quad (2-10)$$

ε_{d0} : le seuil de déformation et B est le paramètre de la loi d'évolution de l'endommagement.

La déformation équivalente est calculée en utilisant les valeurs propres positives ($\varepsilon_\rho^1, \varepsilon_\rho^2, \varepsilon_\rho^3$) du tenseur de déformation.

Les cartes d'endommagement sont représentées dans la Figure 2-14. Concernant le calcul des ouvertures de fissures, les modèles non-linéaires continus ne sont pas capables d'estimer directement les ouvertures de fissures qui sont de nature discontinue. Une méthode pratique pour estimer l'ouverture de la fissure à partir d'un calcul par éléments finis basée sur l'endommagement et / ou le modèle plastique a été développée par Matallah et al[85]. Cette méthode basée sur la régularisation de l'énergie de fissuration est implémentée dans le code éléments finis Cast3M (Procédure OUVFISS). L'évaluation des ouvertures de fissures concerne la phase solide du béton. À partir d'un calcul par éléments finis basé sur un modèle d'endommagement / plasticité non linéaire, le tenseur des contraintes σ est obtenu (équation 2-8), puis la contrainte élastique σ_{ij}^e est calculée en utilisant la contrainte totale :

$$\sigma_{ij}^e = C_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl} \quad (2-11)$$

La déformation totale dans le squelette solide ε est décomposée en deux parties : une partie élastique ε^e et une partie de fissuration représentée par le tenseur de déformation d'Ouverture Unitaire des Fissures (Unitary Crack Opening) ε^{uco} [85].

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^{uco} \quad (2-12)$$

En multipliant (2-12) par le tenseur de raideur élastique sain C_{ijkl}^0 , on obtient :

$$\sigma_{ij}^e = C_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl} = C_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl}^e + C_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl}^{uco} = \sigma_{ij}^s + \sigma_{ij}^{in} \quad (2-13)$$

Le tenseur de la déformation des ouvertures de fissures est la variable duale du tenseur des contraintes inélastiques σ_{ij}^{in} donné par :

$$\varepsilon_{ij}^{uco} = (C_{ijkl}^0)^{-1} \sigma_{ij}^{in} \quad (2-14)$$

Le tenseur de contrainte inélastique est donc donné par :

$$\sigma_{ij}^{in} = \sigma_{ij}^e - \sigma_{ij}^s \quad (2-15)$$

L'équation (2-14) donne le tenseur de déformation d'ouverture unitaire de fissure. La valeur du déplacement normal de l'ouverture de la fissure est donnée par :

$$\delta_n = n_i \delta_{ij} n_j = n_i h \varepsilon_{ij}^{uco} n_j \quad (2-16)$$

Où n est le vecteur unitaire normal à la fissure et h la largeur de l'élément fini où la fissure est sensée apparaitre. La méthode a été validée sous différentes charges arbitraires et des conditions aux limites complexes [85],[89],[90],[91].

On montre dans la Figure 2-15, le champ d'ouverture de fissure calculé à la fin du cycle de chargement pour le cas du barrage-poids seulement, parce qu'il présente un taux d'endommagement considérable contrairement aux autres profils.

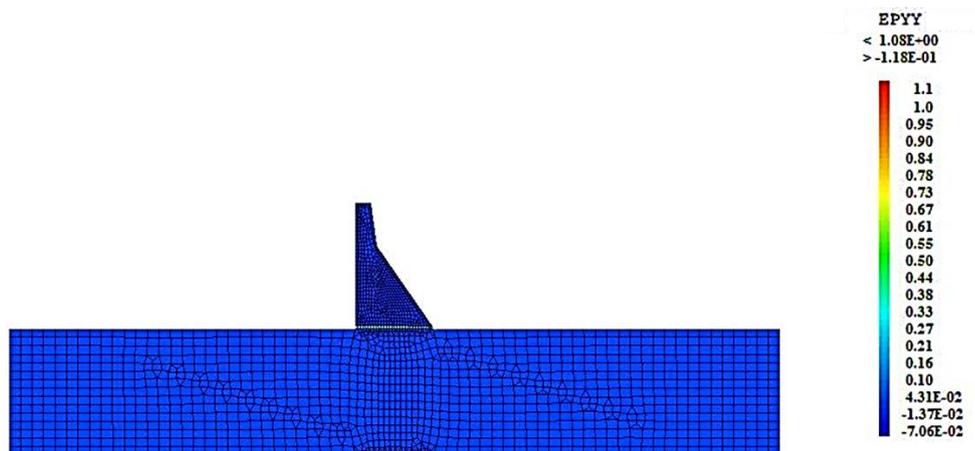


Figure 2-15 : Champ d'ouverture de fissure

Il est important de rappeler que les tremblements de terre entraînent une forte amplification d'accélération au niveau de la crête. Cette dernière favorise par la suite un déclenchement des fissures notamment au pied du barrage. À cet effet, on observe clairement dans la Figure 2-16 que le déplacement de la crête est proportionnel à l'ouverture des fissures au niveau du pied du barrage-poids.

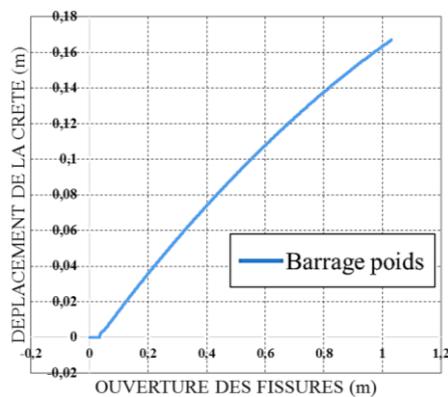


Figure 2-16: Variation de déplacement de la crête en fonction d'ouverture de fissure au pied du barrage-poids

Pour les barrages voûtes, non seulement les caractéristiques vibratoires sont sensiblement plus avantageuses que celles du barrage-poids (en termes de déplacements de la crête, concentration des contraintes et apparition éventuelle des fissures dans le corps du barrage), mais encore, un gain significatif en matière de volume de béton utilisé est déduit notamment pour le barrage voûte à simple courbure ($E_b = 48m$).

Le Tableau 2-4 montre le cubage du béton (utilisé et gagné) pour chaque profil étudié. En fait, un excédent considérable du volume de béton (varie entre 10, 13 et jusqu'à 23%) est noté par rapport aux barrages voûtes à simple et à double courbure, tandis que la quantité de béton utilisé pour le profil poids-voûte reste pratiquement la même que celle estimée pour le barrage-poids.

Tableau 2-4: Cubage de béton utilisé et gagné pour les profils des barrages étudiés

Profil du barrage	Volume de béton utilisé en m³	Gain en matière de volume du béton (m³, %)	
Poids	3,06140E+06	/	/
Voûte à simple courbure ($E_b = 48m$)	2,35968E+06	7,01720E+05	23%
Voûte à simple courbure ($E_b = 55m$)	2,76886E+06	2,92540E+05	10%
Poids-Voûte ($E_b = 60m$)	3,07960E+06	-1,82000E+04	-1%
Voûte à double courbure ($E_b = 48m$)	2,66620E+06	3,95200E+05	13%

2.5 Conclusions

Dans ce chapitre, une application directe de l'analyse ISS et IFS a été réalisée avec des outils de modélisations simplifiés. Les investigations des effets de la prise en compte de la géologie du site par variation de module de déformation sur la réponse sismique des différents profils de barrages ont été entreprises en vue d'une optimisation des profils en relation avec les critères sécuritaires (déplacements, endommagement et fissuration). En fait, le déplacement de la crête pour l'ensemble des profils étudiés est inversement proportionnel avec le module de déformation du rocher. Cela est dû au fait que la réponse dépend non seulement de la catégorie du site (rocheux, ferme...), mais aussi de l'action sismique déconvolué au quelle le barrage est soumis. Ainsi, le paramètre « module de déformation du rocher » contrôle non seulement les valeurs maximales des déplacements de la crête, mais aussi l'ouverture des fissures déclenchées lors d'une excitation sismique. Par conséquent, c'est le paramètre qui régit l'aspect économique lié au souci d'optimisation des volumes de béton utilisés.

Suite à ces analyses, nous avons pu constater que les barrages soumis à des excitations sismiques peuvent subir des ouvertures de fissures qui peuvent compromettre leur stabilité. Après fissuration du corps de barrage, l'utilisation des approches simplifiées pour tenir en compte de l'IFS ne permet pas de prendre en compte les interactions entre le fluide et les fissures (pénétration de l'eau, surpression, variation transitoire des pressions, etc.). Ainsi, une approche plus fine, qui doit prendre en compte tous les phénomènes précités, doit être développée pour pouvoir prédire le comportement des barrages soumis à des interactions IFSS.

Dans le chapitre suivant, on essayera d'apporter quelques éléments de réponses. La notion de fracturation hydraulique est introduite afin d'asseoir les bases fondamentales d'une approche scientifique assez solide pour prendre en compte le phénomène de l'IFS en présence des fissures dans le corps des barrages.

CHAPITRE 3 : Interaction fluide-structure & fracturation hydraulique

3.1 Approches classiques de la modélisation de l'IFS : Limitations et défis scientifiques

L'interaction fluide-structure est un phénomène complexe. Dans les ouvrages hydrauliques comme les barrages, cette interaction peut être exprimée comme des forces d'inertie équivalentes aux pressions hydrodynamiques par l'application du concept des masses ajoutées proposé par Westergaard [34]. Cependant, cette solution basée sur l'hypothèse de structure indéformable à parement vertical est applicable seulement pour des cas des fréquences d'excitation inférieures à celles du mode fondamental du réservoir. La solution proposée par Chopra [92] a rendu possible l'application de ce concept pour toute la gamme des fréquences. Cependant, la négligence de l'effet de la compressibilité d'eau et la déformation de la structure peuvent engendrer des erreurs importantes dans la réponse sismique des barrages.

D'une manière globale, les approches classiques utilisées dans la modélisation : Westergaard, Lagrange ou Euler sont valables tant que le milieu (le barrage) reste sain. L'évaluation de la stabilité sismique avec une analyse à la rupture des barrages signifie une prise en compte du phénomène de fissuration. Ces fissures, existantes ou nouvellement créées par le chargement, se propagent en profondeur modifiant ainsi les propriétés mécaniques (résistance ...) et hydriques (perméabilité ...) du barrage. Ainsi, l'interaction fluide-structure ne se limite pas aux interfaces extérieures, mais doit être prise en compte de façon totalement couplée à l'intérieur du solide en prenant en compte les interactions mutuelles entre les propriétés mécaniques et hydriques. La nature cyclique du chargement sismique rend plus complexe cette interaction à cause des variations transitoires des pressions et le phénomène d'ouvertures-refermetures de fissures. Pour prendre en compte toutes ces interactions, le couplage devrait être écrit dans le cadre d'une approche poromécanique. Ce chapitre consiste à développer un modèle poromécanique fortement couplé qui permet de prendre en compte l'interaction Eau-fissure en prenant en compte les variations non linéaires des propriétés hydromécaniques du béton (tenseurs d'élasticité, tenseur de perméabilité et tenseur de Biot).

Scientifiquement parlant, l'analyse du comportement poromécanique des matériaux quasi-fragiles est basée sur deux approches distinctes : continue ou discrète. Dans les

approches continues, la variation des propriétés hydriques est pilotée par l'endommagement (isotrope ou anisotrope), contrairement aux modèles discrets où l'évolution est pilotée par la fissuration. La modélisation du couplage entre l'endommagement, la perméabilité et la propagation des fissures dans les milieux poreux a fait l'objet de plusieurs études ces dernières années. La prise en compte de la fracturation hydraulique implique de nombreux processus couplés : la fissuration, l'écoulement du fluide à travers les fissures, les effets unilatéraux (fermeture-ouverture). Dans le domaine de la mécanique de l'endommagement, plusieurs auteurs ont proposé une évolution de la perméabilité en fonction de l'endommagement (Dormieux et Kondo,[93]), (Pijaudier-Cabot et al,[94]), d'autres, proposent de relier la perméabilité à l'ouverture de la fissure (Matallah et La Borderie,[76]). Il est important de noter que les résultats expérimentaux issus des essais de traction directe montrent que la perméabilité est directement liée à l'ouverture des fissures. Par conséquent, l'estimation de l'ouverture des fissures est la clé de la modélisation de l'interaction fluide-fracture.

L'objectif principal de ce chapitre est de proposer un couplage hydromécanique fort dans le cadre d'une approche poromécanique. Pour cela, une méthode pratique d'estimation de l'ouverture de fissure basée sur un modèle plastique-endommageable développée dans [85] est utilisée. Cette méthode est déjà proposée dans le code Élément Fini Cast3M (Procédure OUVFISS). Cette méthode basée sur la régularisation de l'énergie de fissuration permet l'évaluation des ouvertures de fissures dans la partie solide du béton. Pour le fluide, la description de l'écoulement et du processus de transport dans le béton poreux non fissuré est décrite par l'équation de Darcy. Après amorçage de fissures, la description de l'écoulement dans les fissures est décrite par une loi issue d'une loi de plaque parallèle (PPM).

Dans la dernière section de ce chapitre, les validations du modèle proposé sont effectuées sur des résultats de tests élémentaires (un essai brésilien avec chargement hydromécanique et un wedge splitting test).

3.1.1 Interaction Eau-Fissures : Approche expérimentale et modèles théoriques

En génie hydraulique, de nombreux types de barrages sont utilisés. Pour les barrages en béton, l'interface entre les barrages et la fondation est connue pour être un plan de faible résistance et une zone fortement sollicitée (pression de soulèvement...) où les fissures ont tendance à se produire. L'interface entre les barrages et la fondation n'est pas l'unique zone de faible résistance. Pour les barrages de type BCR (Béton Compacté au Rouleau); les interfaces entre les couches constituent des zones perméables où des fissures peuvent également se produire. Diverses études ([95],[96] et [97]) ont prouvé que les barrages-poids et les barrages à contreforts sollicités par une forte excitation sismique sont susceptibles de développer des fissures à la crête et/ou à l'interface barrage-fondation.

En général, tout défaut à proximité du parement amont permet à la pression d'amorcer une contrainte de traction et d'initier une fissure dans laquelle l'eau peut pénétrer librement (Figure 3-1). Compte tenu de ce qui précède, les fissures créées constituent un chemin préférentiel pour la pénétration de l'eau en augmentant la perméabilité du milieu ce qui a pour conséquence l'altération de la durabilité et l'étanchéité de la structure. Par conséquent, une compréhension du mécanisme d'écoulement des fluides à travers le béton fissuré est importante pour évaluer la sécurité. La prise en compte de la fracturation hydraulique implique de nombreux processus couplés : la fissuration, l'écoulement du fluide à travers les fissures, les effets unilatéraux (fermeture-ouverture).

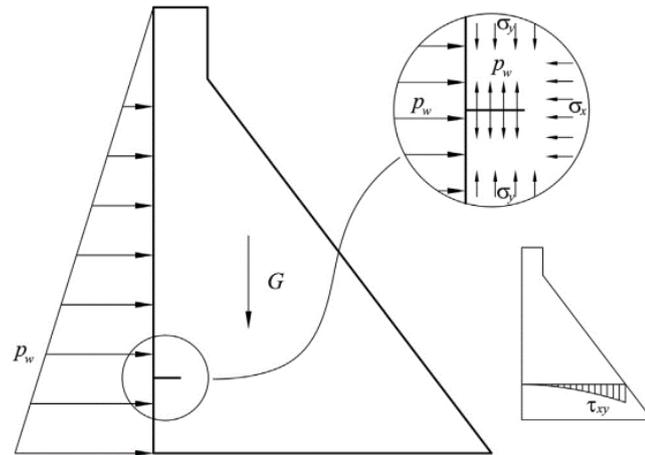


Figure 3-1 : Distribution des contraintes en présence d'une fissure dans un barrage

La variation de la pression de l'eau le long d'une fissure existante ou déclenchée par un séisme avec la prise en compte de plusieurs phénomènes clés (le mouvement des parois de fissure, la fréquence d'excitation, la cavitation, l'ouverture de la fissure, et la variation de pression de soulèvement) ont été étudiées théoriquement et validées expérimentalement par F.Javanmardi et al[98][99]. Une série d'essais sur des éprouvettes de béton a été effectuée afin de pouvoir déterminer les effets des paramètres clés sur la variation de la pression de l'eau dans la fissure. Puis, un modèle théorique d'interaction dynamique eau-fissure a été développé pour reproduire numériquement l'évolution de la pression de l'eau à l'intérieur des fissures. La Figure 3-2 montre les dimensions des éprouvettes de bétons testés (a) ainsi que la configuration d'essai(b).

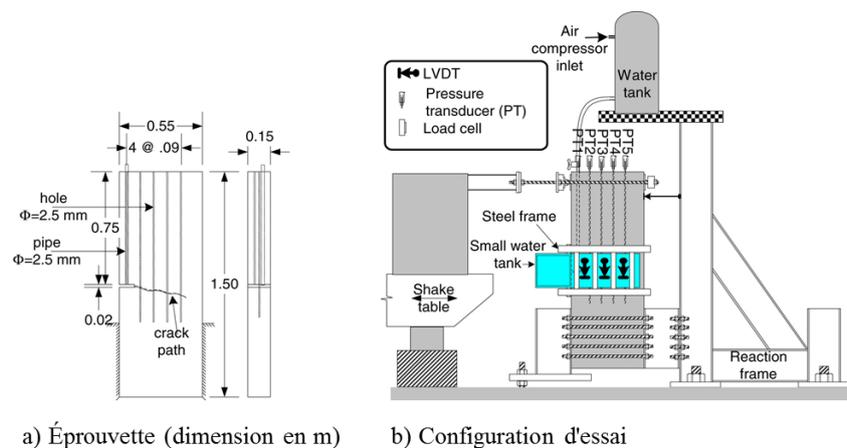


Figure 3-2 : Étude expérimentale : (a) dimensions d'éprouvette (b) configuration d'essai[99]

Les processus cycliques de la variation de pression de l'eau sont montrés dans la Figure 3-3.

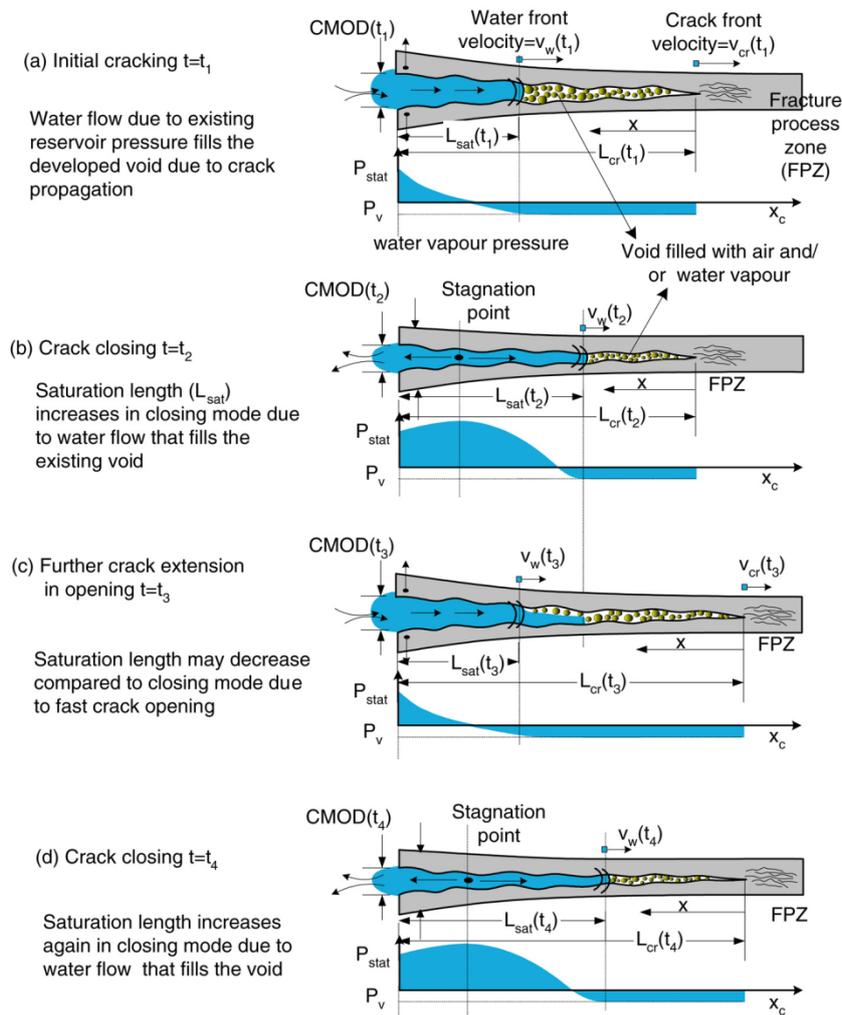


Figure 3-3 : Écoulement et pression de l'eau le long d'une nouvelle fissure avec mouvements oscillatoires de la paroi de la fissure.[99]

Les auteurs ont étudié un écoulement 1D, puisqu'ils considèrent les parois de fissure comme imperméables. Pendant le premier cycle d'ouverture, la Figure 3-3 (a) montre clairement l'écoulement de l'eau le long de la fissure. Dans cette phase, l'eau remplit une partie du vide créé en raison de son chemin d'écoulement (de la bouche de fissure vers la pointe). La pression à l'entaille est semblable à la pression du réservoir et diminue au fond de la fissure à cause de pertes de charge dues à l'écoulement.

En cycle de fermeture, l'eau existante à l'intérieur de fissures sera piégée et le volume de vide diminue. Dans cette phase, si la vitesse de fermeture est élevée, l'écoulement de l'eau change de direction (Figure 3-3(b)). En plus, la valeur de L_{sat} augmente en raison de l'écoulement de l'eau du point de la zone de saturation vers le fond de

fissure. La pression de l'eau est maximale dans cette zone et elle diminue à partir de ce point. Ainsi, plusieurs paramètres rentrent en jeu : la vitesse de fermeture de la fissure, la rugosité de la fissure, l'ouverture de la fissure, la longueur de la fissure et la pression à l'entaille de la fissure existante. Ainsi, la fermeture hydraulique complète d'une fissure est quasiment impossible en raison des aspérités des parois de fissure provenant de l'écrasement local des particules de béton de la paroi. À l'exception de l'eau résiduelle dans la zone non saturée, l'écoulement et la pression correspondante pendant le deuxième cycle de fermeture sont donc identiques. De ce fait, L_{sat} peut-être plus long à la fin du deuxième cycle de fermeture (Figure 3-3(d)).

En se basant sur ces expériences, les auteurs ont proposé des formulations théoriques permettant de gérer les gradients de pression en fonction de l'ouverture de fissures $u(x, t)$ et de débit $Q(x, t)$ pour les deux régimes (laminaire et turbulent)

$$\left[\frac{dP(x, t)}{dx} \right]_{\text{laminaire}} = 6\mu \left[1 + 8.8(k/2u(x, t))^{1.5} \right] \frac{Q(x, t)}{u^3(x, t)} \quad (3-1)$$

$$\left[\frac{dP(x, t)}{dx} \right]_{\text{turbulent}} = \frac{\rho}{16 \left(\log \frac{1.9}{k/2u(x, t)} \right)^2} \frac{Q^2(x, t)}{u^3(x, t)} \quad (3-2)$$

Où μ représente la viscosité dynamique de l'eau, $k/2u$ la rugosité relative de la fissure (prise égale à 0.5 pour une fissure rugueuse en tension) et ρ symbolise la densité massique de l'eau. Les équations d'équilibres dynamiques proposées par les auteurs prendront la forme suivante :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + \{R + Wpr\} = -[M]\{r\}\{\ddot{u}_g\} + \{f_{stat}\} \quad (3-3)$$

Avec $[M], [C]$ est la matrice de masse et la matrice d'amortissement respectivement, $\{R\}$ la force mécanique de rappel, $\{Wpr\}$ la force dynamique engendrée par l'eau dans les fissures, $\{f_{stat}\}$ le vecteur des forces pré-sismiques, $\{r\}$ le vecteur unitaire identifiant les degrés de liberté actif, $\{\ddot{u}\}, \{\dot{u}\}, \{u\}$ et $\{\ddot{u}_g\}$ sont les vecteurs d'accélération relatives, de vitesse, de déplacement et d'accélération sismiques du sol respectivement.

Une application du modèle d'interaction dynamique fissure-eau sur un barrage-poids de 90m (Figure 3-4) soumis à un accélérogramme du séisme du Saguenay (1988) a été effectuée dans[98]

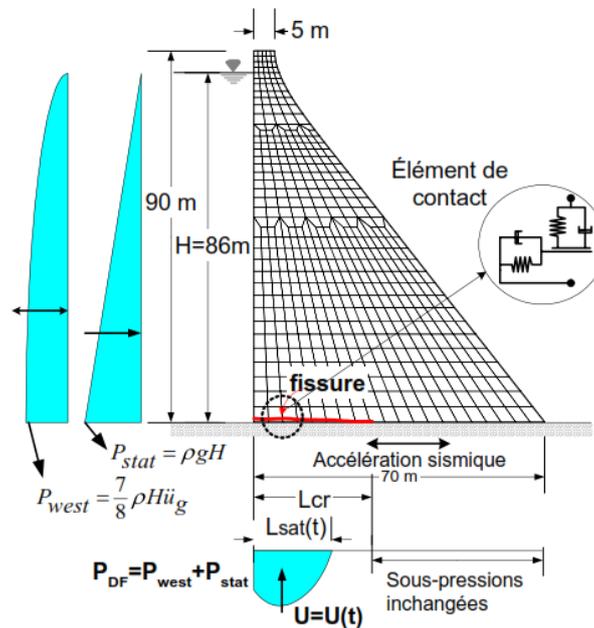


Figure 3-4 : Barrage poids en béton de 90 m de hauteur pour application[100]

D'une manière générale, les résultats des analyses ont permis de dégager les conclusions suivantes :

- La variation de la pression de l'eau à l'intérieur de fissures est en fonction de l'ouverture de fissure, la vitesse d'ouverture, la pression et la distance de la pointe de fissure.
- Une augmentation significative de la pression est enregistrée pendant le mode de re-fermeture de fissure.
- Dans un barrage en béton, les mouvements cycliques des parois de fissure lors d'un séisme poussent l'eau dans la fissure à chaque période de fermeture.

Critique et limitation

Basé sur l'expérimentation, le modèle proposé par F.Javanmardi et al[98][99] est très bien adapté pour la description du phénomène d'interaction Eau-Fissure. Cependant, le chemin de la fissure doit être connu a priori. Lors d'une analyse de stabilité d'un barrage avec prise en compte de toutes les interactions, la prédiction de la dégradation du comportement solide demeure le défi scientifique majeur. Ainsi, les chemins de

fissurations ne sont pas connus à priori. L'interface barrage-fondation est un chemin préférentiel de fracturation hydraulique, néanmoins, l'interaction eau-fissure ne se limite à cette interface, mais doit être prise en compte de façon totalement couplée à l'intérieur de la structure en prenant en compte les possibilités de dégradation et d'apparition de fissures au sein du corps du barrage. Cet aspect prédictif rend, obsolète, l'utilisation des modèles basés sur des chemins de fissuration fixes et justifie la nécessité de développer des approches totalement prédictives de la fissuration d'un milieu quasi fragile avec interaction hydromécanique.

Un nouveau modèle élastoplastique endommageable est proposé dans ce chapitre. Ce modèle est développé dans le cadre d'une approche poromécanique. .

3.2 Développement d'un modèle pour l'interaction eau-fissures

3.2.1 Cadre théorique de l'approche proposée

Le modèle est développé dans le cadre d'une approche élasto-plastique endommageable. Les relations contraintes-déformations sont celles d'un milieu poreux avec deux phases (solide et fluide). Ces relations peuvent être écrites à plusieurs échelles. Lorsqu'il s'agit d'approches développées à l'échelle microscopique, en un point « x », le squelette et le fluide sont traités comme deux particules et doivent être modélisés par leur propre modèle constitutif. À l'échelle microscopique, le béton ne peut être considéré comme un « *tout* ». Un modèle constitutif du squelette doit être envisagé. D'un point de vue ingénierie, l'approche continue basée sur l'utilisation des grandeurs macroscopiques est un outil plus intéressant pour traiter les problèmes dans les milieux poromécaniques. Cette approche est basée sur la superposition de deux milieux continus (fluide et solide), chacun est décrit par des grandeurs macroscopiques (Figure 3-5).

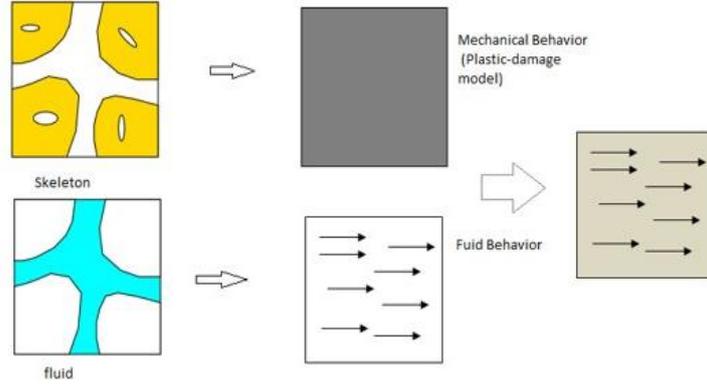


Figure 3-5 Superposition de deux milieux continus

La loi de comportement du phénomène couplé est décrite dans le cadre de la poromécanique non linéaire. Les relations qui relient les variables statiques et les variables cinématiques sont données par :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl}^{endo} \varepsilon_{kl} - B_{ij}p \quad (3-4)$$

$C_{ijkl}^{endo} \varepsilon_{kl}$ représente le tenseur des contraintes dans la partie solide (le même concept qui renvoie à la contrainte effective de Terzaghi pour $\delta_{ij} = B_{ij}$). Ce tenseur est fonction de la variable d'endommagement D . B_{ij} est le tenseur de Biot. p est la pression interstitielle. L'évolution de cette variable dynamique (p) est régie par l'équation suivante

$$p = M(\xi - B_{ij}\varepsilon_{ij}) \quad (3-5)$$

Où M représente le module de Biot.

3.2.2 Comportement de la phase solide

$C_{ijkl}^{endo} \varepsilon_{kl}$ est le tenseur des contraintes dans le solide. Son évolution est décrite dans le cadre de la mécanique de l'endommagement couplé à la plasticité. C_{ijkl}^{endo} est le tenseur de rigidité du matériau endommagé. La contrainte effective $\tilde{\sigma}$ est définie par :

$$\tilde{\sigma}_{ij} = C_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl} = C_{ijkl}^0 (C_{ijkl}^{endo})_{klmn}^{-1} \sigma_{mn} \quad (3-6)$$

Où C_{ijkl}^0 représente le tenseur de rigidité initial.

Dans le cadre d'une description isotrope de l'endommagement. La relation reliant la contrainte totale et la contrainte effective est exprimée par :

$$\sigma_{ij} = (1 - d)\tilde{\sigma}_{ij} \quad (3-7)$$

Avec d variable d'endommagement scalaire.

L'évolution de la variable d'endommagement scalaire d est décrite par la loi de normalité utilisant la fonction de charge suivante :

$$f = \varepsilon - \varepsilon_{d0} - \xi \quad (3-8)$$

Où ε_{d0} est le seuil de déformation déclenchant le processus d'endommagement, ξ est la variable d'écrouissage. Après intégration, la loi d'évolution de l'endommagement s'écrit :

$$d = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}}{\tilde{\varepsilon}_e} \exp(B(\varepsilon_{d0} - \tilde{\varepsilon}_e)) \quad (3-9)$$

$$\tilde{\varepsilon}_e = \sqrt{\langle \varepsilon_e^1 \rangle^2 + \langle \varepsilon_e^2 \rangle^2 + \langle \varepsilon_e^3 \rangle^2}$$

$\tilde{\varepsilon}_e$ la déformation équivalente (Mazars [52]), B est le paramètre contrôlant la pente descendante de la courbe adoucissante décrite par l'expression exponentielle.

Sous chargement sismique, les effets d'ouvertures et de refermeture de fissures sont observés. Cet effet unilatéral est caractérisé par une restauration de la rigidité au passage traction-compression. Pour en tenir compte, nous adoptons une séparation du tenseur de contraintes en partie positive et négative ($\sigma = \langle \sigma \rangle_+ + \langle \sigma \rangle_-$). Ainsi, la loi de comportement s'écrit désormais

$$\sigma_{ij} = (1 - d)\langle \tilde{\sigma}_{ij} \rangle^+ + (1 - d_c)\langle \tilde{\sigma}_{ij} \rangle^- \quad (3-10)$$

Avec $\langle \tilde{\sigma}_{ij} \rangle^+$ et $\langle \tilde{\sigma}_{ij} \rangle^-$ représente la partie positive et négative du tenseur des contraintes effectives. La variable d'endommagement sous cycle de compression est exprimée en fonction de celle de traction $d^c = (d^t)^\alpha$

$$d^c = \left(1 - \frac{\varepsilon_{d0}}{\varepsilon} \exp(\beta(\varepsilon_{d0} - \varepsilon))\right)^\alpha \quad (3-11)$$

La Figure 3-6 représente la réponse uni-axiale du modèle pour un cycle de chargement (traction-compression). Le modèle proposé s'appuie sur une description des non-linéarités par des variables d'endommagement. Cependant, la progression des microfissures est à l'origine du comportement adoucissant du béton. Une méthode de

post-traitement (OUVFISS) est utilisée pour le passage endommagement-fissuration. Cette méthode est basée sur la régularisation énergétique. Les équations de base ont été décrites dans le deuxième chapitre.

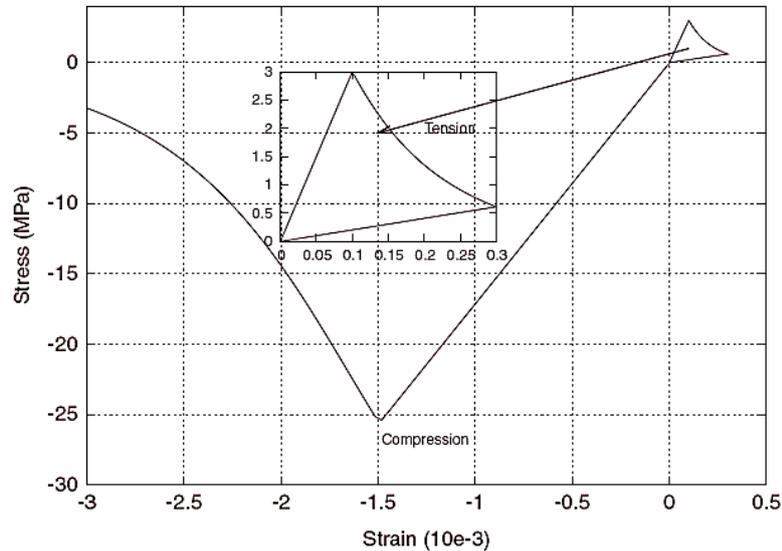


Figure 3-6: Réponse uniaxiale pour un cycle (traction-compression) pour un béton standard

Après un calcul non linéaire avec le modèle d'endommagement qui vient être décrit, un tenseur d'ouverture de fissures est calculé en utilisant l'approche OUVFISS. Ce tenseur est utilisé pour le couplage fluide-fissuration.

3.2.3 Comportement de la phase fluide

Pour le fluide, l'écoulement à travers le milieu poreux non fissuré est décrit par la loi de Darcy[101].

$$Q = -k \frac{A}{\mu} \nabla P \quad (3-12)$$

Où Q (m^3/s) est le débit volumique du fluide, k (m^2) est la perméabilité intrinsèque du milieu poreux, A (m^2) est la surface normale à direction du flux, μ ($\text{Pa}\cdot\text{s}$) est la viscosité dynamique de fluide et ∇P (Pa) représente le gradient de la pression.

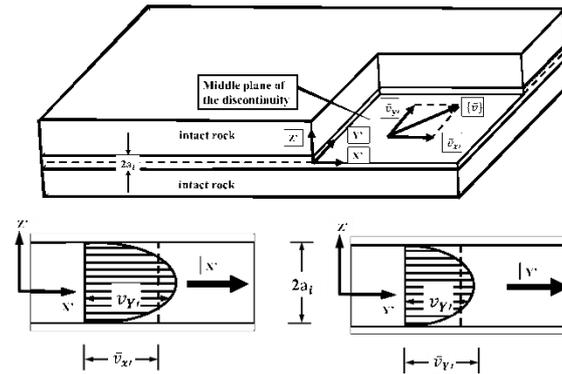


Figure 3-7 : Écoulement laminaire en régime permanent dans une discontinuité plane
Après amorçage de la fissure, et en raison des faibles vitesses des particules d'eau, dans la plupart des cas, l'écoulement de l'eau dans les discontinuités peut être considéré comme laminaire (Figure 3-7)[102]. Les expressions du gradient de pression pour ce genre d'écoulement dans la région saturée pour une fissure rugueuse sont décrites par une la loi cubique développée en utilisant le concept des plaques parallèles [103][104] (Figure 3-8,Figure 3-9).

$$Q = - \frac{l \omega^3}{6\mu \left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{2u} \right)^{1.5} \right]} \nabla P \quad (3-13)$$

Avec ω l'ouverture de fissure dans la direction Z, et $\frac{k}{2u}$ représente la rugosité relative de la fissure (prise égale à 0.5 pour une fissure rugueuse en tension).

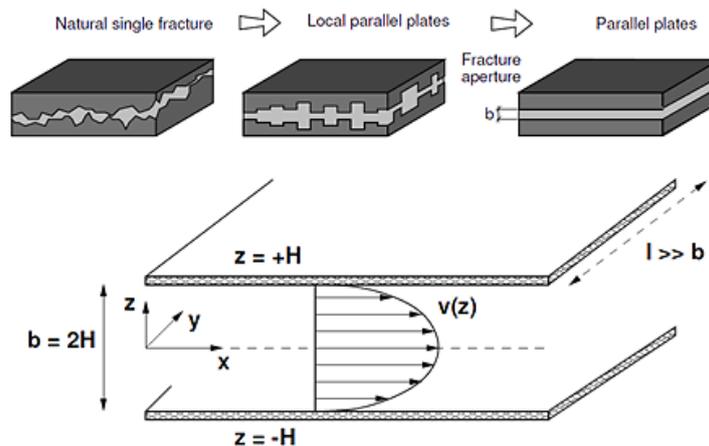


Figure 3-8: Concept de plaques parallèles [76]

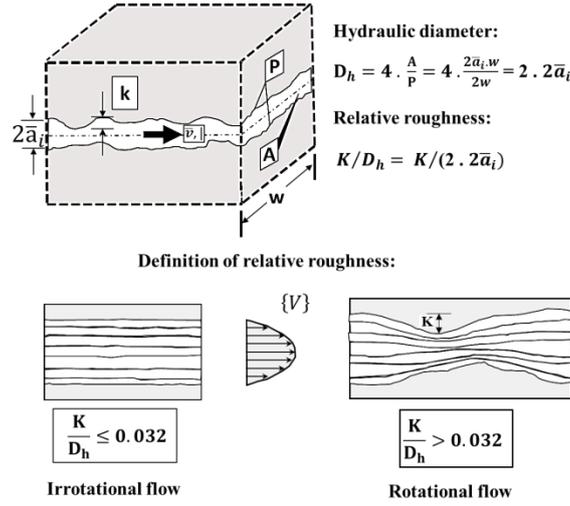


Figure 3-9: Types d'écoulement laminaire en fonction de la rugosité relative[102]

Le rapport de l'équation (3-13) combiné avec l'équation de Darcy (équation (3-12)) conduit à la définition de la perméabilité intrinsèque $k = \frac{\omega^2}{12}$ [76]. Le comportement hydrique doit être décrit par un tenseur de perméabilité anisotrope, et le débit volumétrique dans la direction Z n'est pas modifié. Il est défini par la loi de Darcy avec un coefficient de perméabilité du matériau non fissuré.

Considérons e_x et e_y les deux vecteurs orthonormés dans le plan de la fissure, et e_z l'unité extérieure normale à ce plan, l'équation régissant l'écoulement de fluide s'écrit ainsi

$$Q \cdot e_z = -k \frac{2A_z}{\mu \left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{2u} \right)^{1.5} \right]} \nabla P \cdot e_z \quad (3-14)$$

Où A_z est l'aire de la section transversale dans la direction Z .

Pour les directions X et Y , dans la matrice solide non fissurée, l'écoulement est également décrit par la loi de Darcy.

$$Q \cdot e_x = -k \frac{2A_x}{\mu \left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{2u} \right)^{1.5} \right]} \nabla P \cdot e_x$$

$$Q \cdot e_y = -k \frac{2A_y}{\mu \left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{2u} \right)^{1.5} \right]} \nabla P \cdot e_y \quad (3-15)$$

A_x et A_y sont les aires transversal dans les directions X et Y respectivement.

$$Q \cdot e_x = - \frac{\mathcal{L}_y \omega^3}{6\mu \left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{2u} \right)^{1.5} \right]} \nabla P \cdot e_x$$

$$Q \cdot e_y = - \frac{\mathcal{L}_x \omega^3}{6\mu \left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{2u} \right)^{1.5} \right]} \nabla P \cdot e_y$$
(3-16)

Ces équations sont similaires à celles de Darcy avec une aire transversale fissurée $A_{cr}^x = \mathcal{L}_y \omega$ et $A_{cr}^y = \mathcal{L}_x \omega$. L'équation (3-16) s'écrit désormais

$$Q \cdot e_x = - \frac{\omega^2}{12} \frac{2 A_{cr}^x}{\mu \left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{2u} \right)^{1.5} \right]} \nabla P \cdot e_x$$

$$Q \cdot e_y = - \frac{\omega^2}{12} \frac{2 A_{cr}^y}{\mu \left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{2u} \right)^{1.5} \right]} \nabla P \cdot e_y$$
(3-17)

Ainsi, nous avons deux types d'équations de loi de transport gouvernant le débit à travers le volume fissuré :

Le débit à travers la matrice non fissurée est gouverné par les équations suivantes

$$Q_0 \cdot e_x = -k \frac{\mathcal{L}_y \mathcal{L}_z}{\mu} \nabla P \cdot e_x = -k \frac{A_x}{\mu} \nabla P \cdot e_x$$

$$Q_0 \cdot e_y = -k \frac{\mathcal{L}_x \mathcal{L}_z}{\mu} \nabla P \cdot e_y = -k \frac{A_y}{\mu} \nabla P \cdot e_y$$

$$Q_0 \cdot e_z = -k \frac{\mathcal{L}_x \mathcal{L}_y}{\mu} \nabla P \cdot e_z = -k \frac{A_z}{\mu} \nabla P \cdot e_z$$
(3-18)

L'écoulement à travers les fissures (existantes, nouvellement créées ...) est géré par les formules

$$Q_F \cdot e_x = - \frac{\mathcal{L}_y \omega^3}{6\mu \left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{2u} \right)^{1.5} \right]} \nabla P \cdot e_x$$

$$Q_F \cdot e_y = - \frac{\mathcal{L}_x \omega^3}{6\mu \left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{2u} \right)^{1.5} \right]} \nabla P \cdot e_y$$

$$Q_F \cdot e_z = 0$$
(3-19)

On peut exprimer l'équation (3-19) en termes de l'aire totale A dans chaque direction

$$(A_x = \mathcal{L}_y \mathcal{L}_z, A_y = \mathcal{L}_x \mathcal{L}_z, A_z = \mathcal{L}_x \mathcal{L}_y)$$

$$\begin{aligned} Q_F \cdot e_x &= - \frac{\mathcal{L}_y \omega^3}{6\mu \left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{2u} \right)^{1.5} \right]} \nabla P \cdot e_x \\ &= - \frac{\omega^3}{12\mathcal{L}_z} \frac{A_x}{\mu} \frac{2}{\left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{2u} \right)^{1.5} \right]} \nabla P \cdot e_x \\ Q_F \cdot e_y &= - \frac{\mathcal{L}_x \omega^3}{6\mu \left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{2u} \right)^{1.5} \right]} \nabla P \cdot e_y \\ &= - \frac{\omega^3}{12\mathcal{L}_z} \frac{A_y}{\mu} \frac{2}{\left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{2u} \right)^{1.5} \right]} \nabla P \cdot e_y \\ Q_F \cdot e_z &= 0 \end{aligned} \tag{3-20}$$

Par conséquent, dans le plan orthotrope de la fissure, le tenseur de perméabilité fissurée est donné par

$$\begin{bmatrix} k_0 + f \frac{\omega^3}{12\mathcal{L}_z} & 0 & 0 \\ 0 & k_0 + f \frac{\omega^3}{12\mathcal{L}_z} & 0 \\ 0 & 0 & k_0 \end{bmatrix} \tag{3-21}$$

k_0 est la perméabilité initiale du matériau non fissuré, et $f = \frac{2}{\left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{2u} \right)^{1.5} \right]}$

Le tenseur de perméabilité précédent a été développé en considérant une fissure dans la direction Z . Si l'on considère un cas général où l'élément en béton développe des fissures dans les trois directions (Figure 3-10), on obtiendra le tenseur suivant.

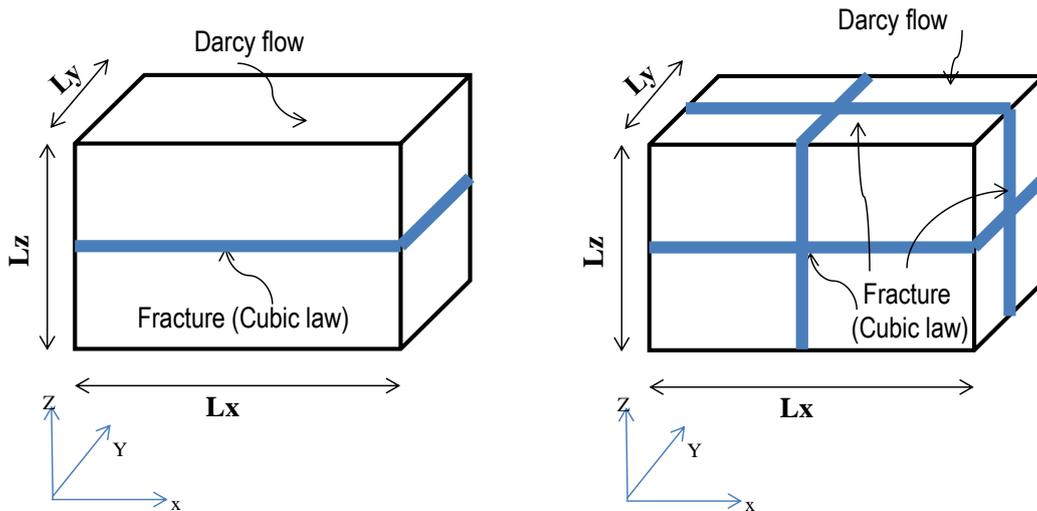


Figure 3-10 Elément 3D avec a) une fissure b) 3 fissures

$$\begin{bmatrix} k_0 + f \frac{\omega^3}{12L_z} + f \frac{\omega^3}{12L_y} & 0 & 0 \\ 0 & k_0 + f \frac{\omega^3}{12L_z} + f \frac{\omega^3}{12L_x} & 0 \\ 0 & 0 & k_0 + f \frac{\omega^3}{12L_y} + f \frac{\omega^3}{12L_x} \end{bmatrix} \quad (3-22)$$

Pour un chargement monotone ou cyclique, le tenseur est capable de reproduire l'évolution de la perméabilité (propriétés hydriques) en fonction des ouvertures de fissures dans toutes les directions.

3.2.4 Implémentation numérique dans Cast3M

La stratégie développée dans les travaux en cours vise à réaliser l'interaction fissure-eau dans un béton fracturé. Basées sur la poromécanique non linéaire, les équations gouvernantes sont implémentées dans le code de calcul Cast3M dans le cadre de la méthode des éléments finis. À partir du calcul par éléments finis, les ouvertures de fissures sont estimées et donc le tenseur de perméabilité est mis à jour au fur et à mesure que les fissures se propagent.

Numériquement parlant, le comportement contrainte-déformation est intégré sur les points de Gauss. Les estimations des fissures conduisent à la définition d'un tenseur

de déformation de fissure. L'évaluation de l'ouverture de la fissure doit définir une longueur sur laquelle la fissure est supposée s'étaler et qui conduit au déplacement de l'ouverture de la fissure (le saut de déplacement).

Le type de maillage des éléments finis et la taille des éléments dépendent du problème physique à décrire. Faire l'hypothèse que la fissure s'étale sur chaque élément fini est une hypothèse forte. La valeur des composantes du tenseur de déformation de la fissure varie d'un point d'intégration à un autre au sein d'un même élément fini, c'est-à-dire qu'à chaque point d'intégration, une valeur d'ouverture de fissure doit être définie d'où la nécessité de définir une longueur à chaque point de Gauss. La stratégie basée sur la définition d'une longueur caractéristique au point d'intégration est déjà exploitée dans certains codes éléments finis. Cela permet de définir un "tenseur de longueur" à chaque point d'intégration qui donne une information directionnelle d'élément fini. Mathématiquement parlant, pour la méthode des éléments finis, la matrice Jacobienne est donnée par

$$J(\xi, \eta, \zeta) = \text{grad}(F(\xi, \eta, \zeta)) \quad (3-23)$$

À chaque point d'intégration, un tenseur de "longueur" L_{ij} est défini à l'aide de la matrice Jacobienne et du poids associé à ce point de Gauss. La somme de ces poids donne le volume de "l'élément de référence" défini par les coordonnées suivantes $(-1 < \xi < +1, -1 < \eta < +1, -1 < \zeta < +1)$. La longueur dans chaque direction $(\vec{u}, \vec{v}, \vec{w})$ dans le système de coordonnées de référence (ξ, η, ζ) est liée à la racine cubique du poids associé au point d'intégration considéré. Pour tout point d'intégration i associé au poids « g ». La longueur dans chaque direction est donnée par :

$$\begin{aligned} L_u^i &= \sqrt[3]{g} (J(\xi^1, \eta^1, \zeta^1) \vec{u} \otimes \vec{u}) \\ L_v^i &= \sqrt[3]{g} (J(\xi^1, \eta^1, \zeta^1) \vec{v} \otimes \vec{v}) \\ L_w^i &= \sqrt[3]{g} (J(\xi^1, \eta^1, \zeta^1) \vec{w} \otimes \vec{w}) \end{aligned} \quad (3-24)$$

Pour toute direction \vec{n} (les directions d'ouverture de fissure), la longueur associée est donc calculée comme la projection du tenseur L_{ij}

$$L_n = L_{ij} \vec{n} \otimes \vec{n} \quad (3-25)$$

Pour chaque nœud, quatre degrés de liberté sont considérés (trois déplacements (u_x, u_y, u_z) et un quatrième lié à la variable de pression p). Une interpolation

quadratique des champs de déplacements et une interpolation linéaire pour le champ de pression sont adoptées. À partir d'un calcul basé sur la méthode des éléments finis, le tenseur de déformation d'ouverture de fissure est évalué et les directions principales sont déterminées. À l'aide de la matrice Jacobienne, un tenseur de second ordre L_{ij} est d'abord calculé dans le système de coordonnées globales puis projeté dans la direction de la fissure (équation 3-25). Le tenseur de perméabilité est mis à jour dans les directions principales en considérant le tenseur de longueur (équation 3-22) puis reformuler dans le repère global.

Après résolution par la méthode des résidus pondérés de Galerkin, l'équation continue et les équations d'équilibre conduisent à la forme matricielle suivante :

$$\begin{cases} [K_m]\{\delta\} + [C]\{p\} = \{f\} \\ [C]^T \left\{ \frac{d\delta}{dt} \right\} - [K_c]\{p\} = \{0\} \end{cases} \quad (3-26)$$

où $[K_m]$ et $[K_c]$ sont respectivement les matrices de rigidité du solide et de conductivité du fluide. $[C]$ est la matrice de connectivité et $\{f\}$ est la force totale appliquée. δ est la variable de déplacement et p est la pression interstitielle.

Les problèmes de consolidation sont généralement résolus avec la méthode d'incrément. Si $\{\Delta f\}$ est l'incrément de charge, la forme incrémentale des équations d'équilibre s'écrit

$$[K_m]\{\Delta\delta\} + [C]\{\Delta p\} = \{\Delta f\} \quad (3-27)$$

L'interpolation dans le temps à l'aide de la méthode θ conduit à l'équation suivante du pas de déplacement

$$\{\Delta\delta\} = \Delta t \left((1-\theta) \left\{ \frac{d\delta}{dt} \right\}_n + \theta \left\{ \frac{d\delta}{dt} \right\}_{n+1} \right) \quad (3-28)$$

et les équations incrémentales suivantes sont obtenues

$$\begin{bmatrix} [K_m] & [C] \\ [C]^T & -\theta\Delta t [K_c] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta\delta\} \\ \{\Delta p\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta f \\ \Delta t [K_c] \{p\}_n \end{Bmatrix} \quad (3-29)$$

À chaque pas de temps, le déplacement et la sous-pression interstitielle sont mis à jour

$$\{\delta\}_{n+1} = \{\delta\}_n + \{\Delta\delta\}, \{p\}_{n+1} = \{p\}_n + \{\Delta p\} \quad (3-30)$$

3.3 Mise en œuvre et validation du modèle

3.3.1 Essai numérique élémentaire

Afin de pouvoir valider le modèle proposé ci-dessus sous divers types de chargement (monotone, cyclique), on propose un essai sur un seul élément fini 2D. Un quadrangle à 8 nœuds avec 3 degrés de liberté par nœud (UX, UY et P). L'interpolation est quadratique en déplacements et linéaire en pression.

L'élément est soumis à un déplacement imposé suivant la direction y . La géométrie de l'élément fini et les conditions aux limites sont montrées sur la Figure 3-11. Concernant les conditions aux limites hydriques, un gradient de pression de 1 KPa est appliqué perpendiculairement à la direction de traction.

La Figure 3-12 montre le champ de pression imposé où l'eau pénètre l'élément étudié à travers le plan ($x = l$) et ressort par le plan ($x = 0$).

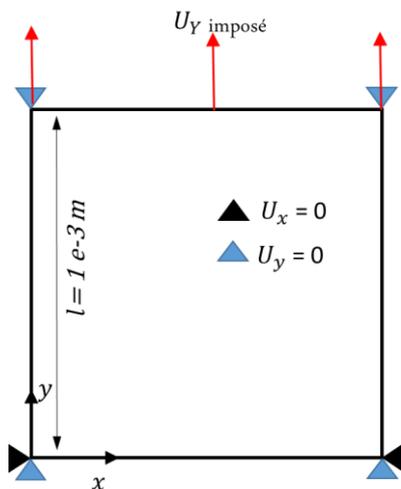


Figure 3-11: Conditions aux limites Mécaniques pour l'essai uni-axial sur l'élément fini

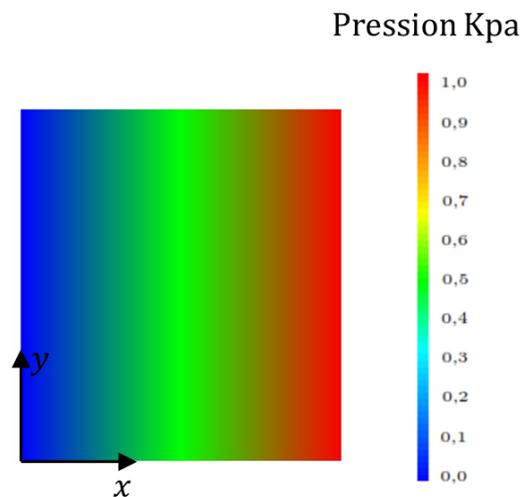


Figure 3-12: Champ de pression imposé sur l'élément fini.

L'élément est d'abord soumis à un chargement de traction monotone. Puis un chargement cyclique de traction-compression est imposé. On essaye de reproduire les réponses contraintes-déformations (forces-déplacements) et suivre l'évolution de la perméabilité (propriété hydrique) en fonction des différents états de fracturation. Le Tableau 3-1 récapitule les paramètres hydromécaniques du matériau considérés pour cette étude.

Tableau 3-1 : Paramètres matériau utilisés pour les essais élémentaires.

Module de Young (GPa)	Résistance à la Traction (MPa)	Énergie de fissuration (N/m)	Perméabilité k_0 (m^2)	Viscosité (MPa.s)	Coefficient de Biot
30	02	70	10^{-12}	10^{-9}	0,2

Pour le chargement monotone, la réponse du modèle en termes de force-déplacement est schématisée sur la Figure 3-13.

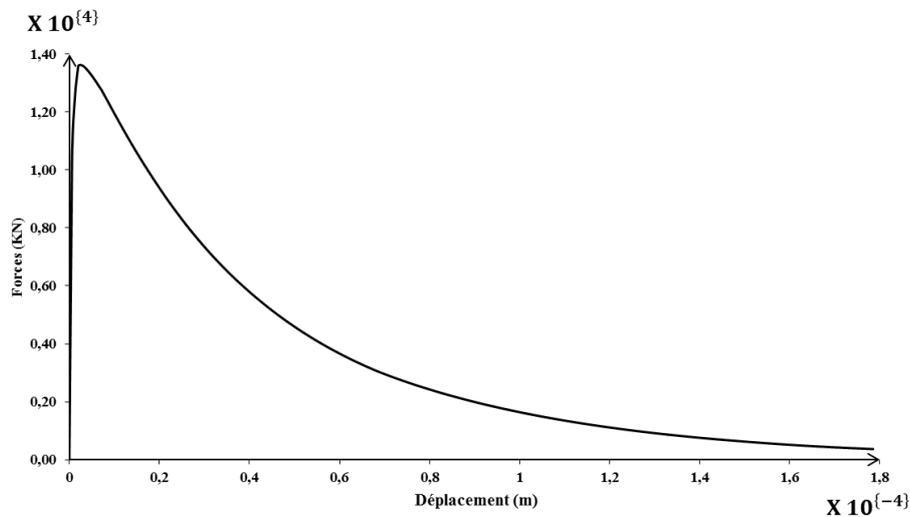


Figure 3-13: Essai de traction uni-axial : évolution de la force en fonction de déplacement imposé

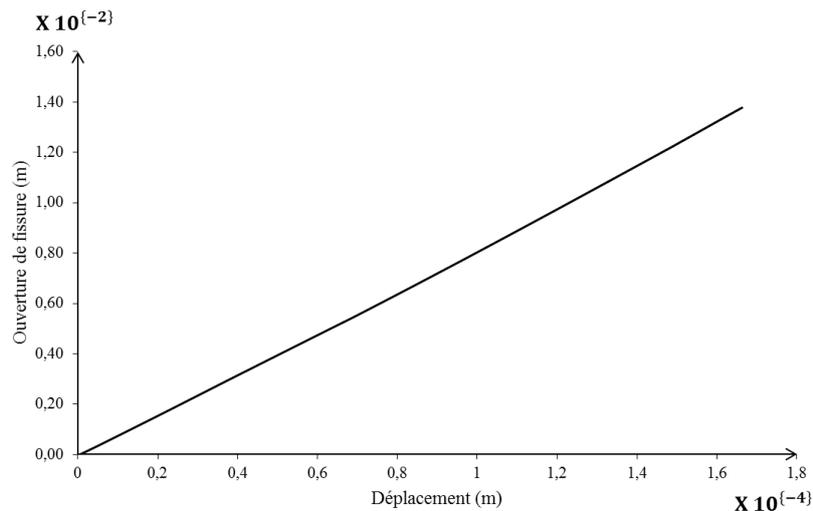


Figure 3-14 : Ouverture de fissure en fonction de déplacement imposé.

La perméabilité est supposée isotrope. Pendant la phase de chargement, la fissure s'ouvre proportionnellement au déplacement imposé suivant la direction y (Figure

3-14). Lorsque la valeur de déplacement imposé dépasse les $30\mu m$, la perméabilité suit la loi cubique (Figure 3-15). La Figure 3-16 représente l'évolution de la perméabilité intrinsèque avec l'ouverture de fissure.

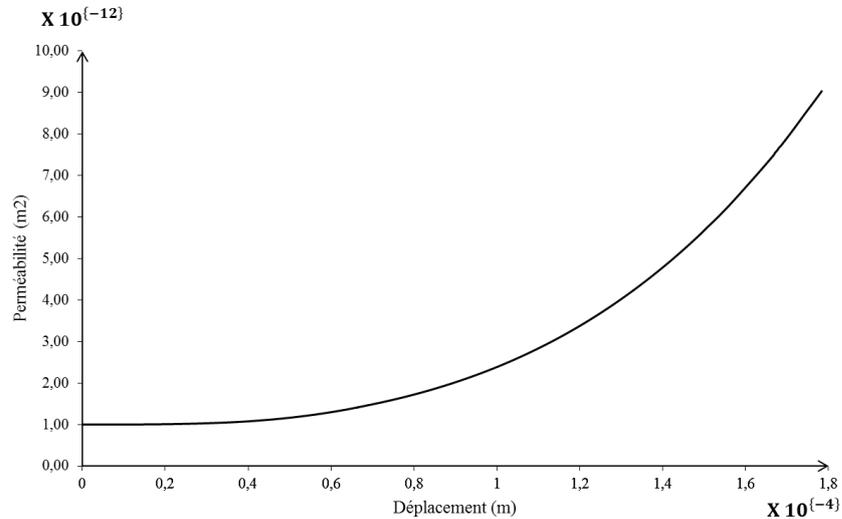


Figure 3-15: Perméabilités intrinsèques en fonction déplacement imposé

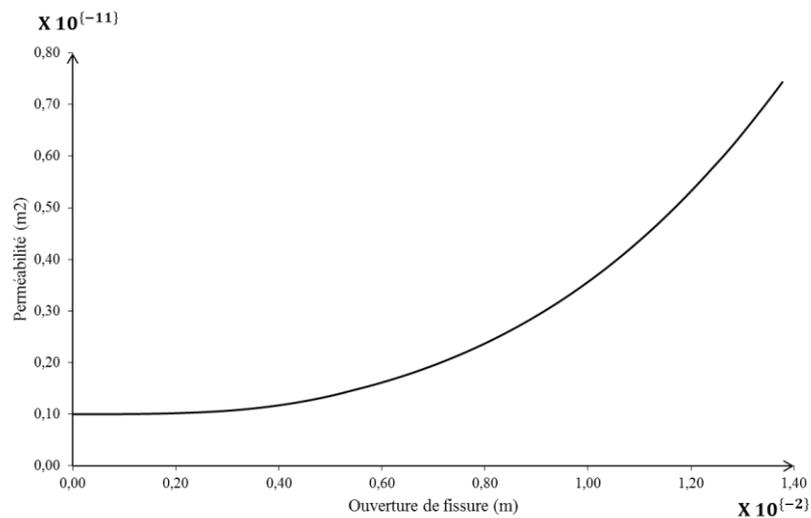


Figure 3-16: Perméabilités intrinsèques K_{xx} en fonction d'ouverture de fissure.

Additionnellement aux séries de simulations effectuées sur l'élément fini sous chargement monotone, on cherche à exploiter le potentiel du modèle à reproduire le comportement hydromécanique sous un chargement cyclique. La réponse Force-déplacement est présentée sur la Figure 3-17. Cette évolution permet d'apprécier la fonctionnalité du modèle sous chargement sismique.

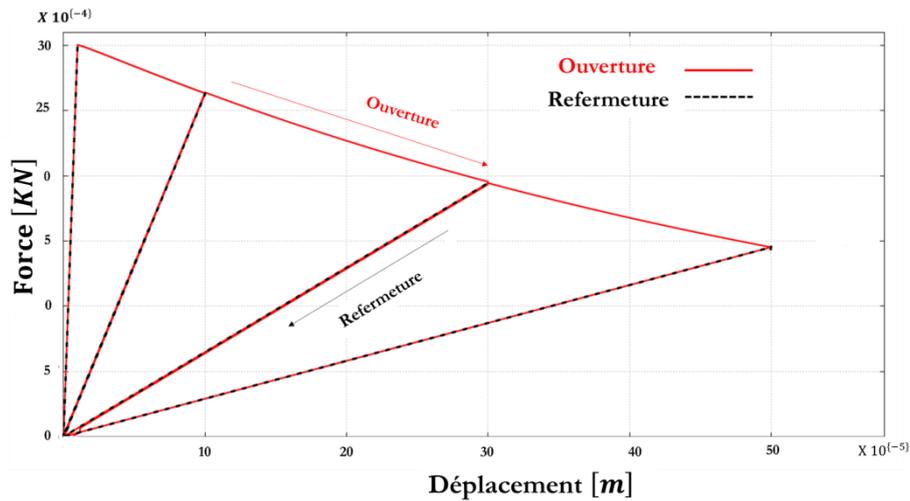


Figure 3-17 : Réponse du modèle en termes de force-déplacement pour l'essai cyclique uni-axial suivant y.

Comme schématisé sur la Figure 3-18, la fissure tend à se refermer complètement durant la phase de déchargement, tandis qu'elle augmente proportionnellement avec le déplacement pendant le cycle de chargement.

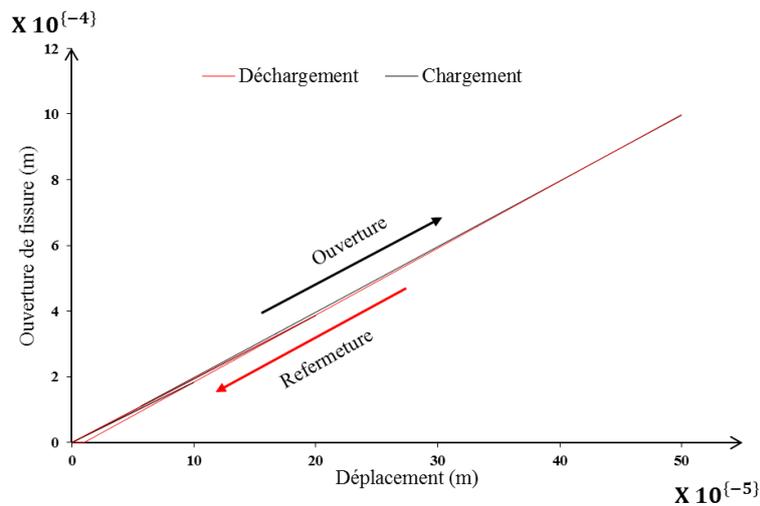


Figure 3-18 : Ouvertures de fissure en fonction du déplacement imposé pour l'essai cyclique uniaxial.

L'évolution de la perméabilité en fonction de l'ouverture de fissure est schématisée sur la Figure 3-19. Pendant la phase de traction, on voit clairement que la fissure s'ouvre suivant y (Figure 3-19). Cette ouverture engendre une augmentation rationnelle de la perméabilité. Durant la phase de refermeture, la perméabilité diminue. La loi cubique (poiseuille) est bien respectée.

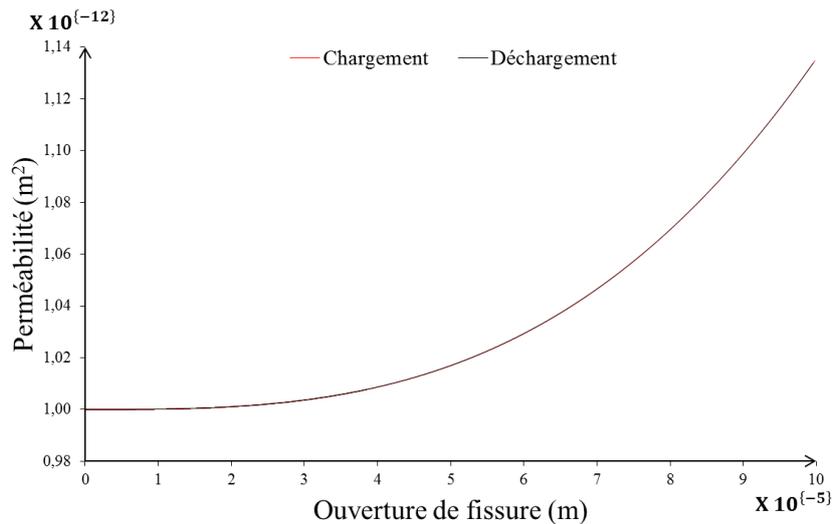


Figure 3-19 : Perméabilité intrinsèque en fonction de l'ouverture de fissure pour l'essai cyclique uniaxial.

Cet exemple permet d'illustrer la particularité de notre modèle. La loi de perméabilité dépend de l'ouverture de fissure. Ainsi, on peut restituer totalement ou partiellement la perméabilité initiale quand la fissure se referme à la fin du cycle de déchargement. Cela est irréalisable avec les lois dépendant seulement de l'endommagement.

3.3.2 Wedge Splitting Test

L'essai par enfoncement d'un coin (Wedge Splitting Test) est largement utilisé pour estimer les paramètres de rupture et pour étudier l'interaction eau-fissure.

s'inspirant de l'expérience réalisée dans [105], V.Slowik and V.E.Saouma[106] ont proposé un dispositif mécanique pour étudier la propagation de fissure dans le béton sous pression d'eau. Des expériences avec différentes pressions d'eau appliquées à l'entaille de la fissure ont été menées pour étudier la distribution de la pression le long de la fissure qui se propage et l'influence de la vitesse d'ouverture de la fissure sur le phénomène hydrique. La géométrie du dispositif proposé et la configuration expérimentale sont schématisées sur la Figure 3-20.

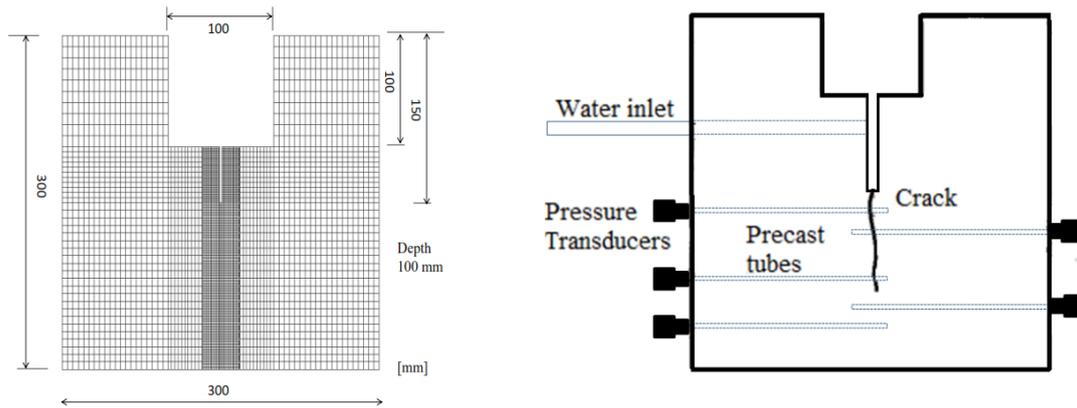


Figure 3-20 : Wedge Splitting Test : dimensions de l'éprouvette et configuration expérimentale[107]

Des expériences ont été menées sous différentes vitesses de déplacement d'ouverture de fissure CMOD (Crack Mouth Opening Displacement) (vitesse rapide $200\mu\text{m/s}$ et vitesse lente $2\mu\text{m/s}$). Pendant les expériences, la force appliquée, l'ouverture de la fissure CMOD, la pression d'entrée d'eau et les variations des pressions le long du ligament ont été suivies.

Pour valider le modèle décrit précédemment, nous proposons de reproduire numériquement les résultats expérimentaux présentés ci-dessus. Le modèle d'endommagement mécanique ne prend pas en compte l'effet de la vitesse de déformation élevée, la comparaison est limitée aux résultats avec une vitesse lente ($2\mu\text{m/s}$).

Le Tableau 3-2 présente les valeurs des paramètres utilisés pour la simulation de la fracturation hydraulique à l'aide du modèle poromécanique proposé.

Tableau 3-2 : Propriétés des matériaux utilisés dans la simulation.

Module de Young (GPa)	Résistance à la Traction (MPa)	Énergie de fissuration (N/m)	Perméabilité k_0 (m^2)	Viscosité (MPa.s)	Coefficient de Biot
25	02	80	10^{-15}	10^{-9}	0,2

Le chargement mécanique est associé à une condition aux limites de pression au niveau de l'entaille. Une valeur de 0,2 MPa est imposée aux deux faces de l'entaille et une pression nulle est appliquée sur les autres faces. La Figure 3-21 montre une comparaison Expérimental/Numérique des variations de la charge appliquée avec le CMOD. Nous comparons nos résultats avec ceux issus d'autres modèles développés

dans la littérature. Les résultats de calcul présentés dans [108], et ceux de [109] utilisant des éléments d'interface d'épaisseur nulle sont également présentés.

La répartition de la pression dans l'échantillon aux étapes initiale et finale est présentée sur la Figure 3-22. Les champs d'endommagement et de fissuration sont représentés sur la Figure 3-23. Les déplacements d'ouverture de fissure le long du centre de discontinuité sont générés par la méthode de post-traitement proposée (OUVFISS).

Une bonne concordance est obtenue avec les résultats expérimentaux et avec ceux obtenus par d'autres approches numériques[110].

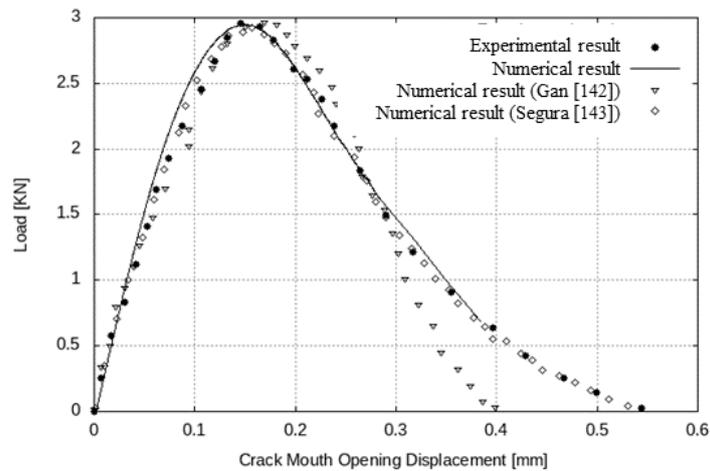


Figure 3-21 : Chargement Vs. CMOD pour le taux de chargement lent : comparaison entre résultats numériques et expérimentaux

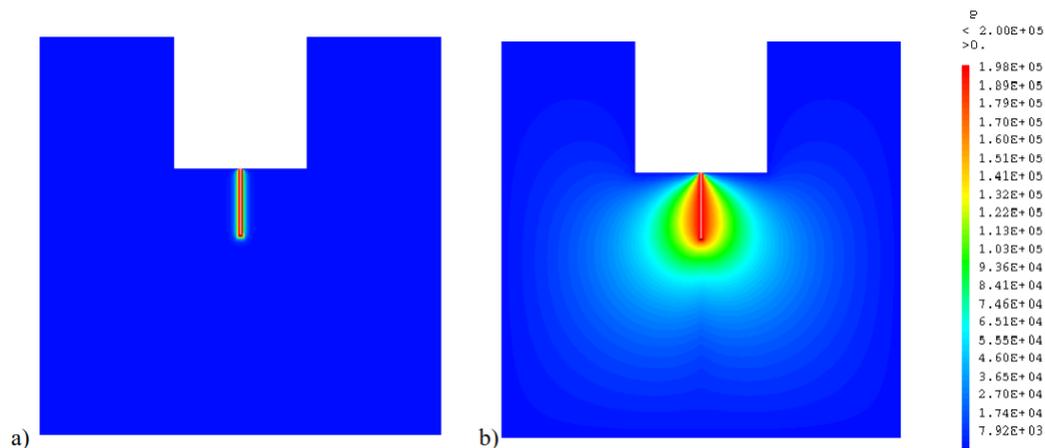


Figure 3-22 : Répartition de la pression : a) Condition aux limites hydriques
b) Répartition de la pression à la fin de l'essai.

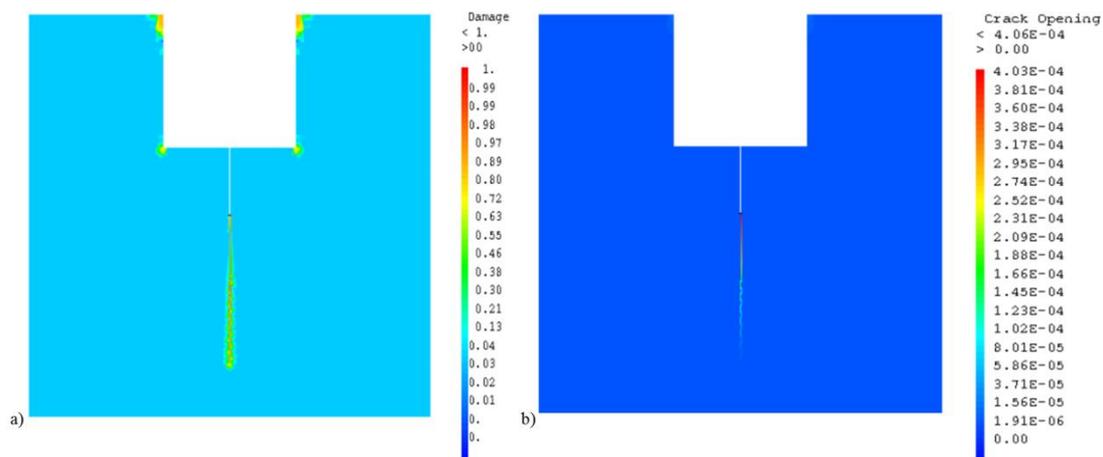


Figure 3-23 : Champ d'endommagement final b) champ d'ouverture de fissure final
La comparaison des résultats numériques avec les observations expérimentales en matière d'évolution de la position de la pointe de fissure dans le ligament en fonction de CMOD est montrée sur la Figure 3-24.

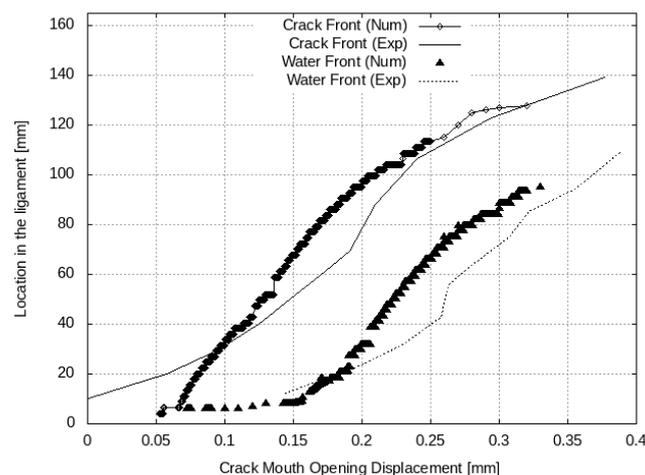


Figure 3-24 : L'évolution de la position de la pointe de fissure en fonction de CMOD
Dans l'ensemble, les résultats obtenus démontrent clairement la capacité du modèle proposé à reproduire l'interaction eau-fissure.

3.3.3 ²Essai Brésilien pour l'étude de l'interaction Eau-Fissure

L'essai brésilien (Figure 3-25), un essai de traction par fendage, sert à déterminer indirectement la résistance de traction du béton. L'essai a été initialement proposé par [111]. En outre, cet essai a fait l'objet de plusieurs études expérimentales afin de mener l'évolution des propriétés de transfert du béton principalement engendrées par la fissuration localisée.

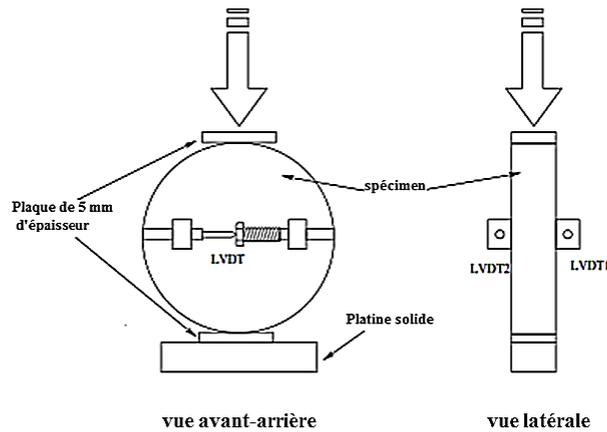


Figure 3-25 : Configuration de l'essai brésilien

Il est important de noter que la méthodologie adoptée en matière de position des capteurs, estimation d'ouverture des fissures et aussi la nature des fluides utilisés diffèrent d'un auteur à un autre. L'objectif reste toujours l'estimation de la perméabilité en fonction de l'ouverture des fissures. Plus de détails sur les protocoles expérimentaux sont exposés dans [67][71][112][113][114]. Tous les travaux de la littérature affirment que l'écoulement du fluide à travers le béton testé est directement lié à l'évolution des ouvertures de fissures.

Pour notre cas, le test de perméabilité est réalisé simultanément avec le chargement mécanique. Les simulations numériques sont effectuées à l'aide du modèle décrit précédemment. Le Tableau 3-3 regroupe les valeurs des paramètres du modèle utilisés dans les simulations.

Tableau 3-3 : valeurs des paramètres utilisés dans les simulations

F_t (MPa)	E (GPa)	G_f (N/m)	k (m ²)	μ (Pa.s)	B	M (GPa)
3	47	80	10^{-21}	10^{-3}	0,3	100

Le calcul est effectué en 3D avec des éléments finis CUB27 avec interpolation quadratique pour les déplacements et linéaire pour les pressions. Les conditions aux limites sont celles reportées dans l'expérimentation. Le champ des ouvertures de fissures calculé à la fin du chargement est présenté sur la Figure 3-26.

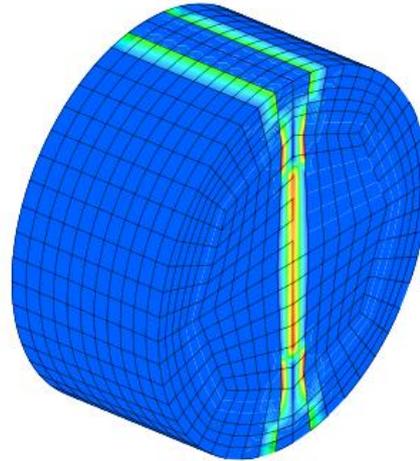


Figure 3-26 : Champ d'ouverture de fissure

Le comportement global donné sur la Figure 3-27 représente l'évolution de la charge appliquée en fonction de la variation du diamètre du cylindre. Les résultats de la simulation numérique sont comparés aux résultats expérimentaux rapportés par Rastiello et al [113]. Expérimentalement, six échantillons ont été testés. Les résultats numériques sont en bon accord avec l'expérimentation en termes de valeur au pic et comportement post-pic.

Concernant l'évolution de la perméabilité apparente, expérimentalement, cette perméabilité est estimée selon la loi de Darcy sous l'hypothèse que la section efficace de percolation est celle d'un diamètre de 77 mm (surface effective de l'échantillon). Numériquement, le calcul des éléments finis donne des valeurs numériques de la perméabilité intrinsèque aux points d'intégration. Afin d'estimer la perméabilité "apparente" à l'aide de la loi de Darcy, le flux volumétrique résultant du calcul numérique est réduit sur la surface effective ($d = 77\text{mm}$).

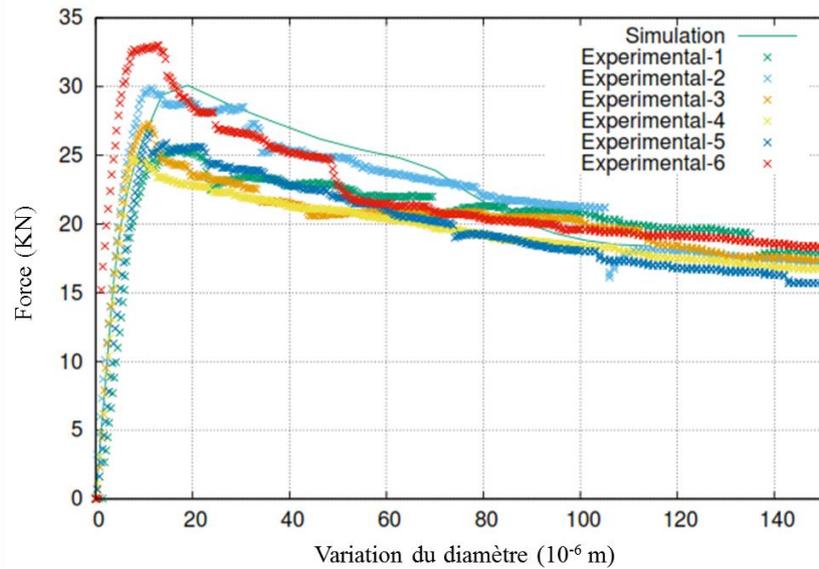


Figure 3-27 : Réponse force-déplacement du test hydromécanique : expérimental vs résultats numériques

Une correction de la loi cubique standard par l'introduction d'un coefficient empirique (ξ) est proposée par [115][116]. Ce coefficient peut prendre une valeur constante, mais il peut dépendre de l'ouverture de fissure [113].

La valeur de coefficient ξ est définie comme :

$$\xi = \min(\alpha\omega^\gamma, 1) \quad (3-31)$$

Avec $\alpha = 5,625 \cdot 10^{-5}$, et $\gamma = 1,19$

Par souci d'homogénéité unitaire, nous proposons la formulation équivalente qui ne dépend pas de l'unité :

$$\sigma_{ij} \xi = \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^\gamma \text{ si } \omega < \omega_f \quad (3-32)$$

Où $\omega_f = 228,3\mu m$

La Figure 3-28 présente l'évolution de la perméabilité apparente normalisée k/k_0 pour les expériences et les calculs numériques. Le modèle numérique reproduit correctement les résultats expérimentaux.

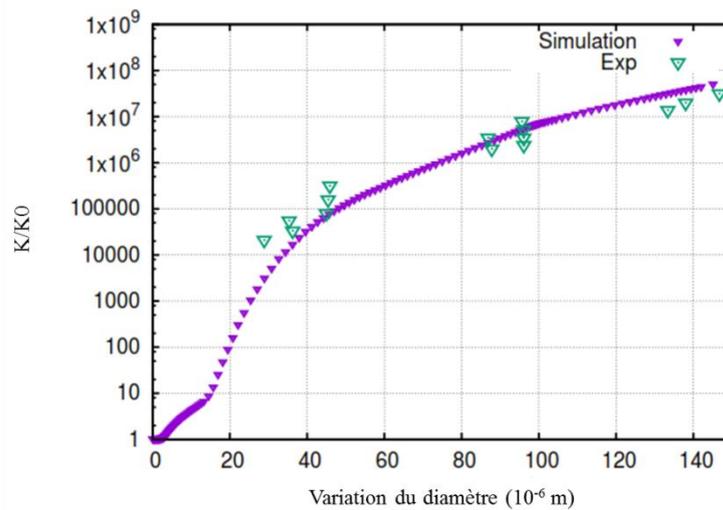


Figure 3-28 : Évolution de la perméabilité normalisée :
Expérimental Vs Résultats numériques

3.4 Conclusion

Dans ce chapitre, les bases mathématiques d'un modèle poromécanique fortement couplé ont été présentées. Précédemment, les limitations des formulations existantes traitant le couplage fluide-fissures ont été discutées. Ces limitations concernent principalement leur pouvoir prédictif des états de fissuration à l'intérieur du corps du barrage. En effet, les fissures dans un barrage ne se limitent pas aux interfaces. La prédiction de la fracturation hydraulique dans un barrage suite à une sollicitation sismique reste d'un enjeu majeur. Les fissures amorcées par la pression de l'eau s'ouvrent et se propagent entraînant ainsi une dégradation des propriétés mécaniques et hydriques.

Le modèle développé est basé sur un couplage hydromécanique fort. L'écriture tensorielle permet de gérer l'évolution de toutes les propriétés en considérant un caractère isotrope ou anisotrope. Des tests de validation ont été proposés pour explorer la capacité du modèle à reproduire le phénomène d'interaction Eau-fissure. La capacité prédictive du modèle a été démontrée. Le chapitre suivant s'intéresse à des applications structurelles sur des barrages en béton en prenant en compte toutes les interactions.

CHAPITRE 4 : Calcul sismique des barrages poids en béton avec prise en compte des interactions

4.1 Introduction

Pour la prédiction numérique de la propagation des fissures dans les barrages-poids en béton, de nombreuses études ont été menées. Cependant, l'interaction eau-fracture reste un défi lorsqu'il s'agit d'analyser la stabilité des barrages. Pour les barrages en béton, des fissures horizontales et verticales peuvent apparaître sur les parements amont et aval (fissuration thermique, retrait...). Lorsqu'une fissure se produit dans un barrage en béton, elle est soumise à la pression de l'eau. Très souvent, ce phénomène se produit au niveau de l'interface barrage-fondation. Cependant, tout défaut près du parement amont permet à la pression d'initier une contrainte de traction et d'amorcer une fissure dans laquelle l'eau peut pénétrer. La pression d'eau critique nécessaire pour générer une fracturation hydraulique dépend de la résistance à la traction du béton et de l'état des contraintes verticales [117]. Dans ce chapitre, nous proposons d'analyser le comportement des barrages-poids en tenant compte de toutes les interactions. Dans un premier temps, le modèle développé dans le chapitre précédent est utilisé pour explorer le comportement d'un barrage-poids soumis à une fracturation hydraulique. Plus tard, en plus de l'interaction fluide-structure (eau-fissure dans le barrage), l'interaction sol-structure est introduite afin d'effectuer une analyse complète de stabilité sismique.

4.2 Modélisation numérique d'un barrage-poids sous fracturation hydraulique

La capacité prédictive du modèle proposé a été prouvée avec le test d'enfoncement de coin (Wedge splitting test) [106] et l'essai brésilien. L'objectif du présent calcul est de réaliser une analyse de rupture d'un barrage-poids en béton entraîné par la pression de l'eau (externe et interne). Le barrage choisi a une hauteur de 96 m, une largeur de crête de 9 m et une largeur de base de 76 m. La géométrie et les conditions aux limites sont données sur la Figure 4-1. Le parement amont est vertical et le fruit aval est de 1:0,7. Les paramètres des matériaux utilisés pour la simulation numérique sont regroupés dans le Tableau 4-1.

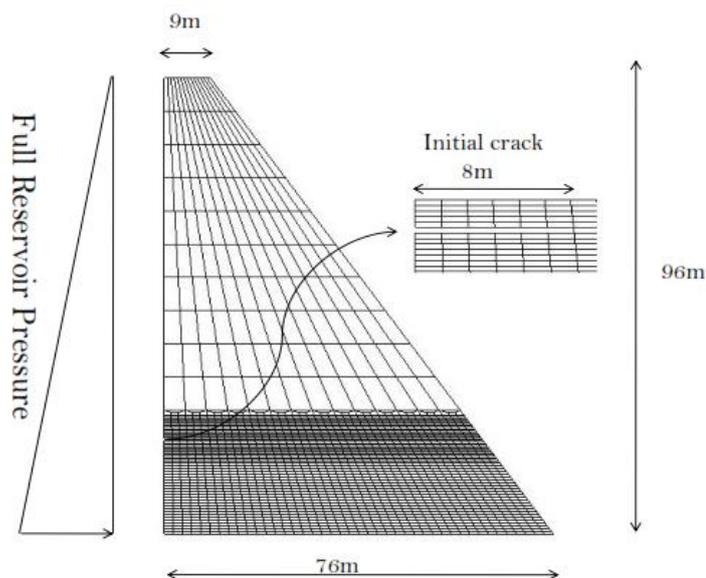


Figure 4-1 : Maillage en éléments finis, dimensions de l'échantillon et chargement.

Tableau 4-1 : Propriétés des matériaux du barrage-poids en béton.

Module de Young (GPa)	Résistance à la Traction (MPa)	Énergie de fissuration (N/m)	Perméabilité k_0 (m^2)	Viscosité (MPa.s)	Coefficient de Biot
25	1,5	70	10^{-9}	10^{-9}	0,2

L'objectif de la présente simulation est d'évaluer la capacité du modèle proposé à reproduire la propagation d'une fissure d'origine hydrique. Une entaille prédéfinie (simulant un défaut dans le parement amont), est considérée. La fissure horizontale a une profondeur de 8 m et est située à 20 m du talon du barrage (Figure 4-1). Les fondations ne sont pas prises en compte et la base du barrage est considérée fixe. La pression hydrostatique horizontale est appliquée. Le niveau d'eau dans le barrage augmente progressivement jusqu'au niveau de la crête. Des charges mécaniques (charge hydrostatique équivalente) et hydrauliques (pression à l'intérieur de la fissure) sont appliquées. Deux cas sont considérés :

- Le premier calcul est effectué à l'aide du modèle proposé où la pression à l'intérieur de fissures est considérée (cas couplé). La Figure 4-2 montre le champ de pression dans le barrage à l'état final pour le cas couplé.

- Une deuxième simulation où la pression d'eau à l'intérieur de la fissure n'est pas prise en compte est réalisée. Ce dernier est appelé le cas non couplé (charge hydrostatique équivalente appliquée en amont). La comparaison entre les deux cas permet de mieux comprendre le phénomène d'interaction eau-fissure.

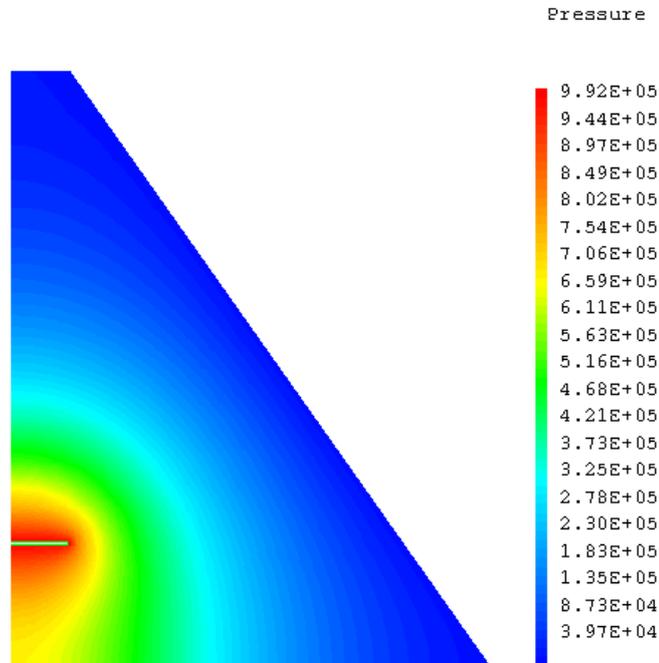


Figure 4-2 : Le champ de pression dans le barrage

La relation entre le niveau d'eau et le déplacement horizontal de la crête du barrage est donnée par la Figure 4-3.

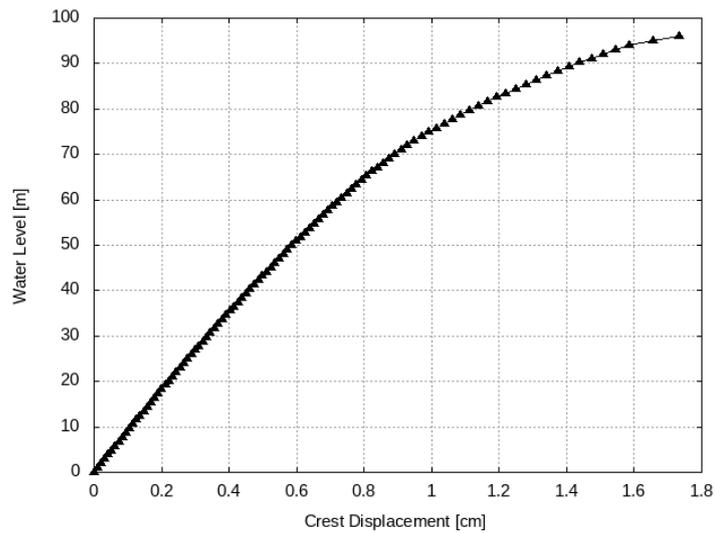


Figure 4-3 : Niveau d'eau Vs. déplacement horizontal de la crête du barrage.

Les figures 4-4 et 4-5 montrent les zones d'endommagement et la propagation des fissures pour les deux cas à la fois (couplés et non couplés).

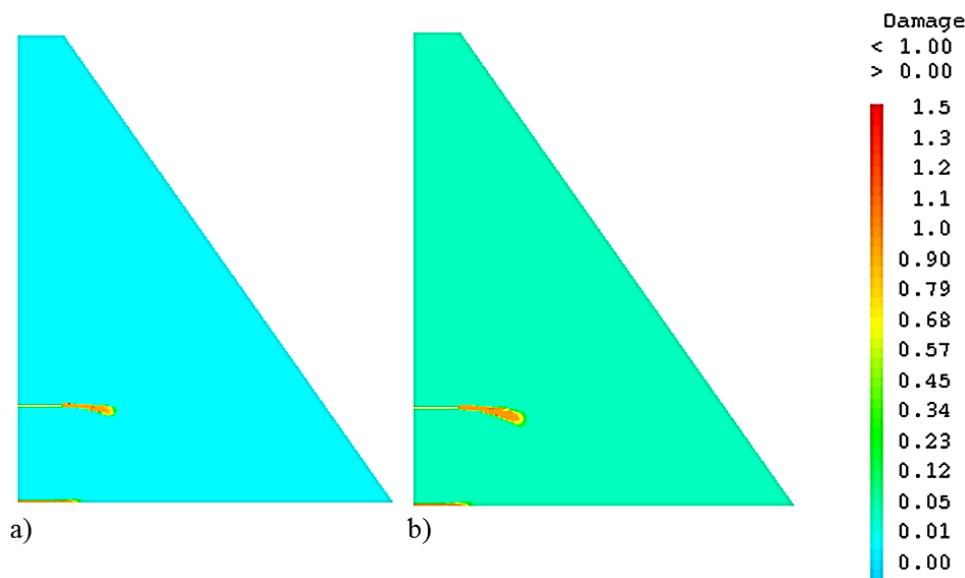


Figure 4-4 : Champs d'endommagement (a) Simulation non couplée (b) Simulation couplée

Comme montré sur la Figure 4-5, sous l'effet de la pression d'eau, une fissure horizontale se produit au niveau de l'interface barrage-fondation. Une autre fissure courbée (partant du défaut dans le parement amont) se propage. La trajectoire de la fissure est initialement horizontale puis tourne vers le pied du barrage.

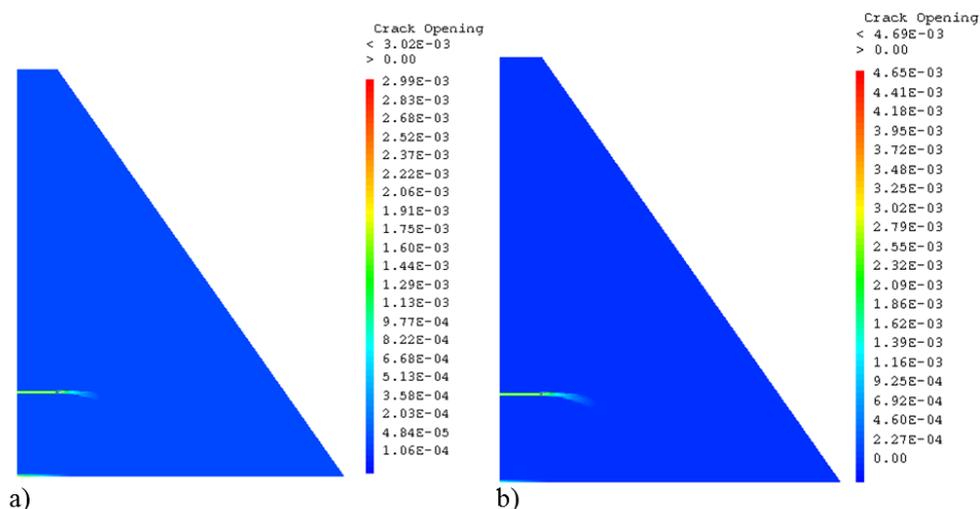


Figure 4-5 : Champs d'ouverture des fissures (a) Simulation non couplée (b) Simulation couplée

Évidemment, la fissure horizontale à l'interface fondation-barrage dépend des conditions aux limites (interaction barrage-fondation...) et des paramètres de

matériaux du système barrage-fondation. Comme la fondation n'est pas prise en compte dans la présente étude, une plus grande concentration sur la fissure courbée pourrait permettre de mieux comprendre l'effet de la considération de la pression interne à l'intérieur de la fissure.

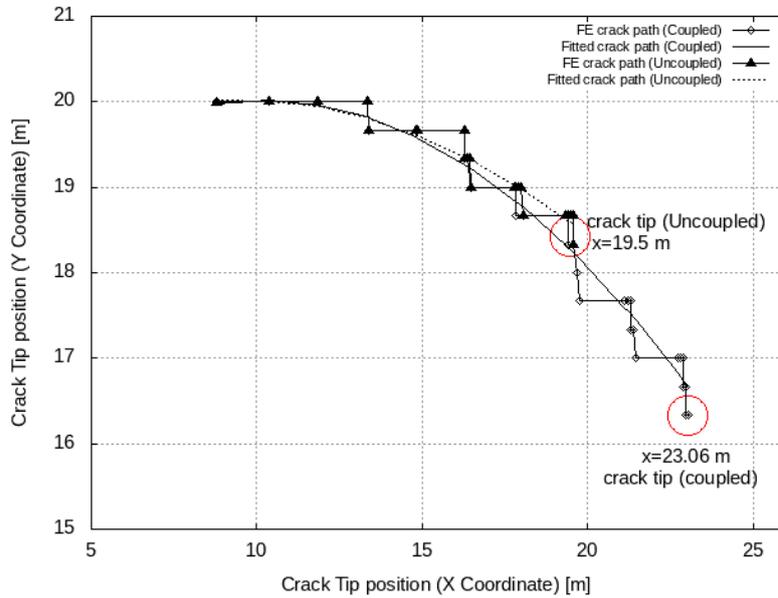


Figure 4-6 : Chemin de fissure et position de la pointe de fissure pour les simulations couplées et non couplées

La Figure 4-6 illustre le trajet de la fissure et la position du fond de fissure. Même si les formes de fissure sont assez similaires, la comparaison entre les simulations couplées et non couplées montre une propagation plus profonde de la fissure entraînée par l'eau. Sans tenir compte de l'effet de la pression à l'intérieur de la fissure, la position courbée du fond de fissure est d'environ de 19,5 m (coordonnée x), par contre la simulation couplée produit une fissure de 23,06 m.

La Figure 4-7 représente la variation de déplacement d'ouverture de fissure par rapport à la position de la pointe de fissure. Cette variation confirme le rôle de la pression interne. La valeur d'ouverture de fissure à chaque position de fond de fissure est bien illustrée sur cette figure. Ainsi, la pression interne de l'eau engendre des ouvertures de fissure plus grandes. Pris ensemble, les résultats montrent qu'en présence de sous-pression d'eau, la fissure se propagerait beaucoup plus profondément. De plus, les valeurs des ouvertures de fissures sont plus importantes.

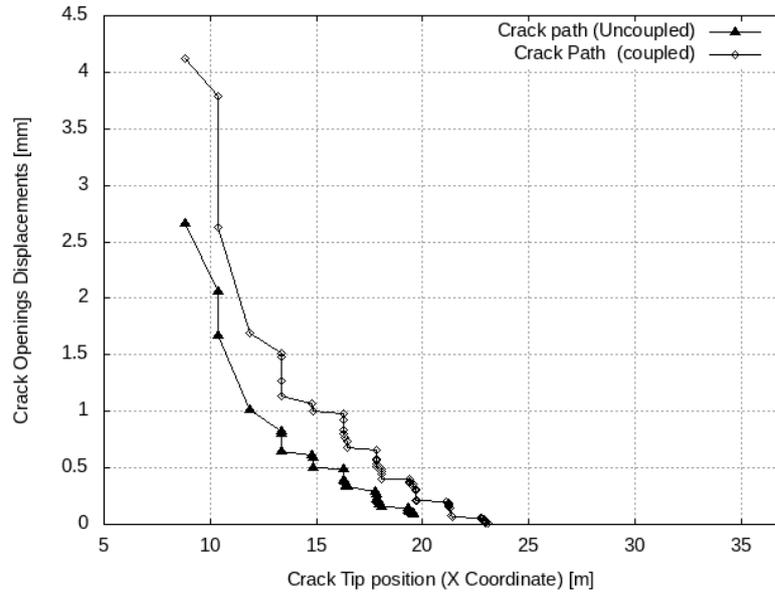


Figure 4-7 : Déplacement d'ouverture de fissure Vs. Positions de la pointe de fissure

4.3 Influence du couplage fracturation hydraulique et ISS sur le comportement sismique des barrages-poids en béton

Cette partie est consacrée à l'étude de couplage fracturation hydraulique et interaction sol-structure présentée par la déconvolution du mouvement sismique sur un barrage-poids en béton. En fait, l'effet l'interaction eau-fissuration est géré par le modèle développé et validé précédemment, tandis que l'interaction sol-structure est menée par la méthode globale (déconvolution du mouvement sismique) sur l'accélération translationnelle du séisme de Kobe au Japon (en 1995). Ce séisme de magnitude de 7 sur l'échelle de Richter est utilisé pour effectuer une série de simulation numérique. L'objectif de la présente étude est de réaliser une série d'analyse dynamique sur un barrage-poids en béton avec des interactions Sol-Structure-Eau avec un module de déformation du rocher variable (3, 10 et 31 GPa). Cette variation engendre une modification significative des paramètres de mouvement sismique appliqué. Les conséquences sont évaluées en termes d'évolution de déplacement de la crête du barrage.

4.3.1 Description du système étudié

Notre étude consiste à varier le module de déformation du rocher (3, 10 et 31 GPa) en gardant constants tous les autres paramètres. Pour les trois valeurs de module de déformation, l'accélération sismique de Kobe (Figure 4-8) est déconvoluée pour tenir compte de l'interaction sol-structure (l'histoire du mouvement sismique sera considérablement modifiée). Ensuite, le calcul est piloté en déplacements sismiques imposés ; les accélérations sismiques déconvoluées seront transformées en signaux de déplacements.

Le maillage éléments finis et la géométrie du système barrage-rocher sont schématisés sur la Figure 4-9. Les différentes valeurs des paramètres des matériaux considérés dans la modélisation numérique sont regroupées dans le

Tableau 4-2.

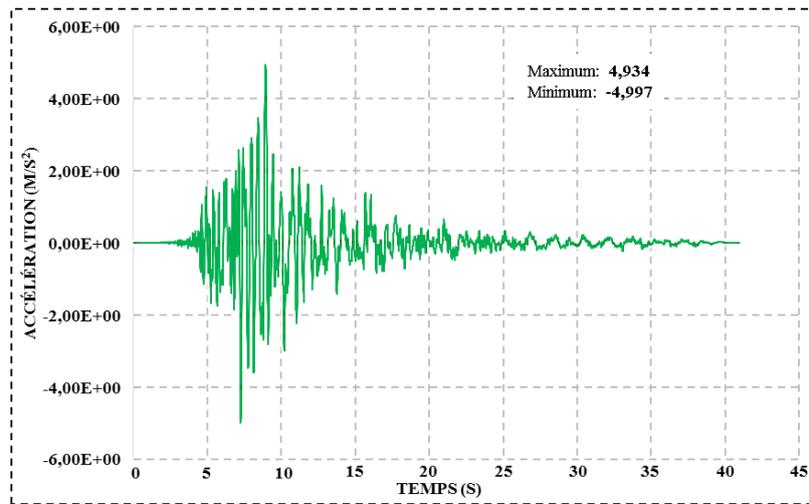


Figure 4-8 : Accélérogramme du séisme de Kobe en 1995

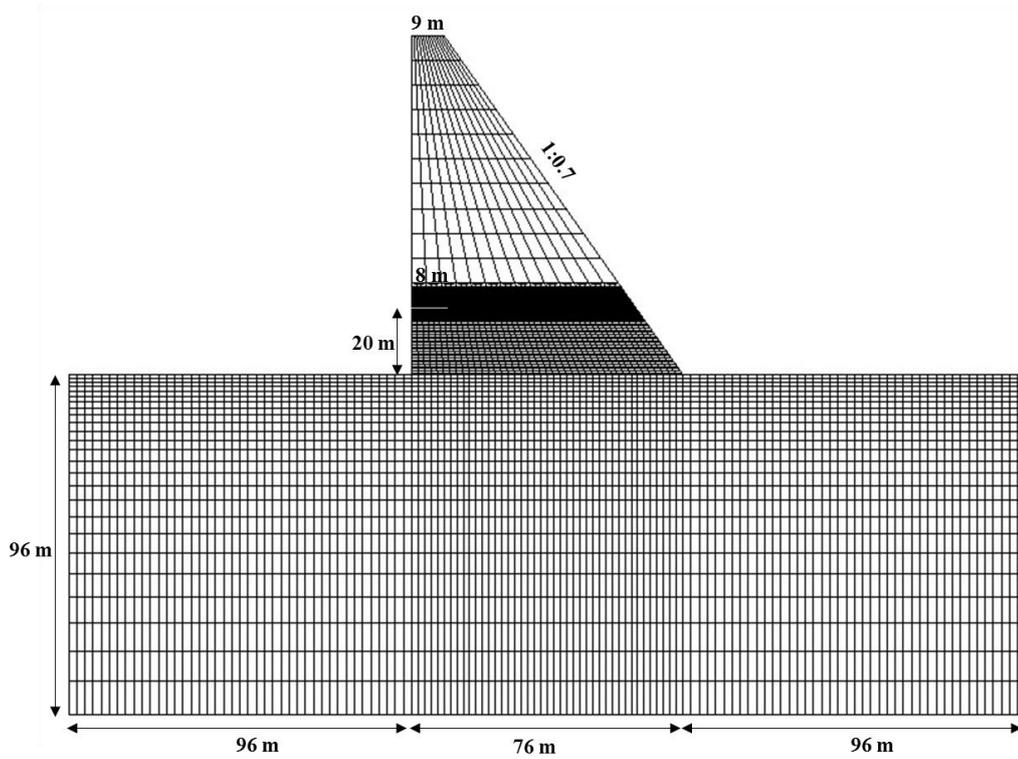


Figure 4-9 : Géométrie et maillage 2D du système barrage-fondation

Tableau 4-2 : Caractéristiques des matériaux pour le système barrage-rocher

Paramètres du rocher			
Module de déformations (GPa)	03	10	31
Coefficient de poisson	0,18		
Densité (Kg/m³)	1800	2500	2800
Vitesse de propagation d'onde de surface (m/s)	840,37	1301,90	2165,90
Paramètres du barrage			
Module de déformations (GPa)		31	
Coefficient de poisson		0,2	
Résistance à la Traction (MPa)		1,5	
Énergie de fissuration (N.m⁻¹)		70	
Perméabilité k_0(m²)		10 ⁻⁹	
Viscosité (MPa.s)		10 ⁻⁹	
Coefficient de Biot		0,2	

Il est important de noter que la déconvolution de l'excitation sismique originale est réalisée pour chaque module de déformation du rocher. Le mouvement déconvolué sera appliqué au système pour prendre en compte le phénomène d'interaction sol structure. La déconvolution du mouvement sismique est effectuée par la même démarche exposée dans le chapitre 2 (§2.5). Pour rappel, la procédure de déconvolution (disponible dans Cast3M) permet d'effectuer des calculs d'interaction sol-structure par la méthode des éléments finis. Elle a deux fonctions :

- Formuler la matrice d'amortissement correspondant à la frontière absorbante visqueuse de type « LYSMER » sur la bordure du maillage de sol.
- Calculer le chargement sismique au cours du temps à appliquer sur la frontière par la déconvolution du mouvement sismique (accélérogramme) donnée en surface libre du sol. La résolution du problème peut s'effectuer ensuite dans le domaine temporel avec l'une des procédures d'intégration suivantes :
 - Procédure DYNAMIC en cas de comportement linéaire.
 - Procédure PASAPAS en cas de comportement non linéaire du sol et de la structure

Les figures 4-10, 4-11 et 4-12 illustrent la superposition de l'accélération sismique originale et celle déconvoluée correspondante à chaque module de déformation.

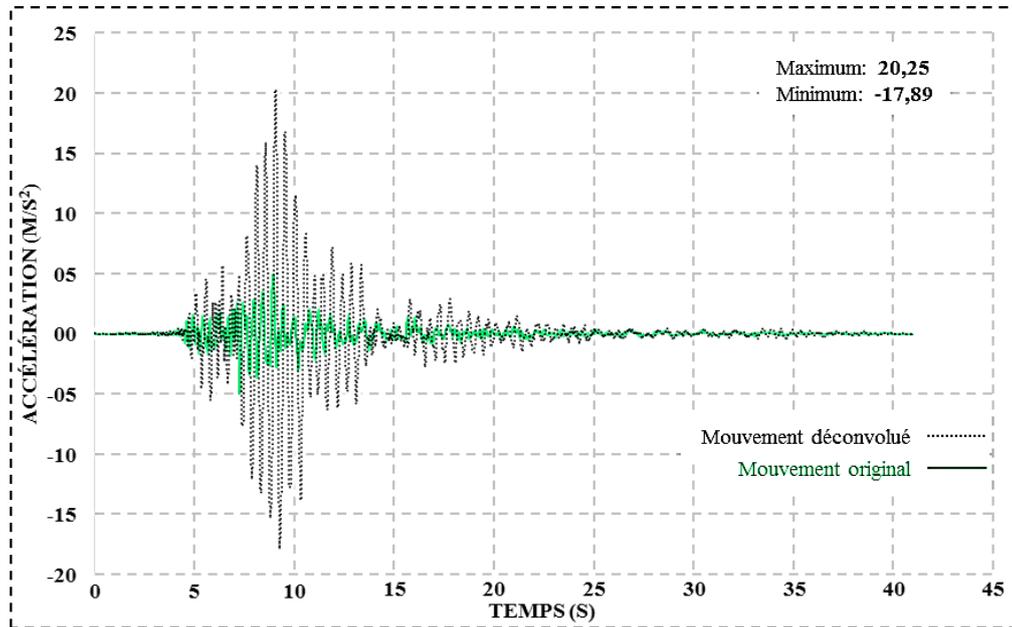


Figure 4-10 : Comparaison de l'accélération originale de Kobe et celle déconvoluée pour un module de déformation du rocher E=3 GPa

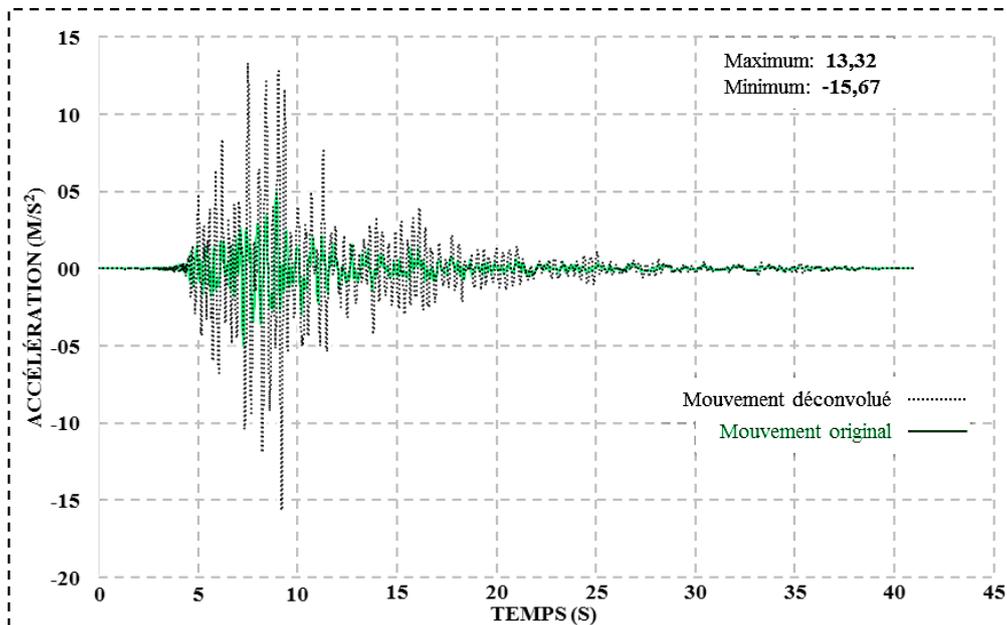


Figure 4-11 : Comparaison de l'accélération originale de Kobe et celle déconvoluée pour un module de déformation du rocher E=10 GPa

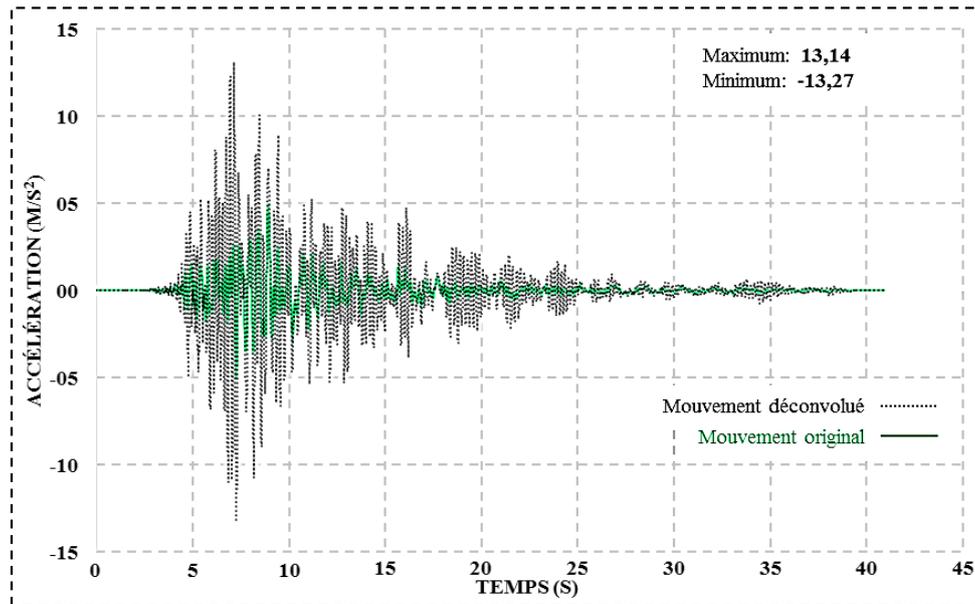


Figure 4-12 : Comparaison de l'accélération originale de Kobe et celle déconvoluée pour un module de déformation du rocher $E=31$ GPa

Les accélérations sismiques obtenues après la procédure de déconvolution seront doublement intégrées afin de pouvoir obtenir des signaux en déplacement. L'opérateur «INSI» disponible dans Cast3M permet d'effectuer l'intégration numérique des signaux en accélération. Après intégration, les figures 1, 2 et 3 représentent les signaux en déplacement pour les trois systèmes étudiés.

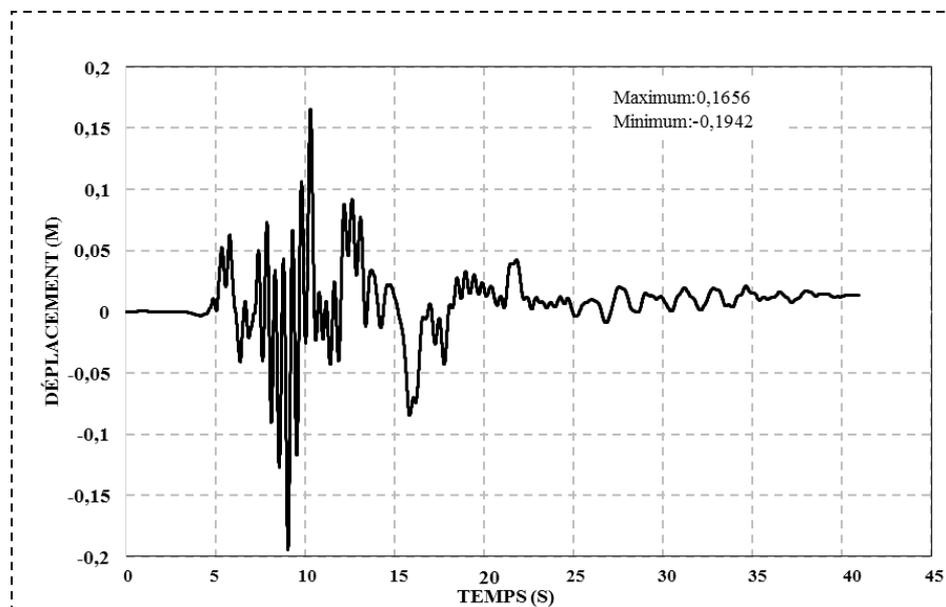


Figure 4-13 : Signal en déplacement obtenu pour le cas d'un module de déformation du rocher $E=3$ GPa

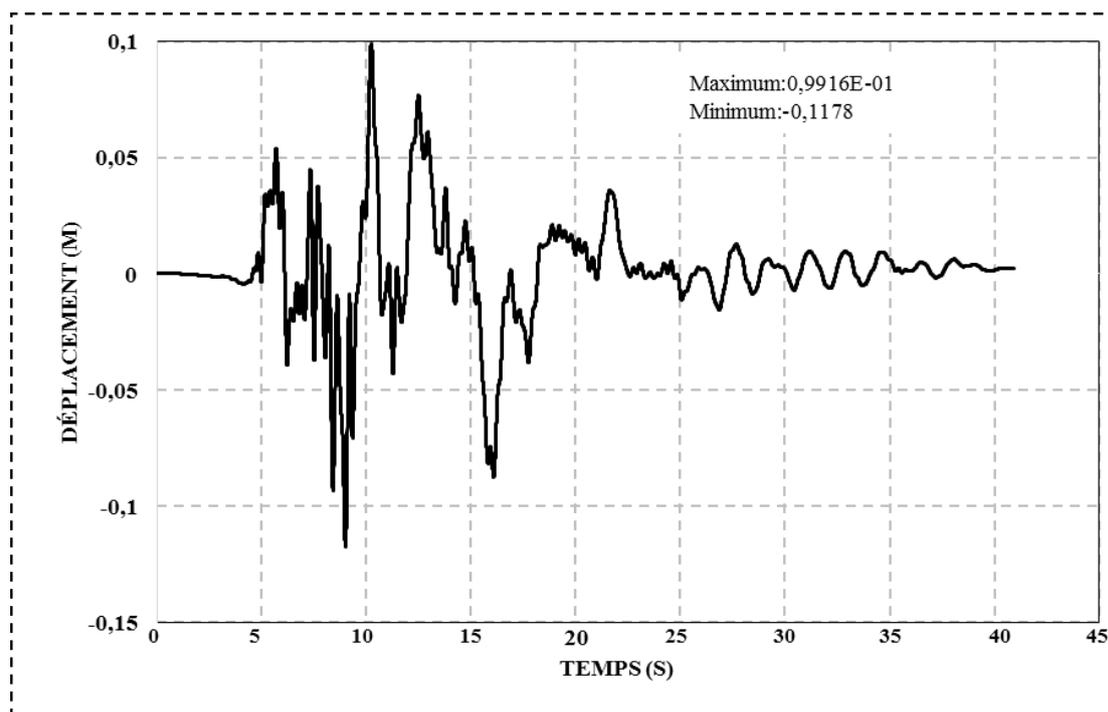


Figure 4-14 : Signal en déplacement obtenu pour le cas d'un module de déformation du rocher E=10 GPa

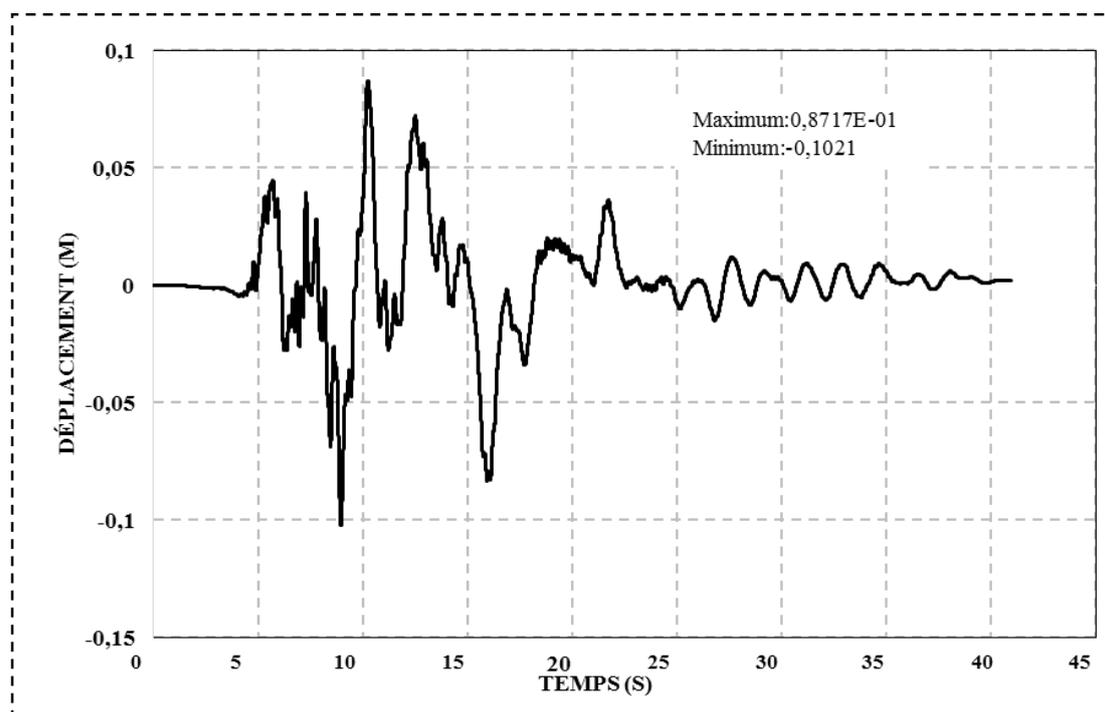


Figure 4-15 : Signal en déplacement obtenu pour le cas d'un module de déformation du rocher E=31 GPa

En plus des sollicitations sismiques (en déplacement), le système est soumis à une pression hydrostatique horizontale où le niveau d'eau dans le barrage augmente progressivement jusqu'au niveau de la crête et à des sollicitations mécaniques. L'IFS

est prise en compte par l'approche proposée permettant de décrire une interaction explicite eau-fissures.

4.3.2 Discussion des résultats

Dans le contexte de l'analyse sismique des barrages en béton avec la prise en compte des phénomènes de l'interaction sol-structure et fluide-structure (eau-fissure), le déplacement de la crête est un facteur déterminant pour l'appréhension de la réponse dynamique en vue, soit de choisir et de valider un profil en adéquation avec les conditions géologiques du site, soit de vérifier précisément la stabilité sismique de l'ouvrage. En effet, le déplacement de la crête est toujours sensiblement lié au module de déformation du rocher pour le profil du barrage analysé.

Les figures (4-16, 4-17 et 4-18) présentent les réponses temporelles en matière de déplacement de la crête pour les trois systèmes sollicités avec un module de déformation de rocher variable.

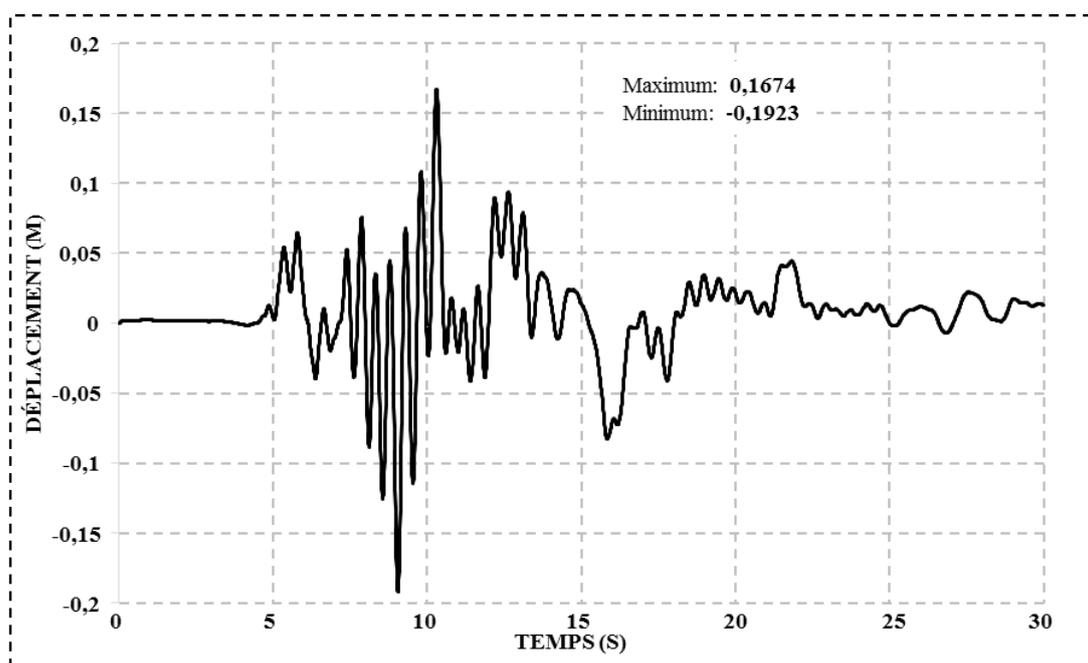


Figure 4-16 : Déplacement de la crête en fonction du temps pour le barrage-poids en béton avec un module de déformation du rocher égale à 03 GPa

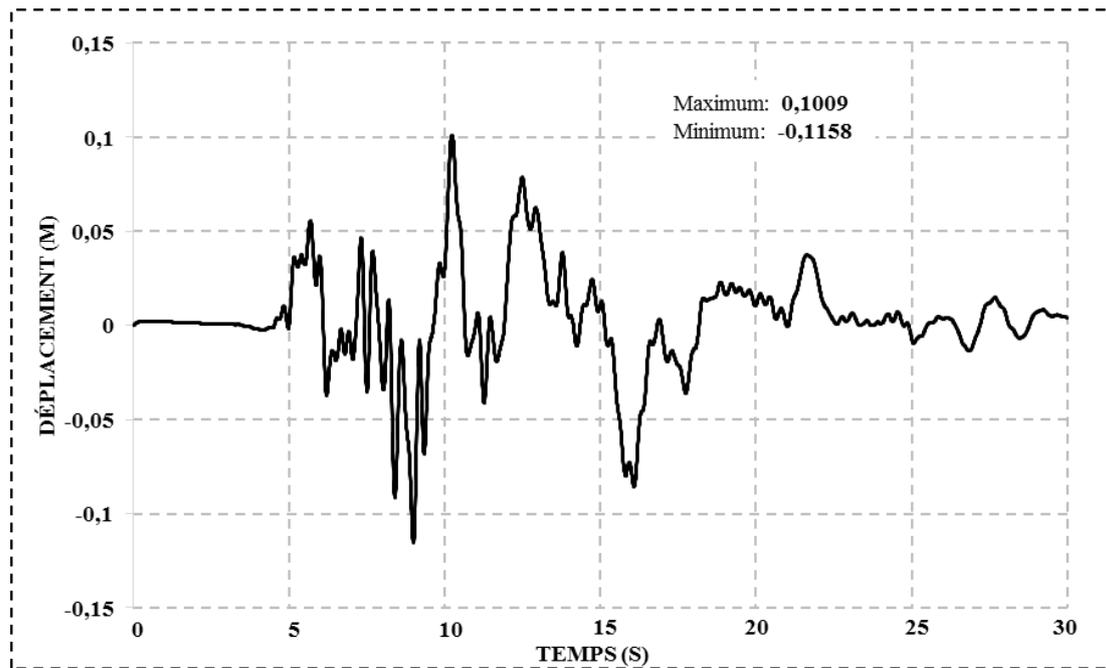


Figure 4-17 : Déplacement de la crête en fonction du temps pour le barrage-poids en béton avec un module de déformation du rocher égale à 10 GPa

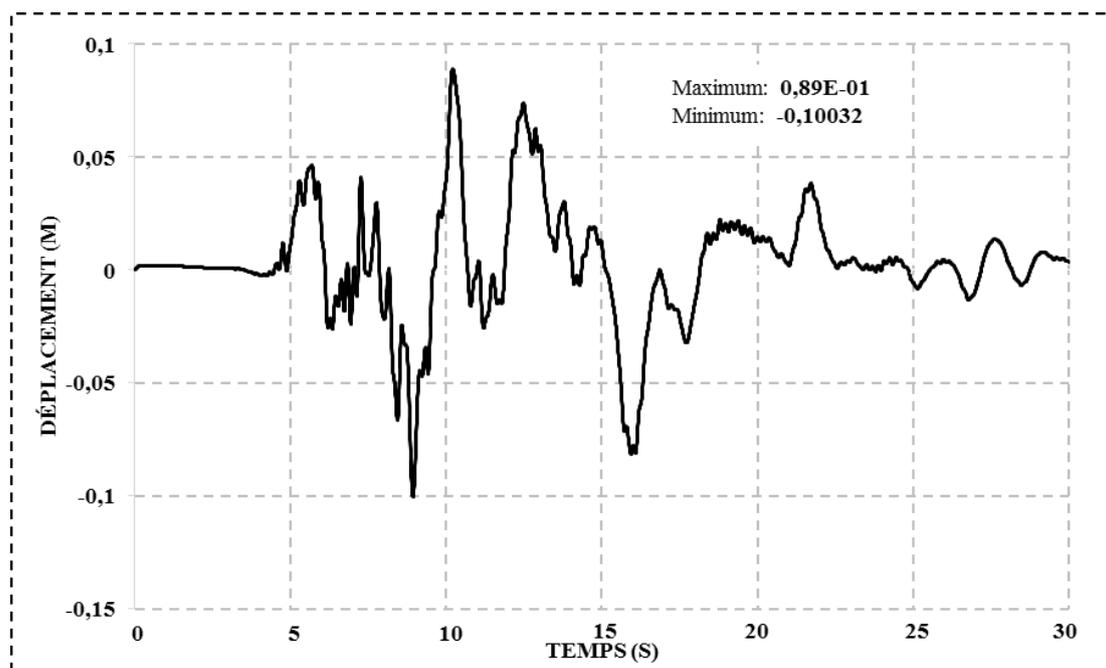


Figure 4-18 : Déplacement de la crête en fonction du temps pour le barrage-poids en béton avec un module de déformation du rocher égale à 31 GPa

Les déplacements maximaux de la crête sont regroupés sous forme de tableau (Tableau 4-3).

Tableau 4-3 : Déplacement maximal de la crête du barrage-poids en fonction de la variation du module de déformation

E_{rocher} (GPa)	03	10	31
Déplacement maximal de la crête (m)	0,1923	0,1158	0,1003

Comme indiqué sur le Tableau 4-3, le déplacement de la crête du barrage est inversement proportionnel au module de déformation du rocher. Ainsi, il est à noter que les déplacements de la crête dans le cas d'un rocher "dur" ($E= 31$ GPa) sont de loin très importants (plus de 90%) par rapport à ceux du barrage dont le module de déformation du rocher est estimé à 03 GPa.

4.4 Conclusion

Dans ce chapitre le modèle développé dans le chapitre précédent a été utilisé pour explorer le comportement d'un barrage-poids soumis à une fracturation hydraulique (interaction eau-fissure). Une analyse de rupture hydrique d'un barrage-poids en béton engendrée par la pression de l'eau en amont a été réalisée pour deux cas de figure : le cas couplé où la pression de l'eau à l'intérieur de fissures est considérée, et le cas non couplé où la pression n'est pas prise en compte.

Les résultats numériques montrent que la pression de l'eau à l'intérieur de fissures du barrage entraîne une propagation plus profonde des fissures. Ces résultats démontrent clairement que l'interaction fluide-structure ne doit pas se limiter à un calcul d'interaction sur les interfaces extérieures (réservoir-barrages), mais doit prendre en compte les interactions mutuelles eau-fissures à l'intérieur du corps du barrage.

L'analyse a été étendue pour traiter un barrage avec toutes les interactions. Comme au deuxième chapitre l'influence du module de déformation du rocher a été analysée en prenant en compte toutes les interactions pour démontrer la capacité du modèle à gérer simultanément l'interaction Sol-Structures et Fluide-Structure.

Conclusions générales

Un barrage, par sa masse d'eau stockée, est considéré comme un lieu de concentration d'énergie. En cas d'accident, la libération de cette masse aurait des conséquences dévastatrices. Les règlements parasismiques ne contiennent pas de règles de calcul explicites des barrages vis-à-vis du risque sismique. Certes, les projets de barrages comprennent une étude de la sismicité du site et de ses conséquences sur le projet, mais des études de stabilité sismique prenant en compte toutes les interactions avec le milieu environnant sont nécessaires. De plus, les études de sismicité historique (aléa probabiliste) combinées à une amélioration continue des connaissances (effet de site, failles actives ...) ont permis une meilleure appréhension de l'aléa sismique. Ainsi, les cartes de l'aléa sismique ne cessent d'évoluer. Dans ce contexte, des études préventives de stabilité sismique deviennent indispensables et justifiées. Nous avons voulu, à travers cette thèse, apporter une contribution à la modélisation préventive du comportement sismique des barrages en béton en tenant comptes des interactions fluide-structure et sol-structure.

En premier lieu, dans une perspective de mise en évidence de l'influence de la variation du module de déformation du rocher sur la réponse sismique des barrages-poids et voûtes (en matière de déplacement de la crête, concentration des contraintes, localisation d'endommagement et apparition des fissures) en vue d'une optimisation du profil des barrages en béton, une analyse numérique sismique prenant en compte toutes les interactions avec variation des modules de déformation a permis de dégager les conclusions suivantes :

- Pour l'ensemble des profils de barrage étudiés (poids, voûte à simple courbure, poids-voûte et voûte à double courbure), le déplacement de la crête est inversement proportionnel avec le module de déformation du rocher.
- La réponse du barrage dépend fortement de la catégorie du site et de l'action sismique déconvoluée au quelle le barrage est soumis.
- Le module de déformation du rocher contrôle à la fois les valeurs maximales des déplacements de la crête et l'apparition et/ou l'évolution des fissures

sismique et régit, par conséquent, l'aspect économique lié au souci d'optimisation des volumes de béton utilisés.

- Après la fissuration sismique des barrages, les approches simplifiées pour tenir compte de l'interaction fluide-structure deviennent inadaptées, car elles sont incapables de suivre la pénétration de l'eau et la variation transitoire des pressions dans les fissures, etc.

Pour répondre à cette dernière problématique, un modèle poromécanique a été développé en vue de décrire l'interaction fluide-structure dans un milieu fissuré. En effet, les fissures amorcées par la pression de l'eau s'ouvrent et se propagent entraînant ainsi une dégradation des propriétés mécaniques (résistance) et hydriques (perméabilité) de l'ouvrage. Ainsi, un modèle plastique-endommageable non linéaire a été développé dans le cadre de la poromécanique. Basé sur une approche tensorielle, le modèle permet de décrire les interactions hydromécaniques mutuelles dans un milieu totalement anisotrope et fracturé. Implémenté dans Cast3M dans le cadre de la méthode des éléments finis, il a été initialement validé sur des cas tests élémentaires.

Puis, le modèle a été utilisé pour mettre en évidence l'importance de la gestion des interactions Eau-fissures dans le corps des barrages pour afin d'évaluer le risque d'une rupture hydrique. Les résultats de simulations sur un barrage avec un défaut en amont soumis à une pression du réservoir ont permis de dégager les conclusions suivantes :

- La comparaison entre les simulations couplées et non couplées montre une propagation plus profonde de la fissure entraînée par l'eau.
- La pression interne de l'eau engendre des ouvertures de fissure plus grandes comparées à celles obtenues sans considérer les effets d'interactions.

Une analyse complète avec prise en compte des interactions sol-structure et Eau-fissures a été réalisée en vue de démontrer la capacité du présent modèle à fournir des analyses objectives dans le cadre d'une étude de stabilité sismique.

Perspectives

Ce travail est une contribution à l'amélioration des connaissances dans le domaine du calcul sismique des barrages. Un apport scientifique important réside dans la prise en charge des différentes interactions notamment l'interaction Eau-fissures.

Des hypothèses simplifications ont été considérées dans le développement du modèle proposé : régime d'écoulement laminaire de l'eau à l'intérieur des fissures, rugosité des lèvres de fissures. La gestion unilatérale des interactions eau-ouverture refermeture de fissures demeure un phénomène très complexe à gérer demandant une attention particulière pour gérer les phénomènes associés (la non-saturation, la cavitation ...)

L'approche proposée se prête bien aux formalismes physiques et mathématiques relatifs à la problématique de l'interaction hydromécanique. Elle fournit un cadre théorique général permettant ainsi d'intégrer d'autres processus et de prendre en compte d'autres phénomènes (couplage thermique...)

Une généralisation sur les tous les types de barrages peut être envisagée pour permettre une meilleure maîtrise de leurs comportements dynamiques.

Références bibliographiques

- [1] J.P.Stewart, G.L.Fenves, and R.B.Seed, “Seismic soil-structure interaction in buildings,” *Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 125, no. 1, pp. 26–37, 1999.
- [2] M.Caudron, “Etude expérimentale et numérique de l’interaction sol-structure lors de l’occurrence d’un fontis,” Thèse de doctorat. Lyon, INSA., 2007.
- [3] A.Pecker, “Dynamique des ouvrages et Dynamique des Structures,” Doc pédagogique, 2005. [Online]. Available: <http://ci.nii.ac.jp/naid/110002484373/>.
- [4] A.Jendoubi, “Effet de L’interaction Dynamique Linéaire Et Non-linéaire Sol-structure: Application Aux Pylônes de Transport D’énergie,” Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, 2015.
- [5] J.A.Inaudi, E.E.Matheu, R.L.Poeppelman, and A.Matusevich, “Foundation flexibility effects on the seismic response of concrete gravity dams,” in *37th joint meeting UJNR panel on wind and seismic effects*, 2005, pp. 16–20.
- [6] A.Seghir, “Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure: application à l’étude des barrages poids en béton,” Thèse de doctorat, l’Université de Béjaia, Algérie, 2010.
- [7] R.Nova and L.Montrasio, “Settlements of shallow foundations on sand,” *Geotechnique*, vol. 41, no. 2, pp. 243–256, Jun. 1991, doi: 10.1680/geot.1991.41.2.243.
- [8] J.L.Fléjou, “Comportement dynamique des structures de génie civil avec liaison semirigides,” Thèse de doctorat, Paris VI France, 1993.
- [9] L.Davenne, “Analysis of seismic response of reinforced concrete frames with macro-elements,” 1998.
- [10] N.Richard, L.Daudeville, and L.Davenne, “Simulation par éléments finis de la réponse sismique de murs de contreventement de structures à ossature en bois,” in *AFPS, Cachan, France*, 1999, pp. 574–582.
- [11] S.Grange, “Modélisation simplifiée 3D de l’interaction sol-structure: application au génie parasismique,” Thèse de doctorat, Institut Polytechnique de Grenoble, 2008.
- [12] M.J.Cassidy, B.W.Byrne, and G.T.Houlsby, “Modelling the behaviour of circular footings under combined loading on loose carbonate sand,”

- Géotechnique*, vol. 52, no. 10, pp. 705–712, 2002, Accessed: Mar. 28, 2020. [Online]. Available: <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/geot.2002.52.10.705>.
- [13] C.M.Martin, “Physical and numerical modelling of offshore foundations under combined loads,” PhD thesis, Oxford university, 1994.
- [14] L.Montrasio and R.Nova, “Settlements of shallow foundations on sand: geometrical effects,” *Géotechnique*, vol. 47, no. 1, pp. 49–60, 1997, Accessed: Mar. 28, 2020. [Online]. Available: <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/geot.1997.47.1.49>.
- [15] S.Pedretti, “Nonlinear seismic soil-foundation interaction: analysis and modelling method,” PhD thesis, Department of Structural Engineering, Politecnico di Milano, Italy., 1998.
- [16] C.Di Prisco and R.Nova, “Analysis of soil-structure interaction of towers under cyclic loading,” in *In Proceedings of the 8th international symposium on numerical models in geomechanics NUMOG VIII*, 2002, pp. 637–642, Accessed: Mar. 28, 2020. [Online]. Available: <https://re.public.polimi.it/handle/11311/267484>.
- [17] C.Di Prisco and A.Galli, “Mechanical behaviour of shallow foundations under cyclic loads,” Technical University (Politecnico) of Milan, Italy, 2006.
- [18] R.Paolucci and A.Pecker, “Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils.,” *Soils Found.*, vol. 37, no. 3, pp. 95–105, 1997.
- [19] C.Cremer, “Modélisation du comportement non linéaire des fondations superficielles sous seisme: macro-element d’interaction sol-structure,” Thèse de doctorat, LMT Cachan- ENS, Cachan, France, 2001.
- [20] C.Cremer, A.Pecker, and L.Davenne, “Cyclic macro-element for soil–structure interaction: material and geometrical non-linearities,” *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, vol. 25, no. 13, pp. 1257–1284, 2001, doi: 10.1002/nag.175.
- [21] C.Crémer, A.Pecker, and L.Davenne, “Modelling of nonlinear dynamic behavior of a shallow strip foundation with macro-element.,” *Earthq. Eng.*, vol. 6, no. 2, pp. 175–211, 2002.
- [22] J.Lemaitre, J.L.Chaboche, A.Benallal, and R.Desmorat, *Mécanique des matériaux solides*, Edition Dunod. 1985.
- [23] G.Gottardi, G.T.Houlsby, and R.Butterfield, “Plastic response of circular

- footings on sand under general planar loading,” *Geotechnique*, vol. 49, no. 4, pp. 453–469, 1999, doi: 10.1680/geot.1999.49.4.453.
- [24] B.W.Byrne and G.T.Houlsby, “Observations of footing behaviour on loose carbonate sands,” *géotechnique*, vol. 51, no. 5, pp. 463–466, 2001.
- [25] M.J.Cassidy, C.M.Martin, and G.T.Houlsby, “Development and application of force resultant models describing jack-up foundation behaviour,” *Mar. Struct.*, vol. 17, no. 3–4, pp. 165–193, 2004, Accessed: Mar. 28, 2020. [Online]. Available:
<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0951833904000553>.
- [26] R.Paolucci and A.Pecker, “Soil inertia effects on the bearing capacity of rectangular foundations on cohesive soils,” *Eng. Struct.*, vol. 19, no. 8, pp. 637–643., 1997, Accessed: Mar. 28, 2020. [Online]. Available:
<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029696001411>.
- [27] C.Chatzigogos, “Comportement sismique des fondations superficielles: Vers la prise en compte d’un critère de performance dans la conception.,” Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique, France, 2007.
- [28] A.Jendoubi, “Méthodes d’éléments finis pour les interactions fluide-structure,” Thèse de Doctorat, université Lavale Québec, Canada, 2016.
- [29] Y.Calayir, A.A.Dumanoğlu, and A.Bayraktar, “Earthquake analysis of gravity dam-reservoir systems using the Eulerian and Lagrangian approaches,” *Comput. Struct.*, vol. 59, no. 5, pp. 877–890, 1996, Accessed: Apr. 03, 2020. [Online]. Available:
<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0045794995003096>.
- [30] E.J.Greeves and C.A.Taylor, “The use of displacement type fluid finite elements for the analysis of dam–reservoir interaction,” *Dam Eng.*, vol. 3, no. 3, pp. 169–200, 1992.
- [31] N.Bouaanani and F.Y.Lu, “Assessment of potential-based fluid finite elements for seismic analysis of dam–reservoir systems,” *Comput. Struct.*, vol. 87, no. 3–4, pp. 206–224, 2009, Accessed: Apr. 02, 2020. [Online]. Available:
<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0045794908002113>.
- [32] A.Lefrançois, “Évaluation de la sécurité sismique des prises d’eau en béton,” Mémoire de maîtrise sciences appliquées, École Polytechnique de Montréal, 2013.
- [33] M.Goldgruber, “Nonlinear seismic modelling of concrete dams,” PhD thesis,

- graz university of technology, 2015.
- [34] H.M.Westergaard, “Water pressures on dams during earthquakes,” *Trans. ASCE*, vol. 95, pp. 418–433, 1933, Accessed: Mar. 28, 2020. [Online]. Available: <http://ci.nii.ac.jp/naid/10002935681/en/>.
- [35] C.N.Zangar and R.J.Haefeli, “Electric analog indicates effect of horizontal earthquake shock on dams,” *Civ. Eng.*, vol. 22, no. 4, pp. 54–55, 1952.
- [36] A.Tahar Berrabah, “Dynamic Soil-Fluid-Structure Interaction Applied For Concrete Dam,” Doctorat Thesis, Tlemcen University.Algeria, 2013.
- [37] S.Küçükarslan, S.B.Coşkun, and B.Taşkın, “Transient analysis of dam–reservoir interaction including the reservoir bottom effects,” *J. Fluids Struct.*, vol. 20, no. 8, pp. 1073–1084, 2005.
- [38] S.K.Sharan, “Finite element analysis of unbounded and incompressible fluid domains,” *Int. J. Numer. Methods Eng.*, vol. 21, no. 9, pp. 1659–1669, 1985, doi: 10.1002/NME.1620210908.
- [39] D.Maity and S.K.Bhattacharyya, “Time-domain analysis of infinite reservoir by finite element method using a novel far-boundary condition,” *Finite Elem. Anal. Des.*, vol. 32, no. 2, pp. 85–96, 1999.
- [40] S.Küçükarslan, “An exact truncation boundary condition for incompressible–unbounded infinite fluid domains,” *Appl. Math. Comput.*, vol. 163, no. 1, pp. 61–69, 2005.
- [41] S.C.Fan and S.M.Li, “Boundary Finite-Element Method Coupling Finite-Element Method for Steady-State Analyses of Dam-Reservoir Systems,” *J. Eng. Mech.*, vol. 134, no. 2, pp. 133–142, 2008, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(2008)134:2(133).
- [42] R.E.Taylor, “A review of hydrodynamic load analysis for submerged structures excited by earthquakes,” *Eng. Struct.* 3(3), 131-139., vol. 3, no. 3, pp. 131–139, 1981.
- [43] S.S.Saini, P.Bettess, and O.C.Zienkiewicz, “Coupled hydrodynamic response of concrete gravity dams using finite and infinite elements,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 6, no. 4, pp. 363–374, 1978, doi: 10.1002/EQE.4290060404.
- [44] C.S.Tsai and G.C.Lee, “Time-Domain Analyses of Dam-Reservoir System. II: Substructure Method,” *J. Eng. Mech.*, vol. 117, no. 9, pp. 2007–2026, Sep. 1991, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1991)117:9(2007).
- [45] M.Ghaemian and A.Ghobarah, “Staggered solution schemes for dam–reservoir

- interaction,” *J. Fluids Struct.*, vol. 12, no. 7, pp. 933–948, 1998.
- [46] D.Maity, “A novel far-boundary condition for the finite element analysis of infinite reservoir,” *Appl. Math. Comput.*, vol. 170, no. 2, pp. 1314–1328, 2005.
- [47] D.Maity and S.K.Bhattacharyya, “A parametric study on fluid–structure interaction problems,” *J. Sound Vib.*, vol. 263, no. 4, pp. 917–935, 2003.
- [48] I.Gogoi and D.Maity, “Influence of Sediment Layers on Dynamic Behavior of Aged Concrete Dams,” *J. Eng. Mech.*, vol. 133, no. 4, pp. 400–413, Apr. 2007, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(2007)133:4(400).
- [49] R.W.Clough and J.Penzien, *Dynamics of structures*. Second Edition, McGraw-Hill, Singapore, 1993.
- [50] R.Belakroum, “Contribution à la modélisation des interactions fluides-structures,” Thèse de doctorat, Université de Constantine- Algerie, 2011.
- [51] M.A.Fernandez, “Modèles simplifiés d’interaction fluide-structure,” Thèse de doctorat. Université Paris Dauphine-Paris IX., 2001.
- [52] J.Mazars, “Application de la mécanique de l’endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure,” Doctorat d’état, Université Paris 6, 1984.
- [53] C.La Borderie, “Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable: Modélisation et application à l’analyse de structures en béton,” Thèse de doctorat, Université Paris 6, 1991.
- [54] M.Matallah, “Modélisation numérique de l’endommagement anisotrope et unilatéral dans les structures en béton,” Thèse de doctorat, université de Pau et pays de l’Adour, France, 2006.
- [55] S.Fichant, “Endommagement et anisotropie induite du béton de structures: modélisations approchées,” Thèse de doctorat. ENS de Cachan, France , 1996.
- [56] M.Matallah and C.La Borderie, “Modélisation numérique de l’endommagement anisotrope et unilatéral dans les structures en béton,” 2006, Accessed: Apr. 08, 2020. [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/228471021>.
- [57] N.Challamel, C.Lanos, and C.Casandjian, “Strain-based anisotropic damage modelling and unilateral effects,” *Int. J. Mech. Sci.*, vol. 47, no. 3, pp. 459–473, 2005, Accessed: Apr. 08, 2020. [Online]. Available: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0020740305000160>.
- [58] V.Godard, “Modélisation de l’endommagement anisotrope du béton avec prise

- en compte de l'effet unilatéral: application à la simulation des enceintes de confinement nucléaires,” Thèse de doctorat, Paris 6, 2005.
- [59] S.Ramtani, “Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral,” Thèse de doctorat. Paris 6, France, 1990.
- [60] K.Scrivener, “Cours on-line,” 2001.
- [61] M.Choinska, “Effets de la température, du chargement mécanique et de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure,” Thèse de doctorat, E.C.N; Université de Nantes, France, 2006.
- [62] L.J.Klinkenberg, “The permeability of porous media to liquids and gases,” *Drilling and production practice*. American Petroleum Institute, New York, pp. 200–213, 1941, Accessed: Apr. 18, 2020. [Online]. Available: <https://www.onepetro.org/conference-paper/API-41-200>.
- [63] S.Rahal, “Influence de l'anisotropie induite par la fissuration sur le comportement poromécanique de géomatériaux,” Thèse de doctorat, Université Toulouse 3, France, 2015.
- [64] P.C.Carman, “Flow of gases through porous media,” *Academic Press*. New York, 1956, Accessed: Apr. 18, 2020. [Online]. Available: <https://ci.nii.ac.jp/naid/10003529006/>.
- [65] P.Forchheimer, “Wasserbewegung durch Boden,” *Z. Ver. Deutsch, Ing.*, vol. 45, pp. 1782–1788, 1901, Accessed: Apr. 18, 2020. [Online]. Available: <http://ci.nii.ac.jp/naid/10010395788/en/>.
- [66] V.Picandet, A.Khelidj, and G.Bastian, “Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high-performance concrete,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 31, no. 11, pp. 1525–1532, 2001, doi: 10.1016/S0008-8846(01)00546-4.
- [67] V.Picandet, A.Khelidj, and H.Bellegou, “Crack effects on gas and water permeability of concretes. Cement and concrete research,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 39, no. 6, pp. 537–547, 2009, doi: 10.1016/J.CEMCONRES.2009.03.009.
- [68] E.Bourdarot, “Application of a porodamage model to analysis of concretes dams,” Technical report, EDF/CNEH, 1991.
- [69] B.Bary, “Etude du couplage hydraulique-mécanique dans le béton endommagé,” Thèse de doctorat, Ecole normale supérieure, Cachan, 1996.
- [70] B.Bary, J.P.Bournazel, and E.Bourdarot, “Poro-damage approach applied to

- hydro-fracture analysis of concrete,” *J. Eng. Mech.*, vol. 126, no. 9, pp. 937–943, 2000, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(2000)126:9(937).
- [71] V.Picandet, “Influence d’un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydrique des bétons,” Thèse de doctorat, Université de Nantes, 2001.
- [72] L.Jason, “Relation endommagement perméabilité pour les bétons: application aux calculs de structures,” Thèse de doctorat.École centrale de Nantes., 2004.
- [73] B.Gérard, D.Breysse, A.Ammouche, O.Houdusse, and O.Didry, “Cracking and permeability of concrete under tension,” *Mater. Struct.*, vol. 29, no. 3, pp. 141–151, 1996, doi: 10.1007/bf02486159.
- [74] M.Souley, F.Homand, S.Pepa, and D.Hoxha, “Damage induced permeability changes in granite: a case example at the url in canade,” *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 38, no. 2, pp. 297–310, 2001, doi: 10.1016/S1365-1609(01)00002-8.
- [75] W.Chen, C.La Borderie, O.Maurel, G.Pijaudier-Cabot, and F.Rey-Bethbeder, “Simulation of damage–permeability coupling for mortar under dynamic loads,” *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, vol. 38, no. 5, pp. 457–474, 2014, doi: 10.1002/nag.2212.
- [76] M.Matallah and C.La Borderie, “3D numerical modeling of the crack-permeability interaction in fractured concrete,” 2016, doi: 10.21012/FC9.245.
- [77] M.A.Biot, “General theory of three-dimensional consolidation,” *J. Appl. Phys.*, vol. 12, no. 2, pp. 155–164, 1941, doi: 10.1063/1.1712886.
- [78] M.A.Biot, “Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid,” *J. Appl. Phys.*, vol. 26, no. 2, pp. 182–185, 1955, doi: 10.1063/1.1721956.
- [79] O.Coussy, “Comportement des milieux poreux saturés,” in *international symposium. Rock at great depth*, 1990, pp. 1141–1151, Accessed: Apr. 15, 2020. [Online]. Available: <https://pascal-francis.inist.fr/vibad/index.php?action=getRecordDetail&idt=6938377>.
- [80] O.Coussy, *Mécanique des milieux poreux*, Editions Technip. 1991.
- [81] C.Terzaghi, “Principles of soil mechanics: II. Compressive strength of clay,” *Eng. News-Record*, vol. 95, no. 20, pp. 796–800, 1925.
- [82] A.Carrère, “Barrages,” *Techniques de l’Ingénieur*. pp. 1–26, 1996.
- [83] A.J.Schleiss and H.Pougatsch, *Les barrages: du projet à la mise en service*.

- Vol (17), PPUR Presses polytechniques, 2011.
- [84] A.Rhouzlane, “Conception de barrages.” Cours, Ecole hassania des travaux publics, Maroc, 2014.
- [85] M.Matallah, C.La Borderie, and O.Maurel, “A practical method to estimate crack openings in concrete structures,” *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, vol. 34, no. 15, pp. 1615–1633, 2010, doi: 10.1002/nag.876.
- [86] M.I.Bessaid, B.Rouissat, and M.Matallah, “Analyse numérique de l’effet de la géologie du site sur le comportement sismique des barrages en béton,” *1er Conférence Int. sur les Barrages -ICD Biskra-*, 2018.
- [87] “<http://www-cast3m.cea.fr/index.php?page=notices¬ice=DECONV>,” [Online]. Available: <http://www-cast3m.cea.fr/index.php?page=notices¬ice=DECONV>.
- [88] M.Matallah, M.Farah, F.Grondin, A.Loukili, and E.Rozière, “Size-independent fracture energy of concrete at very early ages by inverse analysis,” *Eng. Fract. Mech.*, vol. 109, pp. 1–16, 2013, doi: 10.1016/j.engfracmech.2013.05.016.
- [89] J.Saliba, F.Grondin, M.Matallah, A.Loukili, and H.Boussa, “Relevance of a mesoscopic modeling for the coupling between creep and damage in concrete,” *Mech. time-dependent Mater.*, vol. 17, no. 3, pp. 481–499, 2013.
- [90] A.Michou, A.Hilaire, F.Benboudjema, G.Nahas, P.Wyniecki, and Y.Berthaud, “Reinforcement–concrete bond behavior: Experimentation in drying conditions and meso-scale modeling,” *Eng. Struct.*, vol. 101, pp. 570–582, 2015.
- [91] M.I.Bessaid, B.Rouissat, and M.Matallah, “Influence of site geology on the seismic behavior of concrete dams,” *Int. J. geomate*, vol. 16, no. 53, pp. 1–8, 2019.
- [92] A.K.Chopra, “Hydrodynamic pressures on dams during earthquakes,” *J. Eng. Mech. Div.*, vol. 93, no. 6, pp. 205–224, 1967, Accessed: Oct. 18, 2020. [Online]. Available: <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockkey=0015089>.
- [93] L.Dormieux and D.Kondo, “Approche micromécanique du couplage perméabilité–endommagement,” *Comptes Rendus Mécanique*, vol. 332, no. 2, pp. 135–140, 2004, doi: <https://doi.org/10.1016/j.crme.2003.11.003>.
- [94] G.Pijaudier-Cabot, F.Dufour, and M.Choinska, “Permeability due to the Increase of Damage in Concrete: From Diffuse to Localized Damage Distributions,” *J. Eng. Mech.*, vol. 135, no. 9, pp. 1022–1028, Sep. 2009, doi:

- 10.1061/(asce)em.1943-7889.0000016.
- [95] K.D.Hansen, L.H.Roehm, and undefined 1979, “Response of concrete dams to earthquakes,” *Water Power Dam Constr*, vol. 31, no. 4, pp. 275–305, 1979.
- [96] W.P.Donlon and J.F.Hall, “Shaking table study of concrete gravity dam monoliths,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 20, no. 8, pp. 769–786, 1991, doi: 10.1002/eqe.4290200805.
- [97] P.Léger and M.Leclerc, “Evaluation of earthquake ground motions to predict cracking response of gravity dams,” *Eng. Struct.*, vol. 18, no. 3, pp. 227–239, 1996.
- [98] F.Javanmardi, P.Léger, and R.Tinawi, “Seismic Water Pressure in Cracked Concrete Gravity Dams: Experimental Study and Theoretical Modeling,” *J. Struct. Eng.*, vol. 131, no. 1, pp. 139–150, 2005, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(2005)131:1(139).
- [99] F.Javanmardi, P.Léger, and R.Tinawi -, “Seismic structural stability of concrete gravity dams considering transient uplift pressures in cracks,” *Eng. Struct.*, vol. 27, no. 4, pp. 616–628, 2005.
- [100] P.Léger, F.Javanmardi, and R.Tinawi, “Variations des sous-pressions dans les fissures sismiques des barrages en béton Modélisation numérique,” 2005.
- [101] H.Darcy, *Recherches expérimentales relatives au mouvement de l’eau dans les tuyaux*. Mallet-Bachelier., 1857.
- [102] W.Wittke, *Rock mechanics based on an anisotropic jointed rock model (AJRM)*. Germany : John Wiley & Sons, 2014.
- [103] D.Snow, “Anisotropie Permeability of Fractured Media,” *Water Resour. Res.*, vol. 5, no. 6, pp. 1273–1289, 1969, doi: 10.1029/WR005i006p01273.
- [104] F.M.White, *Fluid Mechanics*. McGrawHill, New York, 4th ed. edition, 1999.
- [105] E.Bruhwieler and F.H.Wittmann, “The wedge splitting test, a new method of performing stable fracture mechanics tests,” *Eng. Fract. Mech.*, vol. 35, no. 1–3, pp. 117–125, 1990, doi: 10.1016/0013-7944(90)90189-N.
- [106] V.Slowik and V.E.Saouma, “Water Pressure in Propagating Concrete Cracks,” *J. Struct. Eng.*, vol. 126, no. 2, pp. 235–242, 2000.
- [107] E.Bruhwieler and V.E.Saouma, “Water Fracture Interaction in Concrete--Part 1: Fracture Properties.,” *ACI Mater. J.*, vol. 92, no. 3, pp. 296–303, May 1995, doi: 10.14359/1053.
- [108] L.Gan, K.Zhang, H.Zhang, and Z.Tian, “Coupling analysis of hydraulic

- fracturing computation base on element-free method,” *Cluster Comput.*, vol. 20, no. 4, pp. 3213–3224, 2017.
- [109] J.M.Segura and I.Carol, “Numerical modelling of pressurized fracture evolution in concrete using zero-thickness interface elements,” *Eng. Fract. Mech.*, vol. 77, no. 9, pp. 1386–1399, 2010.
- [110] S.N.Roth, P.Léger, and A.Soulaïmani, “Strongly coupled XFEM formulation for non-planar three-dimensional simulation of hydraulic fracturing with emphasis on concrete dams,” *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 363, pp. 112899-undefined, 2020, doi: 10.1016/j.cma.2020.112899.
- [111] F.Carneiro and A.Barcellos, “Résistance à la traction des bétons,” *Bull. Rilem*, vol. 1, no. 13, pp. 97–108, 1953.
- [112] G.Rastiello, “Influence de la fissuration sur le transfert de fluides dans les structures en béton : stratégies de modélisation probabiliste et étude expérimentale,” Thèse de doctorat, Université Paris-Est, 2013.
- [113] G.Rastiello, C.Boulay, S.Dal Pont, J.L.Tailhan, and P.Rossi, “Real-time water permeability evolution of a localized crack in concrete under loading,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 56, pp. 20–28, 2014, doi: 10.1016/J.CEMCONRES.2013.09.010.
- [114] G.Rastiello, J.L.Tailhan, P.Rossi, and S.Dal Pont, “Macroscopic probabilistic cracking approach for the numerical modelling of fluid leakage in concrete,” *Ann. Solid Struct. Mech.*, vol. 7, no. 1–2, pp. 1–16, 2015, doi: 10.1007/s12356-015-0038-6.
- [115] S.Secchi and B.A.Schrefler, “A method for 3-D hydraulic fracturing simulation,” *Int. J. Fract.*, vol. 178, no. 1–2, pp. 245–258, 2012.
- [116] S.Grasberger and G.Meschke, “Thermo-hygro-mechanical degradation of concrete: From coupled 3D material modelling to durability-oriented multifield structural analyses,” *Mater. Struct.*, vol. 37, no. 4, pp. 244–256, 2004, doi: 10.1007/bf02480633.
- [117] Y.Wang and J.Jia, “Experimental study on the influence of hydraulic fracturing on high concrete gravity dams,” *Eng. Struct.*, vol. 132, pp. 508–517, 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.11.046.

RÉSUMÉ

La modélisation des ouvrages de génie civil sous chargement complexes ne se réduit pas à la maîtrise des aspects structuraux et de ceux liés aux matériaux de construction. Il faut traiter l'ouvrage dans son environnement. Cette thèse est une contribution à la modélisation des barrages en béton avec prise en compte des multiples interactions avec le milieu environnant.

Les limites d'applications des approches simplifiées pour la prise en compte des interactions (sol-structures & fluide-structure) sont illustrées à travers une étude de l'influence de la variation du module de déformation du rocher sur la réponse sismique des barrages-poids et voûtes. En effet, à l'état limite ultime, les interactions hydromécaniques non linéaires jouent un rôle fondamental dans l'étude de stabilité sismique et ne peuvent être prises en compte via des approches conventionnelles.

Un modèle poromécanique non linéaire est ensuite proposé pour la prise en compte du phénomène interaction eau-fissure sous chargement sismique avec prise en compte des aspects unilatéraux (ouverture-refermeture de fissures). Le modèle est développé dans le cadre de la poromécanique non linéaire pour tenir compte de la nature poreuse du milieu. Un couplage hydrique mécanique est proposé. Le modèle est développé dans le cadre d'une anisotropie tridimensionnelle pour prendre en compte la nature complexe des milieux étudiés.

La capacité prédictive du modèle a été démontrée sur des tests élémentaires et à travers des études de stabilité sismique avec prise en compte de toutes les interactions.

ABSTRACT

Modeling of civil engineering structures under complex loading cannot be reduced to the control of structural aspects and those related to construction materials. The interactions with the surrounding environment should be taken into account. The present thesis is a contribution to the numerical modelling of concrete dams taking into account multiple interactions with the environment.

The limits of simplified approaches for taking into account soil-structures & fluid-structure interactions are illustrated through a study of the influence of the modulus of deformation of the rock on the seismic response of gravity dams and vaults. Indeed, at the ultimate limit state, nonlinear hydromechanical interactions play a fundamental role in the stability study and cannot be taken into account via conventional approaches.

A nonlinear poromechanical model is then proposed to take into account the water-crack interaction phenomenon under seismic loading with consideration of unilateral aspects (crack opening-reclosing effects). The model is developed within the framework of nonlinear poromechanics. A strong hydro-mechanical coupling is proposed. A three-dimensional anisotropic description is considered.

The predictive capacity of the model has been demonstrated on elementary tests and through seismic stability studies taking into account soil-water-structure interactions.

ملخص

لا يمكن اختزال نمذجة هياكل الهندسة المدنية الخاضعة لتحميل معقد إلى التحكم في الجوانب الهيكلية وتلك المتعلقة بمواد البناء. يجب معالجة المنشأة في بيئتها.

هذه الأطروحة هي مساهمة في نمذجة السدود الخرسانية مع مراعاة التفاعلات المتعددة مع بيئتها المحيطة. تم توضيح حدود تطبيق المناهج المبسطة لمراعاة التفاعلات (التربة مع الهياكل وكذا السوائل مع الهياكل) من خلال دراسة تأثير تغيير معامل تشوه الصخور على الاستجابة الزلزالية للسدود الخرسانية الثقيلة وتلك المقوسة. في الواقع، في حالة الحد النهائي، تلعب التفاعلات الهيدروميكانكية غير الخطية دوراً أساسياً في دراسة الاستقرار، ولا يمكن أخذها بعين الاعتبار من خلال الأساليب التقليدية. من أجل ذلك، تم اقتراح نموذج ميكانيكي مسامي غير خطي لمراعاة ظاهرة تفاعل التشققات مع الماء في ظل التحميل الزلزالي، وذلك مع مراعاة التأثير أحادي الجانب (فتح وإعادة انغلاق التشققات).

تم تطوير النموذج في إطار ميكانيكي-مسامي غير خطي يقصد مراعاة الطبيعة المسامية للوسط. كما تم اقتراح اقتران ميكانيكي مائي قوي مع تطوير النموذج في إطار تباين ثلاثي الأبعاد لمراعاة طبيعة الوسائط المدروسة. تم إثبات القدرة التنبؤية للنموذج من خلال الاختبارات الأساسية على العناصر الأحادية، وكذا من خلال دراسات الاستقرار الزلزالي مع مراعاة جميع التفاعلات.