

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة سعيدة - د. مولاي الطاهر
UNIVERSITÉ DESAÏDA - Dr. MOULAY TAHAR



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du Diplôme de MASTER en Génie Civil

Spécialité : Structures

COMPORTEMENT EN RUPTURE D'UN BARRAGE EN BÉTON.

Présenté par :

TAZI OUSSAMA EL AMINE

Soutenu le 01/12 / 2020, devant le jury composé de :

M. DERRAS B	Professeur d'enseignement supérieur	U.SAIDA	Président
M ^{me} BENGUEDIAB S.	Maitre de conférences -A-	U.SAIDA	Examineur
M. BENOUIS A	Maitre de conférences -A-	U.SAIDA	Encadreur

Année universitaire 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail :
À Mes chers parents, mon frère et mon grand père.*

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier le dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné, la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

*En second lieu, je tiens à remercier mon encadreur : monsieur *BENOUIS ALI* pour leur précieux conseil et leurs aides durant toute la période du travail.*

Mes vifs remerciements vont aux membres du jury d'avoir honoré de porter leur jugement sur ce modeste travail.

Enfin, je tiens à exprimer mes sincères remerciements à tous nos enseignants qui nous ont enseigné et qui par leurs compétences nous ont soutenu dans la poursuite de nos études.

Résumé

Ce travail permettant de modéliser par la méthode des éléments finis le comportement en rupture d'un barrage poids en trois dimensions. Ce comportement est étudié en termes d'évaluation du facteur d'intensité de contraintes. Ce critère de rupture est analysé en fonction de la fissure (fissure entre béton/rocher, les plots), de son orientation et de sa localisation, sous différentes sollicitations.

Mots clés : Barrage, fissure, facteur d'intensité de contraintes (FIC), méthode des éléments finis (MEF).

Abstract

This work makes it possible to model by the finite element method in three dimensions the failure behavior of a gravity-dam. This behavior is studied in terms of evaluation of the stress intensity factor (SIF). This fracture criterion is analyzed according to the crack (crack between concrete / rock, the studs), its orientation and its location, under various stresses.

Keywords: Dam, crack, stress intensity factor (SIF), finite element method (FEM).

المخلص

يتيح هذا العمل إمكانية النمذجة بطريقة العناصر المحدود ثلاثية الأبعاد لسلوك السد. يتم دراسة هذا السلوك من حيث تقييم عامل شدة الإجهاد. تحليل معيار الكسر يدرس وفقاً للشق (الشق بين الخرسانة/الصخر ، الكتلة الخرسانية)، اتجاهه وموقعه ، تحت ضغوط مختلفة.

الكلمات المفتاحية: السد ، الشق ، عامل شدة الإجهاد، طريقة العناصر المحدودة.

DEDICACE	I
REMERCIEMENT	II
RESUME	III
SOMMAIRE	IV
LISTE DES FIGURES	VII
LISTE DES TABLEAUX	XI
NOTATION	XII
INTRODUCTION GENERALE	1
1. CHAPITRE 1 :	
1.1 Introduction.	3
1.2 Types de barrages.	4
1.2.1 Matériaux de construction.	4
1.2.2 La manière de s'opposer à l'eau.	7
1.3 Phénomène de rupture de barrage.	9
1.3.1 Cause de rupture.	9
1.3.2 Mode de rupture	10
1.3.3 Exemples de rupture de barrages.	11
1.4 Conclusion.	14
2 CHAPITRE 2 :	
2.1 Introduction	15
2.2 Béton Compacté au Rouleau (BCR)	16
2.3 Méthodes d'analyse des barrages poids (BCR)	16
2.4 Méthode de Newmark	17
2.5 Types de charges	18
2.6 Description des charges permanente	20
2.6.1 Poids propre	20
2.6.2 Poussée des terres (remblai aval)	20
2.6.3 Forces d'ancrages	21
2.7 Description des charges variables	21
2.7.1 Poussée de l'eau	21

2.7.2	Poussée des sédiments	22
2.7.3	Sous pressions	25
2.7.4	Force exercée par la sous pression (Règle de Lévy)	25
2.8	Description des charges exceptionnelles	26
2.8.1	Crue	26
2.8.2	Séisme	26
2.9	Caractéristiques mécaniques de béton.	29
2.9.1	Comportement En Compression Uni-Axial.	29
2.9.2	Résistance à la traction.	30
2.9.3	Comportement du béton sous contraintes bi axiales.	33
2.9.4	Comportement triaxial du béton.	35
2.9.5	Résistance au cisaillement.	38
2.9.6	Comportement du composite béton arme.	38
2.9.7	Comportement du béton selon la loi de rupture.	39
2.9.8	Autres propriétés.	42
2.10	Conclusion.	42
3	CHAPITRE 3 :	
3.1	Introduction.	43
3.2	Rupture fragile.	43
3.3	Rupture ductile.	44
3.4	Critère de rupture.	45
3.4.1	Approche énergétique.	45
3.4.2	Approche locale.	47
3.5	Différents modes de rupture.	47
3.6	Facteur d'intensité de contrainte.	50
3.6.1	Etude d'un milieu élastique fissure.	51
3.7	Critère de Von mises.	52
3.8	Travaux réalisé dans ce domaine.	53
3.9	Conclusion.	59
4	CHAPITRE 4 :	

4.1 Introduction.	60
4.2 Présentation générale d'ABAQUS.	60
4.2.1 Présentation du module CAE.	61
4.3 Description géométrique et propriété mécanique du barrage.	61
4.4 Chargement appliquée conditions aux limites.	63
4.5 Maillage et le test de convergence.	64
4.6 Test de convergence.	65
4.7 Effet de la pression hydrostatique.	66
4.7.1 La répartition des contraintes suivant xx.	66
4.7.2 La répartition des contraintes suivant yy.	67
4.7.3 La répartition des contraintes suivant zz.	69
4.7.4 La répartition des contraintes suivant xy.	69
4.7.5 La répartition des contraintes suivant xz.	70
4.7.6 La répartition des contraintes suivant yz.	71
4.7.7 La répartition de déplacements.	72
4.8 L'évolution de facteur d'intensité de contraintes d'une fissure elliptique.	72
4.8.1 Facteur d'intensité de contraintes le long de la hauteur .	73
4.8.2 L'effet de la longueur de fissure sur le facteur d'intensité de contraintes.	76
4.8.3 L'effet de l'orientation de la fissure sur le facteur d'intensité de contraintes.	77
4.9 Conclusion.	78
CONCLUSION GÉNÉRALE.	79
RÉFÉRENCES.	81

LISTE DES FIGURES

Figure 1 :	Composition d'un barrage	4
Figure 2 :	barrage en béton	5
Figure 3 :	type de barrage en béton	5
Figure 4 :	barrage en remblais	6
Figure 5 :	types barrages en remblais	6
Figure 6 :	Barrage de Ternay (France) avant renforcement	7
Figure 7 :	Barrage poids de Génissiat (France)	8
Figure 8 :	Image satellite du barrage poids S.Abdelli (Tlemcen)	8
Figure 9 :	Photo satellite du barrage TICHY HAF (Bouhamza, Bejaia)	9
Figure 10 :	déversement sur la crête	11
Figure 11 :	Vue du Barrage Fergoug après la rupture du 25 novembre 1927	13
Figure 12 :	Etat du barrage de Malpasset après la rupture	13
Figure 13 :	Intégration de l'accélérogramme afin de déterminer les vitesses et les déplacements	18
Figure 14 :	Répartition des forces et actions à considérer	19
Figure 15 :	Poussée des terres sur le parement aval	21
Figure 16 :	Poussée de l'eau : cas sans(a) et avec déversement (b)	22
Figure 17 :	Poussée de sédiment	24
Figure 18 :	Force exercée par la sous pression (règle de Lévy)	25
Figure 19 :	Surcharges sismiques selon l'analyse pseudo-statique	26
Figure 20 :	Surpression hydrodynamique selon Westergaard – coefficient K_e en fonction de l'inclinaison du parement amont	28
Figure 21 :	Courbe typique contraintes - déformations sous compression uni axiale obtenue avec un essai asservi	30

LISTE DES FIGURES

Figure 22 :	Comportement du béton en traction directe Terr-1980	31
Figure 23 :	Courbes contraintes-déformations pour un béton sous traction uni axiale avec différents types d'agrégats.	32
Figure 24 :	Relation constitutive typique pour le béton.	32
Figure 25 :	Modèle constitutive uni axial du béton.	33
Figure 26 :	courbes contraintes – déformations dans la zone de compression	34
Figure 27 :	Expérimental stress-strain curves for bi axial tension-compression (Kupfer et al. 1969)	34
Figure 28 :	Expérimental stress-strain curves for bi axial tension (Kupfer et al.1969).	35
Figure 29 :	Enveloppes du critère de rupture du béton.	35
Figure 30 :	Test triaxial de compression du béton (Richard et Al, 1928).	36
Figure 31 :	Relations contraintes –déformations du béton (Balmer, 1949).	37
Figure 32 :	Résistance ultime du béton sous un état de contraintes triaxiales.	37
Figure 33 :	Champ de contraintes selon LEFM (singularité au fond de la fissure)	39
Figure 34 :	Les modèles non linéaires de fissuration: FCM (a) et CBM (b)	40
Figure 35 :	Les techniques de régularisation pour les modèles: FCM (a) et CBM (b)(Jirasek (2004)	41
Figure 36 :	: Modèle de fissuration intégrée ECEM (M.Jirasek &T.Zimmermann (2001))	42
Figure 37:	Propagation de la fissure sur une longueur Δa .	44
Figure 38 :	Energie dissipative due à un accroissement de la fissu	46
Figure 39 :	Corps fissuré et son repère en front de la fissure.	48
Figure 40 :	Les trois modes fondamentaux .	48

LISTE DES FIGURES

Figure 41 :	Champ des contraintes au voisinage de la fissure σ_{yy} ($\theta=0$) .	50
Figure 42 :	Zone délimitant le voisinage d'une pointe de fissure	52
Figure 43 :	Représentation géométrique du critère de Von Mises.	53
Figure 44 :	Présentation du module CAE	61
Figure 45 :	Section transversale du barrage	64
Figure 46 :	Géométrie de barrage et les conditions aux limites appliquées	64
Figure 47 :	Géométrie et maillage du barrage.	65
Figure 48 :	Répartition des contraintes équivalentes de Von Mises en fonction du nombre d'éléments générés pour le maillage	66
Figure 49 :	La répartition des contraintes suivant xx (σ_{11}) e fonction de la hauteur de barrage	67
Figure 50 :	La répartition des contraintes suivant yy (σ_{22}) e fonction de la hauteur de barrage	68
Figure 51 :	La répartition des contraintes suivant zz (σ_{33}) e fonction de la hauteur de barrage	69
Figure 52 :	La répartition des contraintes suivant xy (σ_{12}) e fonction de la hauteur de barrage	70
Figure 53:	La répartition des contraintes suivant xz (σ_{13}) e fonction de la hauteur de barrage	70
Figure 54 :	La répartition des contraintes suivant yz (σ_{23}) e fonction de la hauteur de barrage	71
Figure 55 :	La répartition de déplacements (U_2) le long de la hauteur du barrage	72
Figure 56 :	Description géométrique de la fissure	73
Figure 57 :	facteur d'intensité de contraintes en mode I (K_I)	74
Figure 58 :	facteur d'intensité de contraintes en mode II (K_{II})	74

LISTE DES FIGURES

Figure 59 :	facteur d'intensité de contraintes en mode II(K_{II})	75
Figure 60 :	L'effet de la longueur de fissure sur le facteur d'intensité de contraintes à l'interface	76
Figure 61 :	L'effet de la longueur de fissure sur le facteur d'intensité de contraintes à la position de la poussée hydrostatique	76
Figure 62 :	L'effet de l'orientation de la fissure sur le facteur d'intensité de contraintes à l'interface.	77
Figure 63 :	L'effet de l'orientation de fissure sur le facteur d'intensité de contraintes à la position de la poussée hydrostatique.	78

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 :	Exemples de rupture de barrages	12
Tableau 2 :	Charges prises en compte Pour la vérification des barrages	19
Tableau 3 :	Les caractéristiques geometries.	62
Tableau 4 :	Les caractéristiques du barrage poids.	63

NOTATIONS

P	poids propre
E_{am}	poussée horizontale de l'eau amont
E_{av}	poussée de l'eau horizontale aval
h	
E_{av}	poussée de l'eau verticale aval
v	
F_T	poussée des terres
T_b	température corps du barrage
T_a	température de l'air
T_e	température de l'eau
Dyn	sollicitations dynamique
G	poussée de la glace
$F_{séd}$	poussée des sédiments
S	sous pression
T	effets thermiques
H_e	hauteur du barrage sur fondation
h_{am}	hauteur hydrostatique à l'amont
h_{av}	hauteur hydrostatique à l'aval
h_T	hauteur d'un remblai à l'aval
ρ_E	poids volumique de l'eau
h_{am}	hauteur de la pression hydrostatique à l'amont
h_{av}	hauteur de la pression hydrostatique à l'aval
h_i	hauteur de la lame déversant.
K	coefficient de poussée des terres
Γ_i	poids volumique des sédiments immergés e
$h_{séd}$	épaisseur de la couche de sédiments
Φ	angle de frottement interne de sédiments
Ψ	angle d'inertie sismique
A_h	accélération terrestre horizontale
K_e	coefficient dépendant de l'inclinaison du parement amont
F_e	la force d'inertie du barrage
E_e	la force d'inertie de l'eau
C_e	coefficient de Westergaer
T	période de vibration généralement admise entre 0.5 et 1s
f_c	la résistance maximale à la compression
ϵ_u	déformation ultime
E	Le module d'élasticité
σ	la contrainte maximale
f_t	la résistance maximale à la traction
K_i	le facteur d'intensité de contrainte
G	l'énergie nécessaire à faire propager une fissure
U_0	est l'énergie de déformation du corps non fissuré.
U_s	est l'énergie de surface due à la formation de la fissure.
U_E	est la variation d'énergie de déformation élastique due à l'introduction de la fissure.
W	est la variation du travail externe.
P	Chargement
A	l'énergie totale dans le critère de rupture

NOTATIONS

ΔP	diminution de la charge
K	le facteur d'intensité de contraintes.
K_c	valeur critique
σ_y	chargement en tension selon la direction y
τ_{xy}	lors d'un cisaillement
K_I	Le facteur d'intensité de contrainte du mode I
K_{II}	Le facteur d'intensité de contrainte du mode II
K_{III}	Le facteur d'intensité de contrainte du mode III
K_a	le Facteur d'Intensité des Contraintes
a	Demi-largeur de la fissure
h_s	Hauteur de barrage
b_s	Largeur de barrage
L	Longueur de barrage
h_c	Hauteur en crête
b_c	Largeur en crête
h_b	Hauteur de base
b_b	Largeur de la base du barrage
σ_{xx}	La répartition des contraintes suivant xx
σ_{yy}	La répartition des contraintes suivant yy
σ_{zz}	La répartition des contraintes suivant zz
σ_{xy}	La répartition des contraintes suivant xy
σ_{xz}	La répartition des contraintes suivant xz
σ_{yz}	La répartition des contraintes suivant yz
U_2	Le déplacement

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GENERALE

De nos jours, la sécurité structurelle des grands barrages reste une grande préoccupation en raison du risque potentiel élevé associé à ce type de structures. Une rupture de barrage, suivie d'une vague de crue soudaine, peut entraîner d'importantes pertes de vie et des impacts environnementaux et économiques importants, comme cela a été rapporté pour plusieurs cas de ruptures catastrophiques [4-15]. Historiquement, les principales causes de ruptures importantes des barrages sont liées aux défauts de fondation (érosion, glissement sur sa fondation rocheuse, etc.) [17-50]. Les défaillances structurelles, lorsqu'elles ne sont pas directement causées par les mouvements des fondations, sont moins fréquentes mais leur importance ne doit pas être minimisée dans la conception ni dans le contrôle de sécurité du barrage.

En raison de l'importance de ces structures, il est une pratique standard mondiale de surveiller en permanence les barrages dans le cadre du processus de contrôle de sécurité [27], qui prend en charge ensuite l'évaluation et la décision de sécurité, d'autre part, quantifier de manière réaliste les facteurs de sécurité des barrages en béton est une question technique complexe qui dépend de multiples phénomènes affectant les performances et la résistance du barrage et de ses fondations.

La plupart des techniques innovantes touchent en premier lieu les organes d'étanchéité interne et externe. Les barrages poids (BCR) représentent la technique la plus réussie et la plus répandue, mais elle n'a pas encore une conception universellement acceptée. L'économie est le critère majeur pour projeter ces types de barrage.

Pour les génies civils, les connaissances de base sur le comportement en rupture des matériaux dans les conditions extrêmes sont certes indispensables pour prévoir leur durabilité et formuler des produits performants, mais leurs préoccupations sont plus larges.

L'apparition de fissures et leurs éventuelles propagations est l'un des risques graves dans les barrages, dont le but de concevoir et/ou de qualifier cette structure, il est utile d'avoir une évaluation fiable de leur comportement structural sous différentes charges combinées.

Cette étude évalue dans un premier temps la répartition des contraintes dans la surface de la partie amont du barrage; dans un deuxième temps, l'évolution de facteur d'intensité de contrainte d'une fissure elliptique en fonction des différents paramètres (taille de fissures ;

leurs positions ; l'orientation et leurs intensités de charges).

La conduite de ce travail nécessite quatre chapitres :

Dans le premier chapitre : une revue de la bibliographie nous permet de faire la lumière sur les barrages.

Le second chapitre: une revue de littérature sur du barrage poids (BCR).

Dans le troisième chapitre: consacré à la rupture ; notamment l'analyse du comportement en rupture d'un matériau fragile, une brève étude bibliographique nous permet de faire la lumière sur les travaux effectués et les résultats trouvés.

En s'appuyant sur l'approche énergétique dans l'étude de la fissure elliptique dans le béton, on a représenté la répartition de contraintes et l'évolution de FIC (facteur d'intensité de contraintes) en 3D obtenues par le code de calcul ABAQUS 6.12, en comportement élastique, en faisant varier différents paramètres tels que la taille de fissure, l'emplacement et leur orientation exposées dans le quatrième chapitre.

À la fin de ce manuscrit, une conclusion générale dressera un bilan des résultats obtenus. Enfin, les perspectives de ce travail seront présentées.

CHAPITRE 01

CHAPITRE 01

APERÇU SUR LES BARRAGES.

1.1 Introduction.

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à en retenir l'eau. Par extension, on appelle barrage tout obstacle placé sur un axe de communication et destiné à permettre un contrôle sur les personnes et/ou les biens qui circulent (barrage routier, barrage militaire).

Quand le barrage est submersible, on parle plutôt de chaussée ou de digue (ce dernier terme est également préféré à celui de barrage lorsqu'il s'agit de canaliser un flot et non de créer une étendue d'eau stagnante).

Un barrage fluvial permet par exemple la régulation du débit d'une rivière ou d'un fleuve (favorisant ainsi le trafic fluvial), l'irrigation des cultures, une prévention relative des catastrophes naturelles (crues, inondations), par la création de lacs artificiels ou de réservoirs. Un barrage autorise aussi, sous certaines conditions, la production de force motrice (moulin à eau) et d'électricité (barrage hydroélectrique), à un coût économique acceptable, le coût environnemental étant plus discuté (fragmentation éco paysagère, phénomènes d'envasement à l'amont du barrage, dégradation de la qualité de l'eau).

Toutefois, plus un projet est ambitieux, plus ses conséquences sont lourdes : en noyant des vallées entières, la construction d'un barrage peut provoquer à la fois des bouleversements humains en forçant des populations entières à se déplacer, et avoir un impact écologique non négligeable en changeant fondamentalement l'écosystème local ce travail fait par Balit [5].

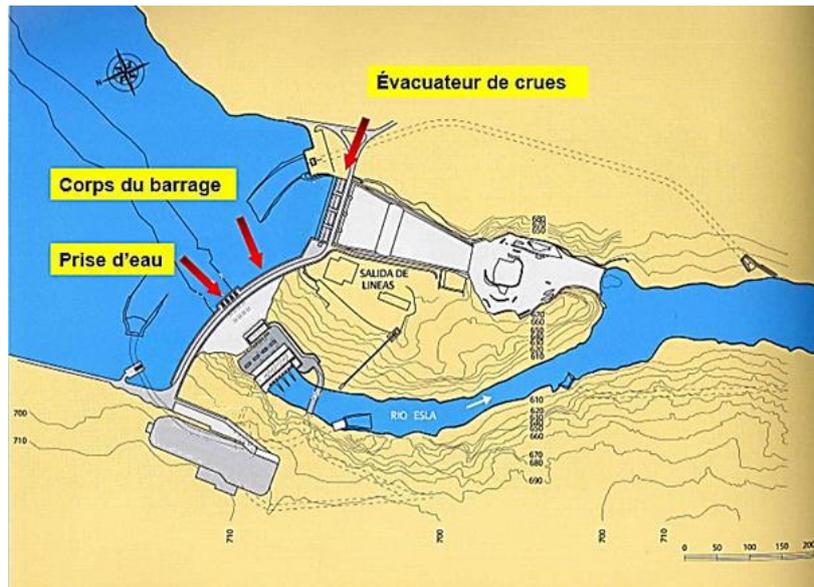


Figure 1: Composition d'un barrage Balit[5]

1.2 Types de barrages

Selon la bibliographie, les barrages peuvent être classés selon trois modes à savoir : les matériaux de construction, la manière de s'opposer à l'eau et la classification de la CIGB (Commission internationale des grands barrages)

1.2.1 Matériaux de construction.

A. Barrage en béton.

Ce sont des barrages construits avec d'énormes quantités de béton. À titre d'exemple, la construction du barrage des trois gorges en Chine a nécessité l'utilisation de plus de 60 millions de tonnes de béton. Lors de la construction de ce type de barrage, des systèmes de refroidissement sont utilisés en raison du caractère exothermique du béton pour éviter l'effondrement de la digue. Un exemple de barrage en béton est donné sur la figure (2) et la classification de divers barrages en béton montre par la figure (3).

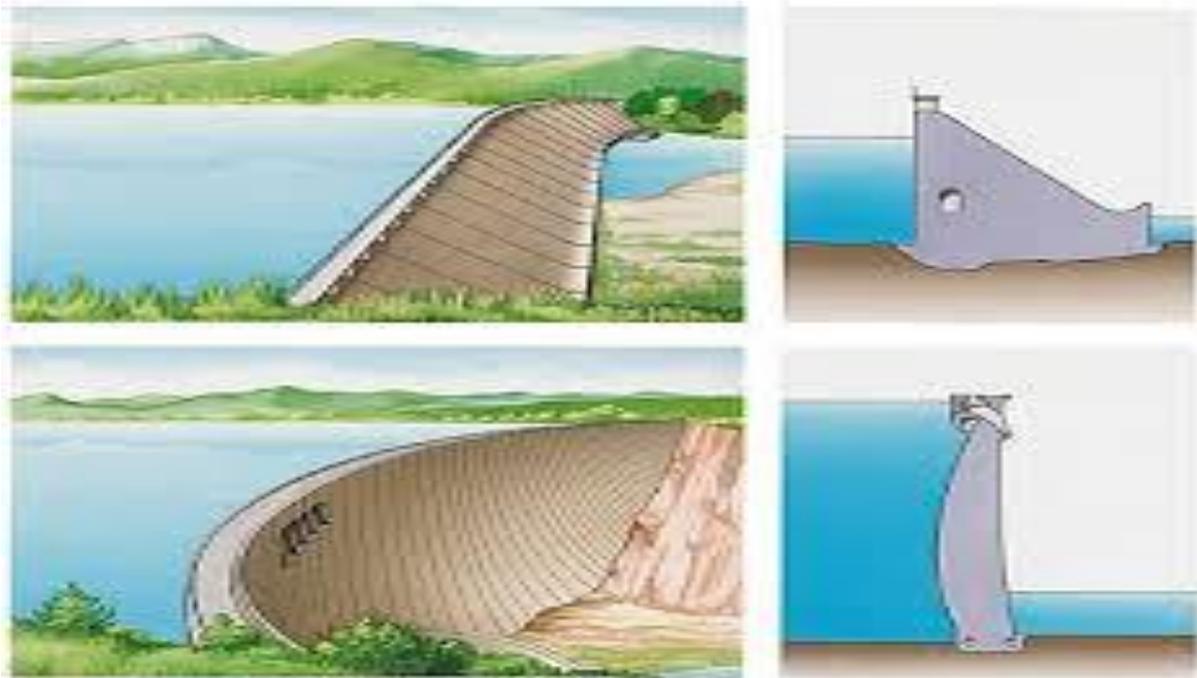


Figure 2: barrage en béton

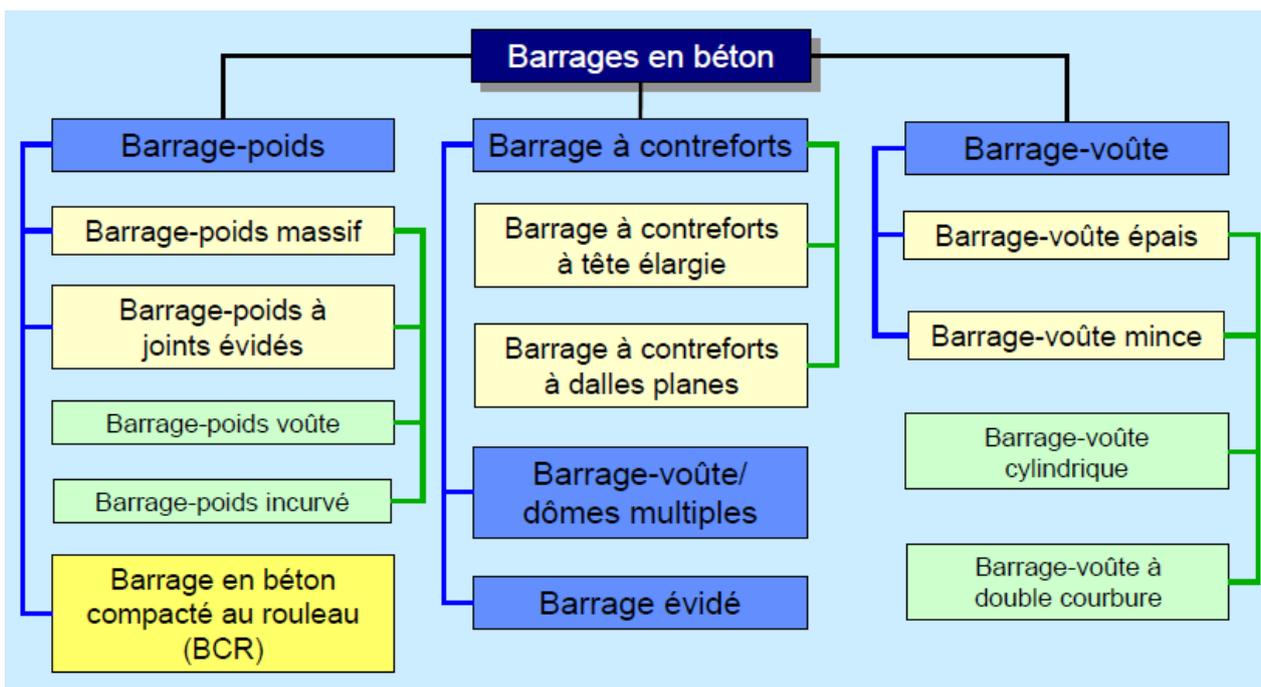


Figure 3: type de barrage en béton

B. Barrage en remblais

On appelle barrages en remblais tous les barrages construits avec des matériaux terreux. Cette catégorie de barrages regroupe plusieurs catégories différentes par les types de matériaux utilisés. L'utilisation des matériaux locaux généralement bon marché et leurs disponibilités à proximité du site fait que la solution barrage en remblais est intuitivement choisie par rapport aux autres types de

barrages considérés rigides et s'adaptent difficilement aux assises non rocheuses. De forme trapézoïdale, les barrages en remblais sont des barrages à forte emprise au sol. Grâce à leur forte emprise au sol, ils peuvent reposer sur des fondations de qualité moyenne, là où un barrage en béton ne pourrait pas être construit. Les barrages en remblais résistent à la pression de l'eau grâce à leur poids, une caractéristique qu'il partage avec les barrages poids [b]. La pente des barrages en remblais est généralement faible, mais elle peut évoluer en fonction du matériau utilisé. Un exemple d'un barrage en remblai le montre la figure (4) et la Classification des divers barrages en remblai montre par la figure (5)

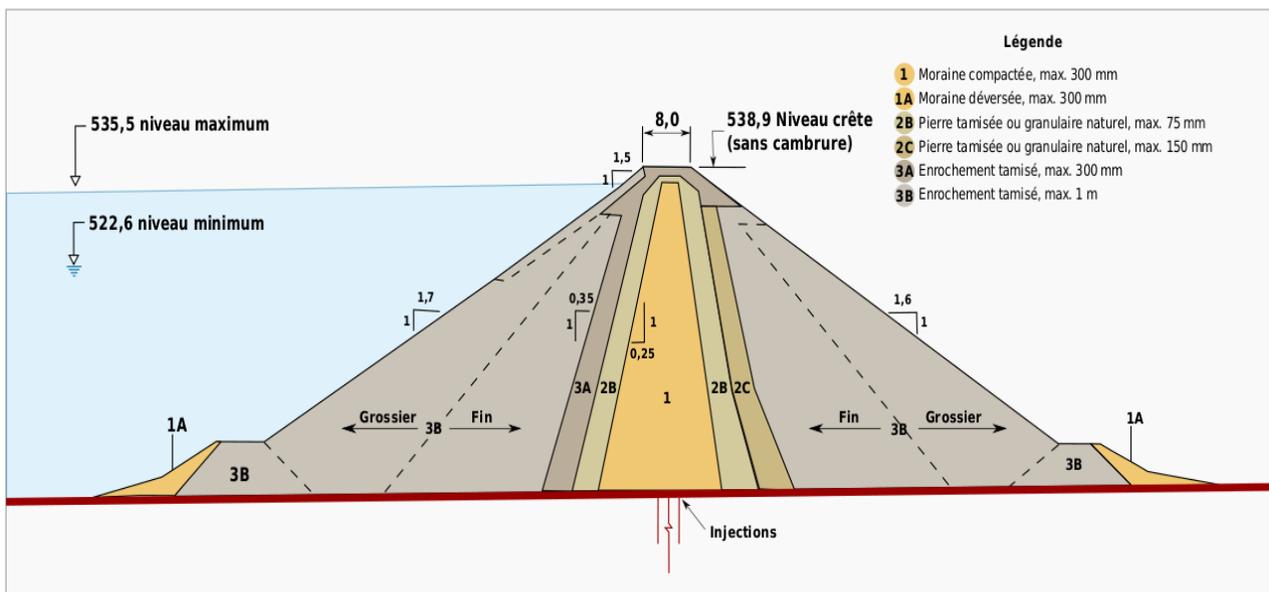


Figure 4 : barrage en remblais

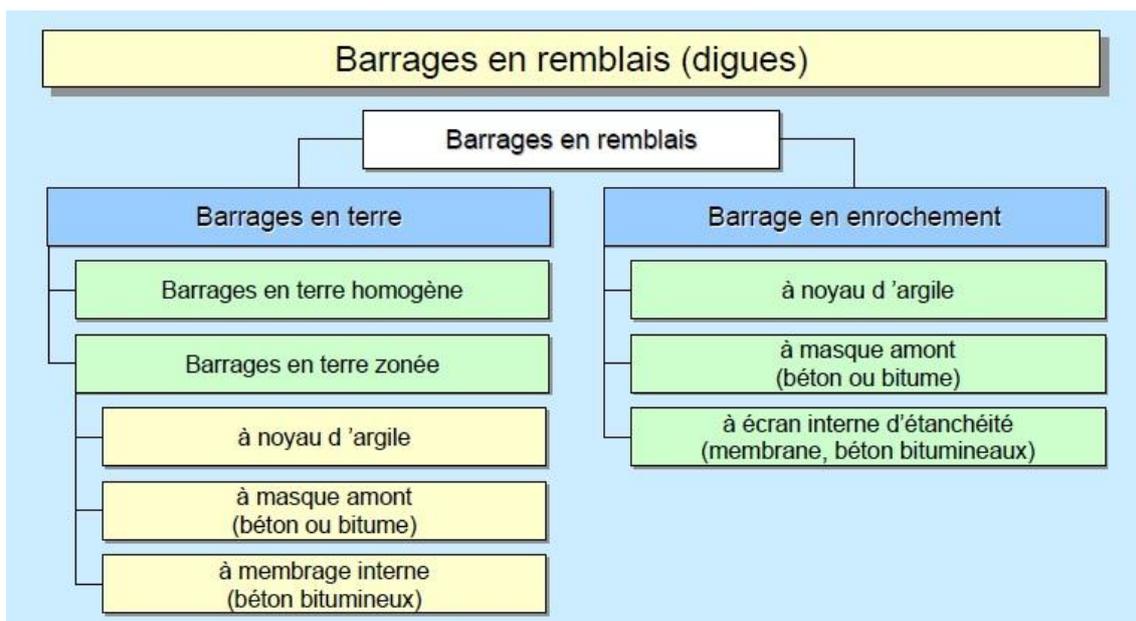


Figure 5: types barrages en remblais

1.2.2 La manière de s'opposer à l'eau

Selon la façon avec laquelle le barrage résiste à la force de poussée de l'eau, on distingue deux types : barrage poids et barrage voûte Balit [5]

A. Barrage poids

Le barrage poids est l'un des types les plus anciens et il en existe un grand nombre dans les pays industrialisés. Construits en maçonnerie jusqu'au XIXe siècle figure (6)

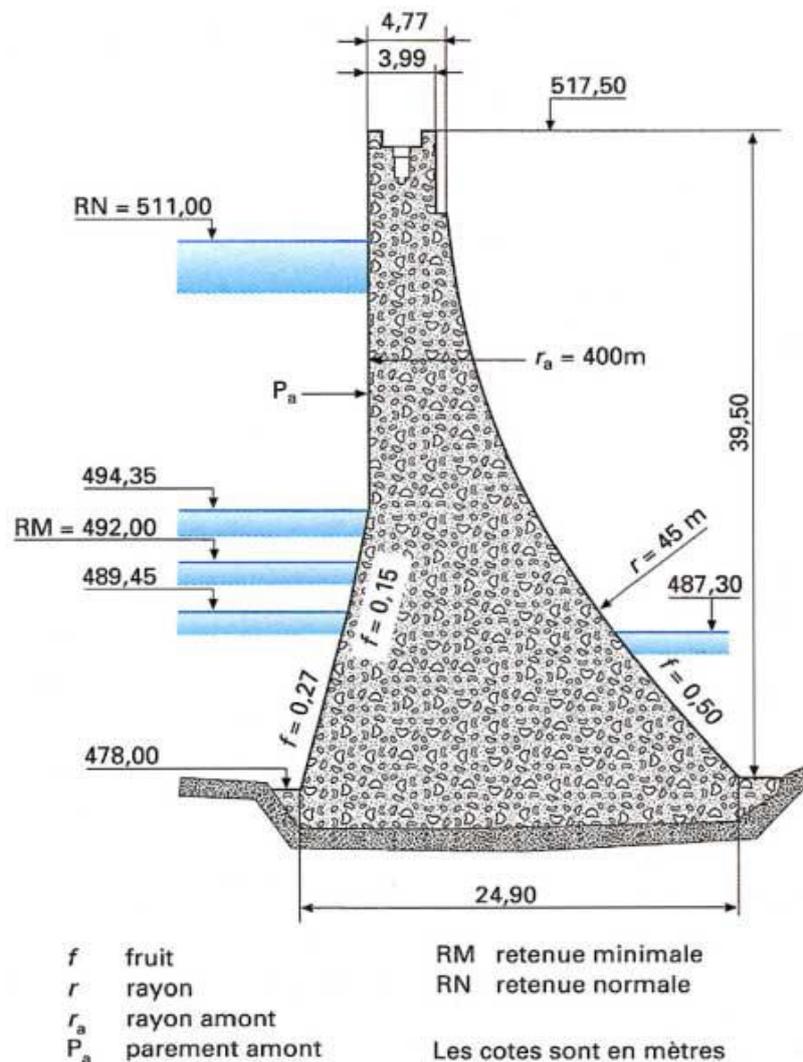


Figure 6 :Barrage de Ternay (France) avant renforcement

, puis en béton au début du XXe figure (7), ils ont connu une certaine désaffection en raison de leur volume et de leur coût relatif, jusqu'au développement récent de la technique du béton compacté au rouleau (BCR) qui leur a donné une nouvelle jeunesse depuis 1980 2. Par ailleurs, ils présentent, quel que soit leur mode de construction, une solution attrayante lorsqu'il faut intégrer au barrage des structures relativement importantes, comme une usine hydroélectrique, un gros évacuateur de

crues, une écluse, etc. À noter que la quasi-totalité des barrages de basse chute qui équipent les grands fleuves européens sont des barrages de type poids. Par souci de simplification, ce qui suit concerne les barrages qui créent un réservoir, pour lesquels le niveau d'eau à l'aval est faible par rapport à leur hauteur. L'extension aux barrages en rivière, noyés à l'aval et même parfois complètement submergés.

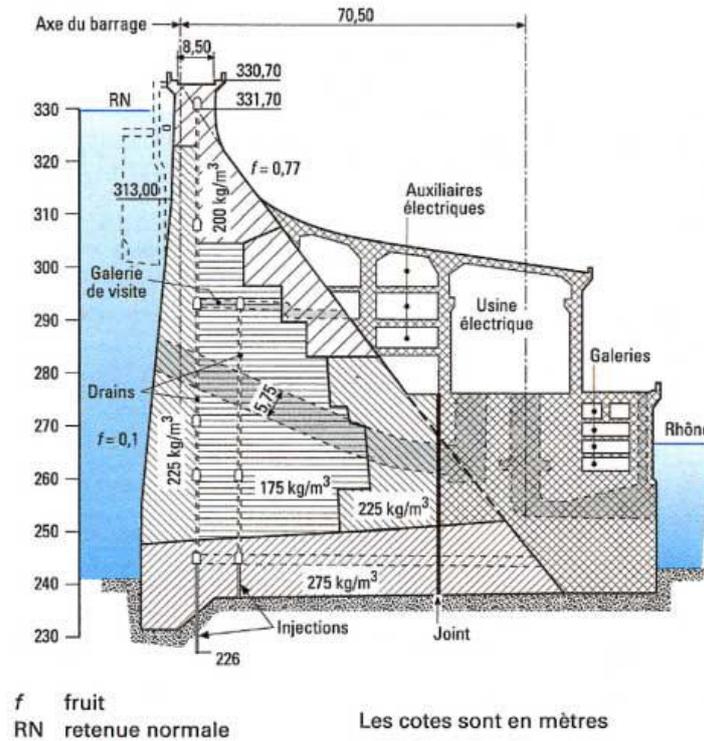


Figure 7: Barrage poids de Génissiat (France)



Figure I.8 : Image satellite du barrage poids S.Abdelli (Tlemcen)

B. Barrage voûte

Un barrage voûte est constitué d'un mur en béton armé arqué. Dans ce type de barrage, la poussée de l'eau est reportée sur les flancs de la vallée. La figure (9) montre une photo satellite du barrage voûte de Tichi Haf (Bejaia).



Figure 9 :Photo satellite du barrage TICHY HAF (Bouhamza, Bejaia)

1.3 Phénomène de rupture de barrage

Il existe plus de 40 000 barrages dans le monde et on dénombre en moyenne de 1 à 2 ruptures chaque année sans qu'elles n'entraînent pour autant de conséquences dramatiques, s'agissant pour l'essentiel de petits ouvrages. La rupture d'un barrage donne naissance à une véritable catastrophe à cause de la libération brutale de la quantité d'eau stockée sous forme d'une onde de crue avec des vitesses et des hauteurs d'eau impressionnantes. Aucune crue naturelle ne peut rivaliser avec la violence et la rapidité de celle issue de la rupture d'un barrage. ce travail fait par Toubache[53].

1.3.1 Cause de rupture

Les causes de rupture d'un barrage proviennent essentiellement de la ruine ou de la détérioration de la digue. Ces causes sont multiples et liées aux matériaux de construction du barrage (remblai ou béton).

A. Cas d'un barrage en remblai

Dans le cas d'un barrage remblai, les causes de rupture sont les suivantes

- Déversement par-dessus le barrage par défaut du système d'évacuation.
- Érosion interne le long du contact avec les fondations.

- Tassement important dans les fondations.
- Renards qui sont dus aux fissures par tassement.
- Hétérogénéités dans les fondations ou le barrage lui-même.

B. Cas d'un barrage en béton

Dans le cas d'un barrage béton, les causes de rupture sont essentiellement dues aux :

- Défaut de stabilité du barrage.
- Discontinuité des fondations.
- Défaut dans les systèmes de drainages.
- Perméabilité élevée.

1.3.2 Mode de rupture

De manière générale des cas de rupture, il existe deux modes :

- **Rupture brutale:** Ce mode de rupture est caractérisé par un effacement instantané du barrage accompagné d'une vidange rapide et simultanée de la cuve. Ce mode est très dangereux car il est imprévisible. Beaucoup de travaux scientifiques ont été consacrés à ce mode de rupture. Ce travail réalèse par Toubache [53].

- **Rupture graduelle:** Ce mode de rupture est moins endommageant que le précédent car il est prévisible. Il se produit progressivement suite à des fissurations ou érosions. Ce mode de rupture est le plus répandu dans la grande majorité des cas de rupture de barrages.

A. Rupture brutale par glissement en masse suite à un séisme

Lors d'un séisme dont la magnitude est supérieure à celle prise dans le dimensionnement du barrage, une faille horizontale se produit dans la partie supérieure du barrage provoquant un effondrement brutal et très endommageable de la digue. Dans ces situations, le séisme peut aussi provoquer un glissement ou une fissure suivant un plan horizontal au pied du barrage similaire à ceux dus à une défaille dans le système de drainage.

B. Erosion par déversement sur la crête dû à une crue extrême

Ce cas se produit lors d'une submersion de la crête du barrage en raison d'une insuffisance ou d'une obstruction des systèmes d'évacuation des crues. Dans de telles situations, une érosion lente du barrage se développe comme le montre la figure (10) . Le même scénario pourrait être provoqué par la génération d'une vague engendrée par une avalanche, chute de blocs.

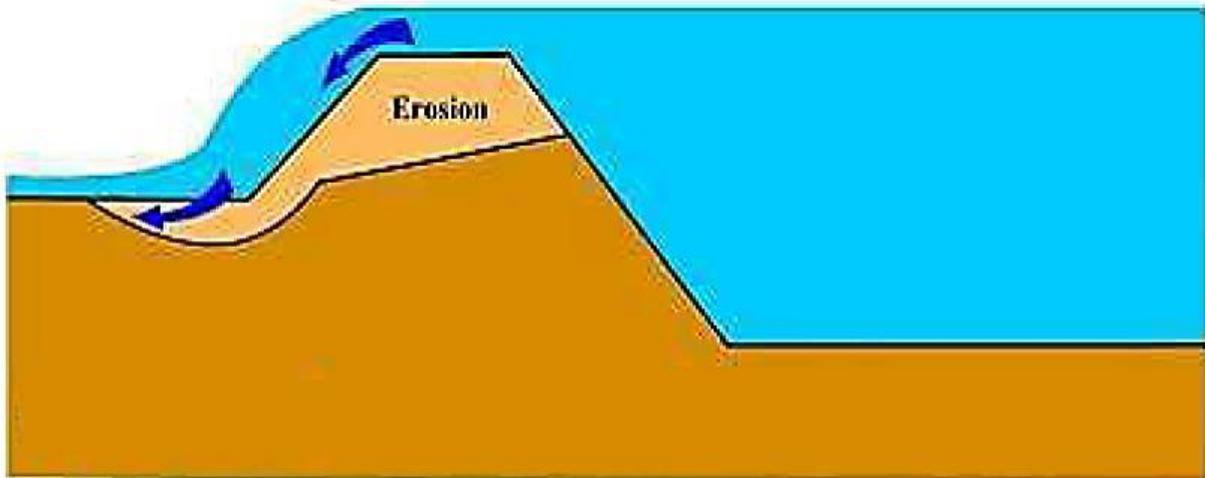


Figure 10 : déversement sur la crête Rahmani [44]

C. Déséquilibre sous la pression

Dans la catégorie des barrages poids, si l'eau se forge un chemin du réservoir jusqu'aux fondations du barrage, sous l'effet de la pression, le corps du barrage sera soulevé et translaté par l'énorme volume d'eau stocké. Ce phénomène est appelé l'effet piston.

D. attentat ou sabotage

En périodes de guerre ou de conflits géopolitiques, les barrages peuvent être comme cible d'attentat ou sabotage de la part de l'ennemi. Ce récit extrait montre que la destruction d'un barrage par attentat constitue une cible facile à atteindre et que la sécurité au niveau de ces ouvrages doit être renforcée en périodes de guerre ou conflits.

« Pendant la 2^{ème} guerre mondiale, un soldat a été chargé de saboter un pont pour affaiblir le réseau de déplacement de l'ennemi. Le soldat n'ayant pas eu assez d'explosif pour faire sauter le pont, il a placé l'explosif dont il dispose dans une partie sensible d'un barrage (pied de la digue) se trouvant à l'amont du pont. En amorçant l'explosif, la digue a cédé et une onde de crue a été libérée en créant des dégâts considérables y compris la destruction du barrage ».

1.3.3 Exemples de rupture de barrages

Basé sur le travail de Boussekine [12], Dimenc [19], Alp'Géorisques [2] et Balit [5] en as réalisé le tableau (1)

Tableau 1 :Exemples de rupture de barrages

Barrage	Pays	Date de rupture	Hauteur (m)	60. Volume (hm^3)
Barrage en remblai .rupture durent la construction				
Panshet	Inde	1961	49	214
Sempor	Indonésie	1967	60	56
Barrage en remblai .rupture lors de première mise en eau				
Dale dyke	Grande-Bretagne	1864	29	3.2
Barrage en remblai .rupture en service				
Iruhalk	Japon	1868	28	18
Mill river	Etats unis	1874	13	Inconnue
South Fork	Etats unis	1889	21	18
Walnut Grove	Etats unis	1890	33	11
Nanak Sagar	Inde	1979	26	101
Gotvan	Iran	1980	22	Inconnue
Kantaie	Sri Lanka	1986	27	135
Barrage poids. rupture lors de première mise en eau				
Puentes	Espagne	1802	69	13
Saint Francis	Etats unis	1928	62	47
Barrage poids. Rupture en service				

Fergoug	Algérie	1881	33	30
Tigra	Inde	1917	25	124
Malpaset	France	1959	60	49
Khadakwasla	Inde	1961	33	137
CHEURFA	Algérie	1885	42	17
Barrage a contreforts et voutes multiples				
Gleno	Italie	1923	35	5
Vega de Terra	Espagne	1959	33	7.3

LE BARRAGE DE L'OUED FERGOUG APRES LA CATASTROPHE DE 1927.



Figure 11 : Vue du Barrage Fergoug après la rupture du 25 novembre 1927

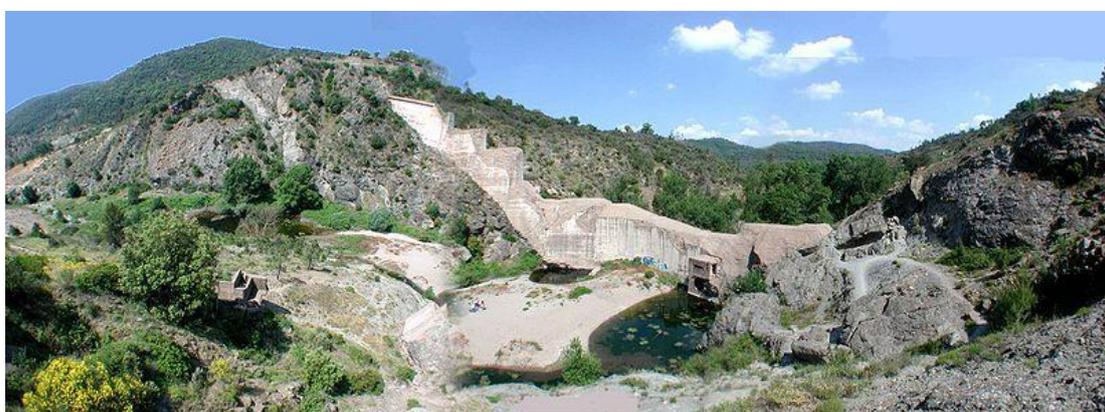


Figure 12: Etat du barrage de Malpasset après la rupture

1.4 Conclusion

Si on compare entre le nombre de barrages dans le monde, et le nombre de ruptures et on calcule le rapport ruptures/temps, on arrivera sûrement à dire que les ruptures de barrages sont rares, mais il suffit de voir la violence et les dégâts provoqués par un seul effondrement pour se rendre compte de l'importance de la chose. De ce fait, de nombreux chercheurs et scientifiques se sont lancés dans un véritable challenge afin d'élaborer des modèles de prévision sur le phénomène de rupture des barrages.

Dans ce chapitre nous avons vu les types de barrages, le phénomène de ruptures, les causes de rupture et quelques exemples de rupture. , Caractéristiques mécaniques de béton (traction, cisaillement.).

CHAPITRE 02

CHAPITRE 02

CARACTÉRISTIQUE DU BARRAGE POIDS (BCR) : géométrie et matériaux

2.1 Introduction

Les barrages ont toujours été considérés comme le type d'ouvrage le plus sûr en cas des charges exceptionnelles. Cependant cette opinion peut s'avérer une erreur, comme on a vu lors de la rupture du barrage de San Fernando en 1971 ainsi que d'autres barrages qui ont été endommagés par des séismes, de grande magnitude qui se sont produit le en Inde, en Turquie, et à Taiwan. Martin [62]. Ces événements ont montré que le risque des charges sismiques demeure une sérieuse menace pour tous les barrages tous types confondus.

Pour un barrage à profil poids, le fonctionnement de l'ouvrage est complètement différent : c'est le poids de l'ouvrage (et non sa géométrie comme dans un barrage voûte) qui assure l'équilibre de la poussée hydrostatique et des sous-pressions.

Les sous-pressions ne sont généralement pas considérées pour les barrages voûtes car, du fait de la minceur du profil dans le sens amont-aval, la part des sous-pressions dans l'équilibre est négligeable. Par contre, pour un barrage poids, les sous-pressions jouent un rôle majeur dans l'équilibre [61].

La méthode classique d'étude de la stabilité d'un barrage poids consiste à analyser l'équilibre global du barrage ou d'une partie de celui-ci sous l'action du poids, de la poussée hydrostatique, des sous-pressions et éventuellement d'autres actions secondaires (par exemple poussée des sédiments ou séisme) [61].

Les critères de dimensionnement de l'ouvrage portent sur la répartition des contraintes normales (limitation des tractions au pied amont et limitation des contraintes de compression) et sur l'inclinaison de la résultante. Cette méthode de calcul met en évidence le rôle majeur des sous-pressions dans l'équilibre des barrages poids et donc l'importance du drainage.

À titre indicatif, les contraintes maximales de compression sous un profil poids traditionnel à parement vertical et fruit aval de $0,8H/1V$ sont de 0,35 MPa pour un barrage poids de 25 mètres de hauteur, soit plus de dix fois plus faible que pour un barrage voûte de même hauteur. L'inclinaison de la résultante varie de 27° à 42° suivant les conditions de drainage [61].

Enfin, il convient de noter que le barrage poids en béton est un ouvrage rigide ; le module du béton traditionnel est de l'ordre de 25 GPa, généralement supérieur au module des fondations rocheuses sur lesquelles il repose [61].

2.2 Béton Compacté au Rouleau (BCR)

Le regain d'intérêt pour les profils poids est venu de l'invention du BCR qui est une innovation technique majeure dans la technologie des barrages.

L'innovation consiste à mettre en place le béton et à le compacter, non plus par les moyens traditionnels (grue ou blondin pour le transport et compactage par pervibration dans la masse), mais en utilisant les techniques de terrassement, transport par camion, réglage au buteur, compactage au rouleau vibrant lourd. Ce mode de réalisation exige toutefois une surface de plate-forme de travail supérieure à 500 m² (environ) pour que les engins puissent évoluer efficacement.

La possibilité de réduire au strict nécessaire la quantité d'eau et le serrage efficace obtenu par le compactage en couches de 30 cm ont permis de limiter les quantités de ciment à des valeurs de 100 à 150 kg/m³ de façon à diminuer l'exotherme [61].

En effet, cette nouvelle méthode de mise en œuvre s'accommode mal des nombreux joints destinés à contrôler la fissuration thermique du BCV. Dans la conception actuelle des barrages en BCR, seuls les joints transversaux sont conservés, mais généralement à des espacements bien supérieurs aux 15 mètres traditionnels des barrages en BCV.

L'un des avantages importants du BCR, en particulier dans les pays développés, est la rapidité d'exécution : le massif d'un petit barrage peut être construit en quelques semaines, permettant de réduire les coûts d'immobilisation, de maîtrise d'œuvre et souvent de dérivation des eaux, le barrage étant construit en étiage avec des ouvrages de dérivation réduits au minimum.

2.3 Méthodes d'analyse des barrages poids (BCR)

L'analyse du comportement d'un barrage poids (BCR) consiste à vérifier un certain nombre de critères de performances globales. En considérant les paramètres sismiques et les accélérogramme associés du séisme maximum de dimensionnement (SMD), on doit vérifier les 3 critères suivants :

1. Le barrage ne doit pas renverser (Analyse de stabilité au renversement),
2. Il ne doit pas y avoir de glissement le long de plans potentiels de ruptures, que ce soit dans le barrage, à l'interface avec les fondations, ou dans les fondations (Analyse de stabilité au glissement). En fait, si le niveau d'analyse est très poussé, on peut accepter un certain déplacement contrôlé (Analyse non linéaire),

3. Les contraintes maximales dans le béton et dans les fondations ne doivent pas dépasser les contraintes admissibles (Analyse de contraintes).

2.4 Méthode de Newmark

Cette méthode, elle permet d'évaluer le déplacement d'une masse de sol donnée lors d'un séisme. La méthode originale de Newmark [63] s'applique au déplacement d'un bloc rigide sur un plan. Dans un premier temps, cette méthode permet de calculer l'accélération critique qui provoque une rupture selon une surface de glissement dans le parement étudié, Le déplacement du bloc est obtenu par la double intégration de la partie de l'accélérogramme mesuré au centre du bloc durant lesquels l'accélération critique a_c est dépassée figure (13).

Des améliorations ont été introduites à cette technique afin de tenir compte de la variation de l'accélération dans la structure. Suite à l'étude de plusieurs cas de chargement sismiques pour des configurations différentes de barrages, La procédure d'évaluation des déplacements permanents par la méthode de Newmark comporte les étapes suivantes [64]:

1. Détermination de l'accélération critique a_c pour la surface de rupture potentielle considérée. Cette accélération limite correspond au coefficient sismique K_s , de la méthode pseudo-statique, qui produit un coefficient de sécurité de 1,0.
2. Détermination d'accélérogramme moyen de la masse au-dessus de la surface considérée.
3. Un calcul de la réponse dynamique de la structure est généralement réalisé à cette fin.
4. Calcul du déplacement le long de la surface considérée par double intégration des portions de l'accélérogramme dépassant l'accélération limite a_c .

Cette méthode n'est valable que pour des matériaux dont la résistance n'est pas affectée par la sollicitation sismique.

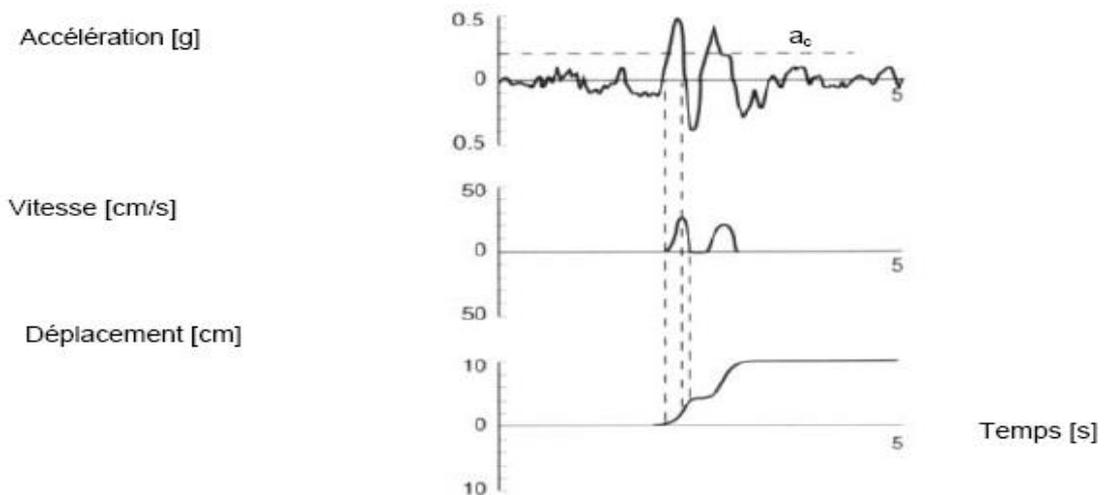


Figure 13 : Intégration de l'accélérogramme afin de déterminer les vitesses et les déplacements
[64]

2.5 Types de charges

Au cours de sa construction et pendant son exploitation, le barrage va être soumis à des charges (actions) qui vont entraîner des déformations et des contraintes, figure (14). Ces charges entrant dans les calculs de vérification des barrages peuvent être réparties selon leur mode d'application dans les trois catégories suivantes :

- ✓ Charges permanentes ;
- ✓ Charges variables ;
- ✓ Charges exceptionnelles.

Les charges permanentes sont toujours présentes. Il se peut toutefois qu'elles apparaissent au cours du temps et qu'elles subsistent sans subir de modification.

Les charges variables varient en fonction des conditions d'exploitation, d'autre sont fonction de condition naturelles.

Les charges exceptionnelles surviennent en général suite à des événements naturels parfois violents dont les effets peuvent être soudains ou de durée limitée.

Le tableau 2 dresse la liste de l'ensemble des charges des différentes catégories qui entrent en jeu.

Tableau 2 : Charges prises en compte Pour la vérification des barrages

Charges permanents	Charges variables	Charges exceptionnelles
<ul style="list-style-type: none"> • Poids propre (structure, vannes) • Poussée des terres (remblai) • Forse d'ancrages <p>En présence permanente de l'eau :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Poussée de l'eau • Sous pressions • Pressions interstitielles 	<ul style="list-style-type: none"> • Poussée de l'eau • Poussée de sédiments • Sous pression • Température du béton • Pression d'écoulement des eaux de percolation • Pression interstitielles • Neige • Poussée des glaces • charges roulantes 	<ul style="list-style-type: none"> • Crue • Séisme • Avalanche • Laves torrentielle • Chute d'aéronef

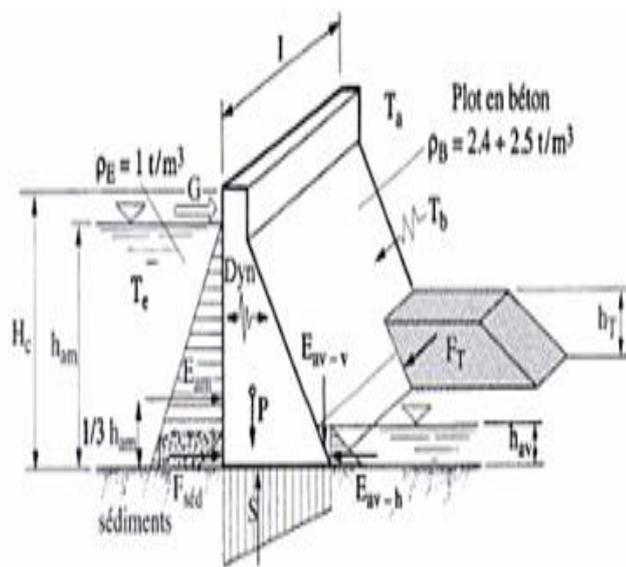


Figure 14 : Répartition des forces et actions à considérer

P : poids propre

E_{am} : poussée horizontale de l'eau amont

E_{av-h} : poussée de l'eau horizontale aval

E_{av-v} : poussée de l'eau verticale aval

F_T : poussée des terres

T_b : température corps du barrage

T_a : température de l'air

T_e : température de l'eau

Dyn : sollicitations dynamique

G : poussée de la glace

$F_{\text{séd}}$: poussée des sédiments

S : sous pression

T : effets thermiques

H_e : hauteur du barrage sur fondation

h_{am} : hauteur hydrostatique à l'amont

h_{av} : hauteur hydrostatique à l'aval

h_T : hauteur d'un remblai à l'aval

2.6 Description des charges permanente

2.6.1 Poids propre

Que ce soit pour les bétons ou les remblais, les essais en laboratoire fournissent les valeurs du poids spécifique les plus adéquats comtes tenus de la qualité des matériaux utilisés. La mise en place a également une incidence.

Le poids spécifique des bétons dépend également de sa compacité et de la dimension maximale des agrégats. La valeur exacte du poids spécifique du béton a surtout de l'intérêt pour les barrages poids.

2.6.2 Poussée des terres (remblai aval)

Il faut d'abord remarquer que la poussée des terres peut éventuellement varier dans le temps et n'agit pas forcément comme force stabilisante [60].

La poussée des terres dépend entre auteurs d'un mouvement relatif entre une paroi et le sol figure (15). Dans le cas où aucun mouvement ne se manifeste, une poussée des terres au repos est prise en compte. La force développée par la poussée des terres au repos se situe entre celles des poussées active et passive. Une poussée active se développe si la paroi se déplace de 0,1% de sa hauteur ; la poussée passive est mobilisée dans le cas d'un mouvement de 1% de la hauteur de la paroi. La poussée des terres au repos est supérieure à la poussée active. Il est donc judicieux d'agir avec prudence dans la détermination de la poussée des terres.

La poussée des terres au repos qui s'exerce perpendiculairement sur une paroi verticale est donnée par la relation :

$$F_{\text{TH}} = \frac{1}{2} \gamma_T h_t^2 K_0 = \frac{1}{2} \gamma_T h_t^2 (1 - \sin \Phi) \quad (2.1)$$

Avec γ_T = poids volumique et Φ = angle de frottement interne.

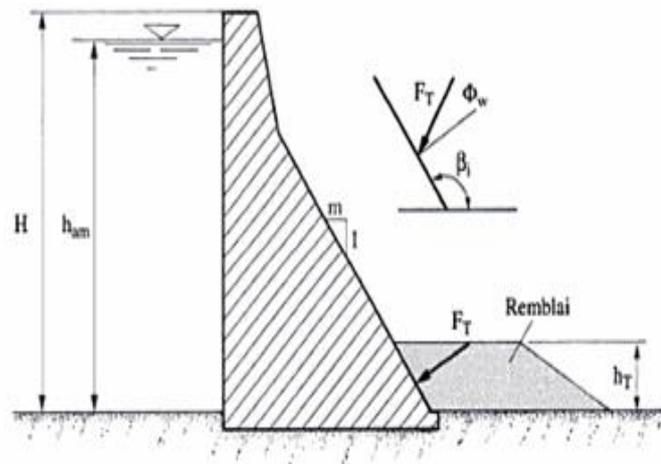


Figure 15 : Poussée des terres sur le parement aval

2.6.3 Forces d'ancrages

Les ancrages permettent d'apporter de force nécessaire pour renforcer la stabilité d'un ouvrage existant si les critères usuels ne sont pas satisfaits. Des ancrages sont également mis en place lors de la surélévation de barrages en béton. Il faut veiller à ce que les coefficients de stabilité ne soient pas inférieurs à 1 sans ancrage. Il est recommandé de pouvoir contrôler les ancrages pendant l'exploitation [60].

2.7 Description des charges variables

2.7.1 Poussée de l'eau

La poussée de l'eau exerce une force perpendiculaire à la surface du parement du barrage. Le poids spécifique de l'eau non chargée est égal à 10 kN/m^3 ; toutefois, une eau de sédiments en suspension peut atteindre de 10.5 à 11 kN/m^3 figures (16).

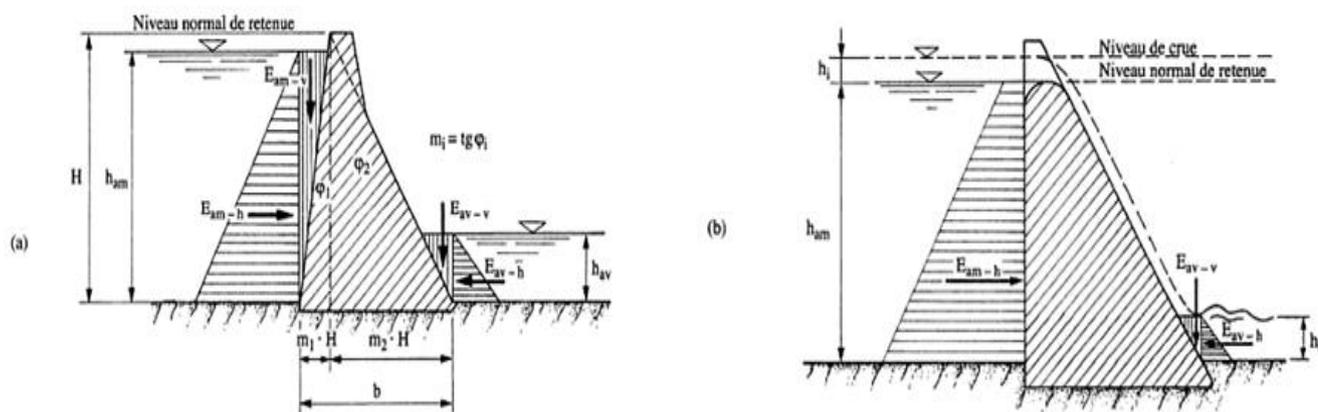


Figure 16 : Poussée de l'eau : cas sans(a) et avec déversement (b)

Pour le calcul, on choisit le niveau du lac le plus élevé en relation avec le type de combinaison de charge. Dans le cas normal, on retient le niveau normal d'exploitation. Si une crue est considérée, le niveau est celui atteint lors du passage de la crue de projet ou de la crue de sécurité. Le niveau amont est important pour les petits ouvrages dont la stabilité est sensible à toute surélévation du plan d'eau. Il faut encore noter qu'une contre-poussée peut s'exercer à l'aval.

Les valeurs des différentes poussées qui agissent au centre de gravité de leur surface représentative, sont les suivantes :

$$\text{Poussée horizontale amont (sans déversement)} : E_{am-h} = \frac{1}{2} \rho_E g h_{am}^2 (2.2)$$

$$\text{Poussée horizontale amont (avec déversement } h_i) : E_{am-h} = \frac{1}{2} \rho_E g (h_{am} + h_i) h_{am} (2.3)$$

$$\text{Poussée verticale amont} : E_{am-v} = \frac{1}{2} \rho_E g m_1 h_{am}^2 (2.4)$$

$$\text{Poussée horizontale aval} : E_{av-h} = \frac{1}{2} \rho_E g h_{av}^2 (2.5)$$

$$\text{Poussée verticale aval} : E_{av-v} = \frac{1}{2} \rho_E g m_2 h_{av}^2 (2.6)$$

La largeur de la base dépend de l'angle des parements (par rapport à la verticale) :

$$m_1 = \text{tg } \varphi_1 \quad m_2 = \text{tg } \varphi_2$$

Avec

ρ_E = poids volumique de l'eau ;

h_{am} = hauteur de la pression hydrostatique à l'amont ;

h_{av} = hauteur de la pression hydrostatique à l'aval ;

h_i = hauteur de la lame déversant.

Pour les sections avec déversement, les forces exercées par l'eau sur la face aval peuvent être introduites selon l'importance de l'écoulement dans le cadre de l'analyse de stabilité.

2.7.2 Poussée des sédiments Des sédiments peuvent s'accumuler au pied amont d'un barrage et atteindre une épaisseur importante, voire parfois être pratiquement équivalente à la hauteur de l'ouvrage figure (17). Ces sédiments provoquent une poussée horizontale sur le parement amont qui s'additionne à la poussée hydrostatique. Cette poussée, qui comme l'eau, a une répartition triangulaire, s'exprime par :

$$F_{séd} = \frac{1}{2} \gamma_i h_{séd}^2 K \quad (2.6)$$

Avec

K = coefficient de poussée des terres :

- Fluide $K=1$
- Poussée au repos $K = 1 - \sin \Phi$
- Poussée active $K = (1 - \sin \Phi) / (1 + \sin \Phi)$
- Poussée passive $K = (1 + \sin \Phi) / (1 - \sin \Phi)$

Avec

γ_i = poids volumique des sédiments immergés en kN/m^3 (en 1^{er} approximation, 10 kN/m^3) ;

$h_{séd}$ = épaisseur de la couche de sédiments ;

Φ = angle de frottement interne de sédiments (généralement compris entre 15° et 30°).

En cas de tremblement de terre, il faut relever qu'un phénomène de liquéfaction peut affecter les sites, ce qui peut avoir une importance lors d'une vérification pendant un événement ou post-événement.

Signalons que Mononobe-Okabe propose une approche déduite de la théorie de coulomb prenant en compte les forces d'inertie agissant sur le sol [37].

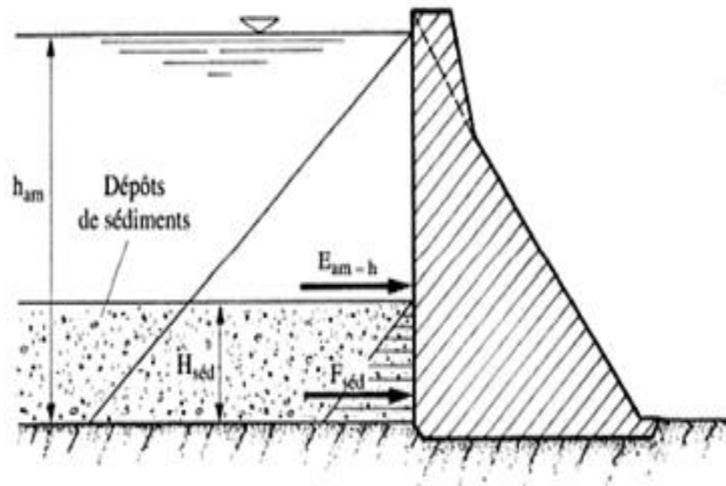


Figure 17 : Poussée de sédiment

La poussée des sédiments s'exprime par :

$$F_T = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma (1 - a_v) h^2 \quad (2.7)$$

Le coefficient de poussée active K_{AE} , en admettant une poussée contre une paroi verticale, une accélération verticale a_v et β angle de friction nuls, ainsi qu'une pente des sédiments horizontale est définie par :

$$\left[K_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi - \Psi)}{\cos^2\Psi \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\Phi \sin(\Phi - \Psi)}{\cos\beta \cos\Psi}} \right]^2} \right] \quad (2.8)$$

Avec

$\Psi = \text{tg}^{-1}(a_h) = \text{angle d'inertie sismique}$;

$a_h = \text{accélération terrestre horizontale}$.

2.7.3 Sous pressions

La sous pression exerce une force hydrostatique importante active. Elle agit tant à l'intérieur d'un barrage en béton qu'en fondation. Elle est parfois difficile à évaluer, raison pour laquelle il existe de nombreuses hypothèses quant à sa répartition, ce qui implique différentes valeurs possibles de son intensité.

2.7.4 Force exercée par la sous pression (Règle de Lévy)

Si l'on prend l'exemple d'un barrage poids en admettant un diagramme de sous pression triangulaire de hauteur maximale à l'amont ($\lambda \cdot h_{am}$) et nul à l'aval figure (18), la résultante de la force de sous pression S agit verticalement et elle est située au tiers amont de la base. En supposant que sous l'effet de la poussée de l'eau E_{am} et malgré l'effet stabilisant du poids propre P , le barrage vient à se soulever un peu à l'amont. Dans ce cas, la sous pression va commencer à agir sur la totalité de la surface et le diagramme va se modifier. La force de la sous pression va devenir plus grande et les conditions de stabilité ne sont plus remplies. Ce raisonnement a conduit à la règle de Lévy qui postule qu'en aucun point du parement amont les contraintes résultant de poids propre et de la poussée de l'eau E_{am} ne doivent être inférieures à la pression hydrostatique en ce point (soit h_{am}) ou cette pression multipliée par λ :

σ amont ($P + E_{am}$) doit être plus grand ou égal à h_{am} ou λh_{am}

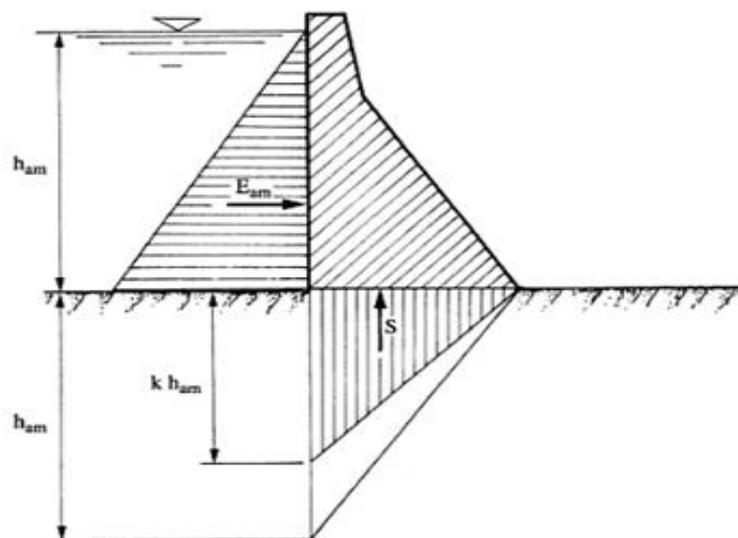


Figure 18 : Force exercée par la sous pression (règle de Lévy)

2.8 Description des charges exceptionnelles

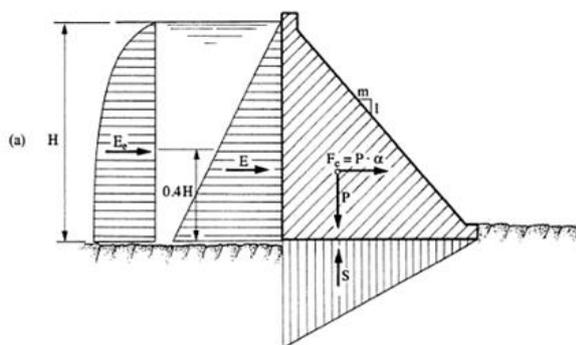
2.8.1 Crue

Comme il l'a été décrit précédemment, les conditions d'évacuation doivent être vérifiées pour une crue de projet (cas de charge exceptionnel, type 2) et une crue de sécurité (cas de charge extrême, type 3). Pour fixer la sécurité en cas de crue, le niveau du plan d'eau en compte est celui qui résulte de l'hydrogramme des crues de projet et de sécurité conduisant à la surélévation maximale du plan d'eau.

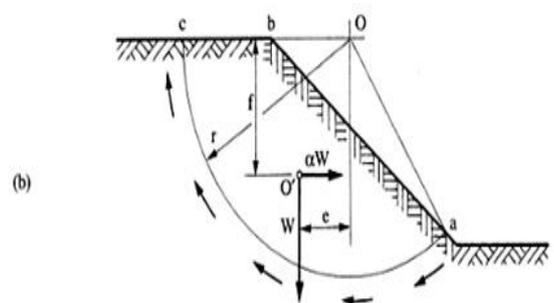
2.8.2 Séisme

A-Historique

Dans le passé, les barrages étaient vérifiés pour résister à des tremblements de terre en utilisant une approche pseudo-statique, dont l'origine remonte dans les années 1930. Cette méthode simple prend en compte, pour les barrages en béton, les forces d'inertie du barrage et les pressions hydrodynamique exercées par la retenue figure (19). Pour les barrages en remblai, les forces d'inertie statique est appliquée à la masse glissante. Il était courant d'utiliser un coefficient d'accélération sismique horizontal α d'une valeur égale à 0.1 g. certes, on savait que ce calcul simplifié ne reflétait pas le comportement effectif de l'ouvrage en cas de tremblement de terre. Un séisme réel est caractérisé par des accélérations et des oscillations transitoires dans les trois directions. L'analyse pseudo statique se limite à évaluer l'effet d'une accélération horizontale orientée dans la direction la plus défavorable.



(a) Cas du barrage en béton



(b) Cas du barrage en remblai

Figure 19 : Surcharges sismiques selon l'analyse pseudo-statique**B- Surpression hydrodynamique selon Westergaard**

Lors de son déplacement vers l'amont provoqué par un séisme, le barrage bute contre l'eau de la retenue. La force d'inertie de l'eau va engendrer une surpression hydrodynamique sur le parement amont du barrage figure (20), dont Westergaard a une relation parabolique décrivant ce phénomène en fonction de la profondeur z :

$$P_E = K_e C_e \alpha \rho_E \sqrt{Hz} \quad (2.9)$$

Avec K_e coefficient dépendant de l'inclinaison du parement amont :

- Vertical : $K_e = 1.0$
- Incliné : K_e varie linéairement avec l'angle d'inclinaison du parement (pour autant que $\delta \leq 20^\circ$) : selon la figure I.10

Pour $\delta = 10^\circ$, $K_e = 0.88$ pour $a = 10$ et $h = 100\text{m}$.

Légende :

F_e : la force d'inertie du barrage

E_e : la force d'inertie de l'eau

$$C_e = \frac{0.817}{\sqrt{1 - 7.75 \left(\frac{H}{1000T} \right)^2}} \quad (2.10)$$

Avec

C_e : coefficient de Westergaard ;

T période de vibration généralement admise entre 0.5 et 1s ($C_e \approx 7/8$).

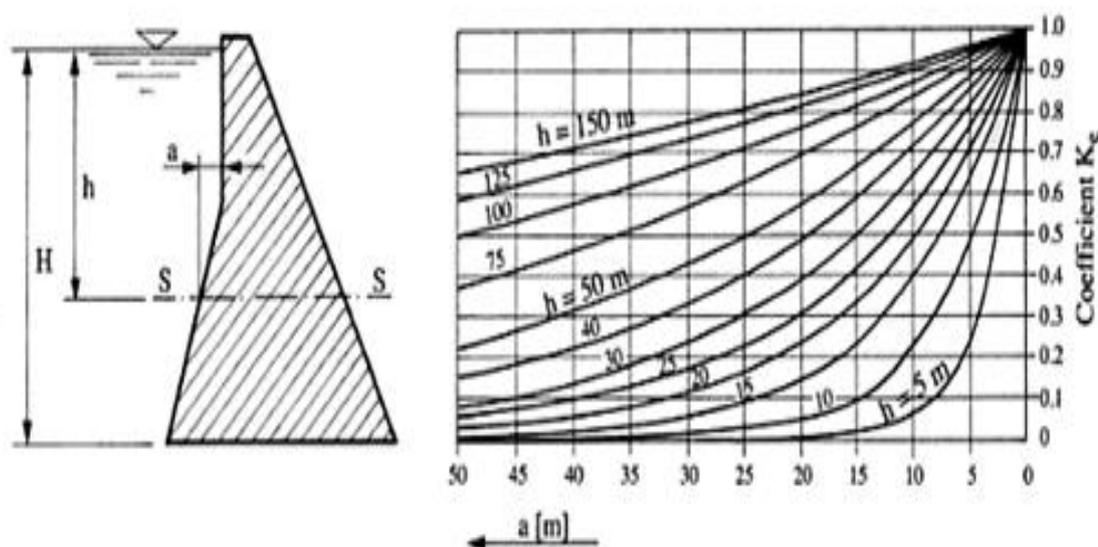


Figure 20 : Surpression hydrodynamique selon Westergaard – coefficient K_e en fonction de l’inclinaison du parement amont

La poussée totale de surpression hydrodynamique vaut :

$$E_e = \int_0^H P_E(z) dz = \int_0^H K_e C_e \alpha \rho_E \sqrt{h_{am} z} dz = K_e C_e \alpha \rho_E \frac{2}{3} h_{am}^2 (2.11)$$

Et

$$M_e = \int_0^H P_E(z) (h_{am} - z) dz = K_e C_e \alpha \rho_E \frac{4}{15} h_{am}^3 (2.12)$$

Ce qui conduit à déterminer le point d’application de la force résultante E_e ($h_e = 0.4 h_{am}$).

C- Séisme de projet

Pour les calculs de vérification, différents types de séisme de projet sont recommandés. Tout d’abord, le séisme de base d’exploitation (Operating Basis Earthquake – OBE) admet que le barrage doit rester opérationnel suite à cet événement et seul des dégâts mineurs facilement réparables sont acceptables. Les périodes de retour proposées sont de 145, 200 ou 500 ans. Les grands barrages doivent être capables de résister aux effets des séismes les plus forts attendus sur leur site. Aussi, un séisme maximal possible (maximum Credible Earthquake – MCE) est défini et appliqué. Le MCE est en théorie le tremblement de terre générant les plus grands mouvements du sol au site du barrage. Dans la pratique, le MCE est généralement défini sur la base de la statistique avec une période de retour de 10000 ans pour des pays de sismicité faible à modérée. Il faut noter

que les termes MDE (Maximum Design Earthquake – séisme maximal de projet) ou SEE (Safety Evaluation Earthquake – séisme d'évaluation de sécurité) sont utilisés en remplacement du MCE [40]. La stabilité du barrage doit être assurée dans les pires conditions de mouvement au sol au site du barrage et aucune lâchure d'eau ne doit survenir, même en cas de dégâts importants. Si tel devait être le cas, l'abaissement du niveau du plan d'eau devrait encore rester possible.

En outre, il faut noter que les mouvements du sol dus à un tremblement de terre sont représentés par l'accélération de pointe du sol (Peak Ground Acceleration – PGA) qui est un paramètre revêtant une grande importance. Cette accélération de pointe, de l'ordre de quelque millième de g lors d'un petit séisme, peut atteindre $2 g$ lors d'un violent séisme. En raison de la solidarité de l'ouvrage avec sa fondation, l'accélération du terrain se répercute sur l'ouvrage. Les mouvements du sol peuvent être fortement amplifiés au niveau du couronnement. Des accélérations supérieures à $2 g$ vers l'amont et l'aval ont été observées au couronnement du barrage-voûte de Pacoima ($H=111m$) lors d'un séisme en 1994.

2.9 Caractéristiques mécaniques de béton

2.9.1 Comportement en Compression Uni-Axial :

La résistance à la compression est la propriété la plus utilisée dans le dimensionnement et la conception des ouvrages en béton. C'est pour cette raison que l'essai de compression uni axial est le plus étudié. La courbe typique contrainte - déformation pour un béton à la compression uni axiale, figure (21), présente un comportement linéaire élastique jusqu'à environ 30% de la résistance maximale à la compression f_c . Au-delà de la valeur limite d'élasticité, la courbe enregistre une augmentation graduelle en courbure évaluée autour de 75 à 90% de la résistance ultime à la compression f_c . Au-delà du pic, la courbe présente une partie descendante dans le cas d'un essai asservi (déformation contrôlée) jusqu'à la rupture par écrasement à une déformation ultime ε_u . Pour une contrainte avoisinant 30% de f_c les fissures avant chargement restent presque inchangées. Pour une contrainte entre 30 et 50% de f_c les fissures commencent à s'étendre à cause des concentrations des contraintes aux pointes de celles ci. Pour une contrainte entre 50 et 70% de f_c quelques nouvelles fissures apparaissent dans le mortier et d'autres fissures s'étendent lentement. Si la charge reste constante, les fissures se propagent à une vitesse décroissante jusqu'à ce qu'elles atteignent leurs longueurs finales. Pour des contraintes élevées, de larges fissures atteignent les dimensions critiques causant éventuellement la rupture.

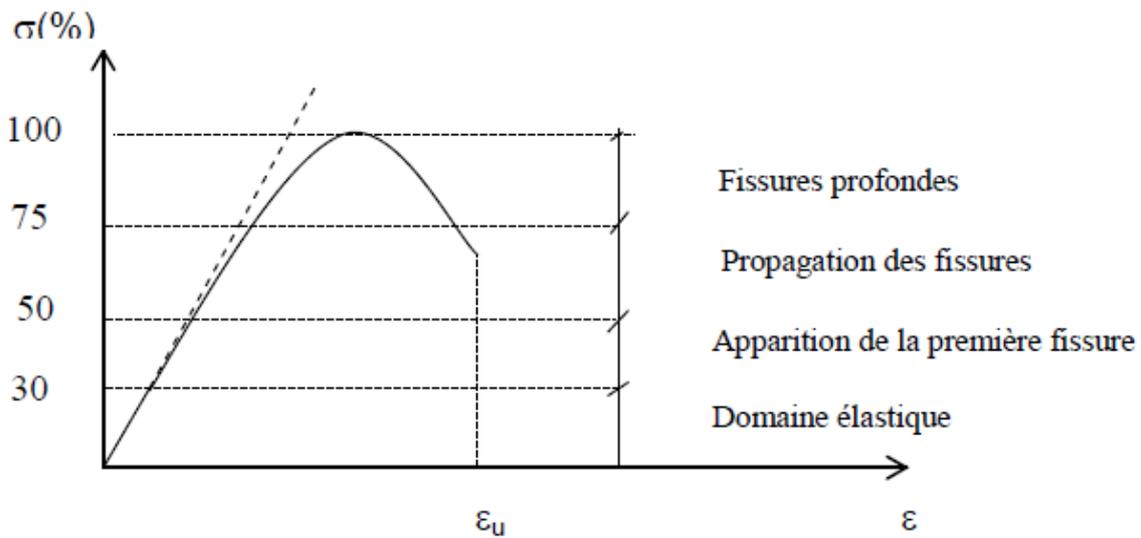


Figure 21 : Courbe typique contraintes - déformations sous compression uni axiale obtenue avec un essai asservi

Le module d'élasticité a été fixé par les règles du B.A.E.L (1983) et il est évalué par la formule suivante :

$$E = 11000^3 \sqrt{f_c} \quad (1.1)$$

Le coefficient de Poisson ν , du béton varie entre 0.15 et 0.22. Sous chargement uni axial, le coefficient de Poisson reste constant jusqu'à 80% de f_c . Au-delà de cette valeur, le coefficient de Poisson augmente Chen [16].

2.9.2 Résistance à la traction

Le comportement mécanique du béton en traction est moins étudié que la compression car d'une part le béton est conçu essentiellement pour résister à la compression, et d'autre part, dû à son comportement quasi fragile, l'essai de traction directe est difficile à réaliser. Par conséquent, on fait appel à des essais indirects de type flexion trois points pour identifier le comportement en traction du béton.

L'essai de traction directe pose deux problèmes délicats : le non linéarité du comportement et les effets d'échelle et de gradient de contrainte, auquel le béton est sensible. Les premiers essais de traction directe, ont été réalisés par Terrien [51] Figure (22).

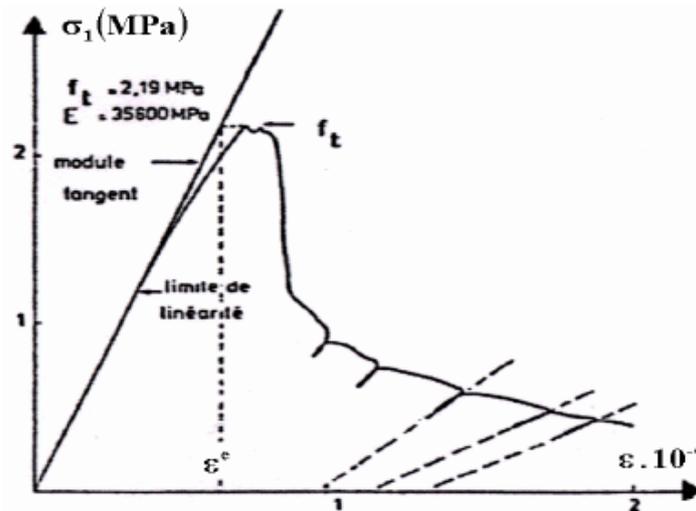


Figure 22 : Comportement du béton en traction directe Terr-1980.[48]

L'interprétation de cette courbe fait apparaître distinctement deux phases :

- le pré pic ($\sigma < f_t$) où la courbe s'écarte assez peu de la droite élastique. Selon Terrien [51], les premières dégradations apparaissent à environ 50 % de la contrainte maximale. La meilleure façon d'étudier les phénomènes qui se passent dans cette phase est la technique de l'émission acoustique. Trois types de spectres ont été observés selon le degré d'humidité du matériau : bas (0-50Hz) lié à la migration de l'eau présente dans le béton humide, moyen (jusqu'à 200Hz) et élevés (jusqu'à 300Hz) sont liés à la décohésion des interfaces et à la progression de microfissures. Par ailleurs, la localisation dans la phase pré pic indique la présence de plusieurs sources d'émissions dispersées dans le matériau.

- Le post-pic (phase d'adoucissement) où la contrainte chute brutalement avant de se stabiliser.

- Les microfissures se propagent dans la pâte de ciment selon le mode I de rupture pour constituer une fissure continue perpendiculaire à l'extension principale, tandis que les déformations continuent de croître. Les cycles de déchargement- chargement permettent de constater une chute importante de raideur et l'apparition de déformations résiduelles.

La figure (23) représente l'ensemble des courbes contraintes - déformations du béton avec différents agrégats sous tension uni axiale Chen [16]. Pratiquement toutes les courbes sont linéaires jusqu'à un niveau élevé de contraintes. Jusqu'à un niveau de contraintes ne dépassant pas 60% de la résistance maximale à la traction, f_t l'effet des microfissures sur l'allure de la courbe contraintes - déformations est négligeable. Ceci se traduit par un module de Young constant. Ce niveau de contraintes correspond à la limite élastique en traction. Au-delà de cette limite, des bandes de

microfissures apparaissent et donnent naissance au comportement non linéaire. Le rapport f_t/f_c se situe généralement entre 0.05 et 0.10.

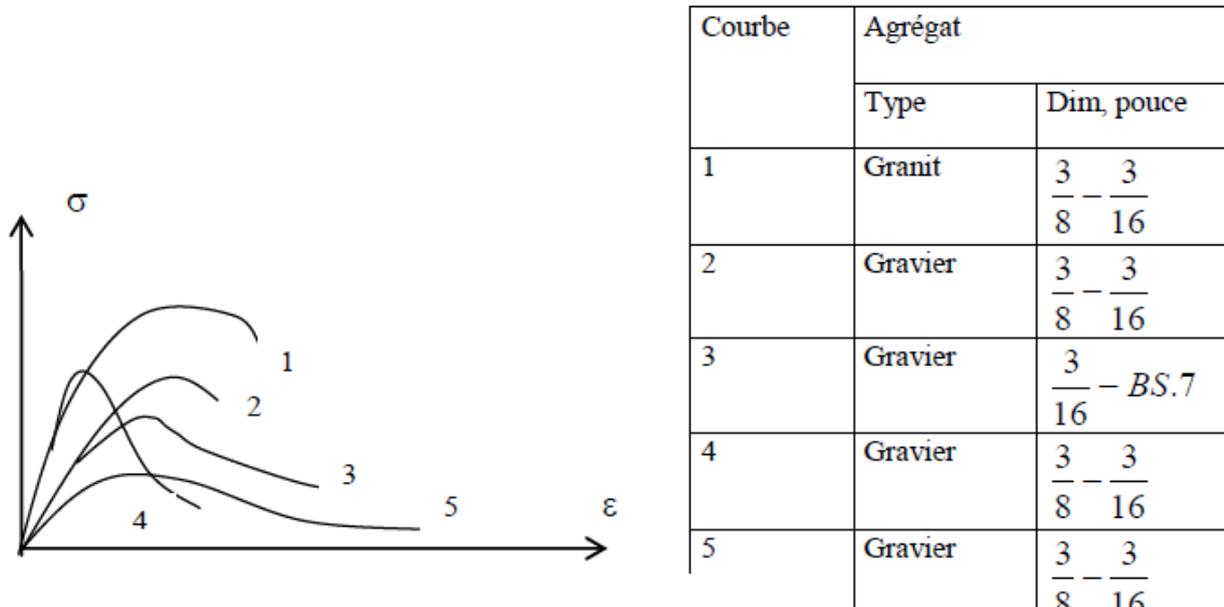


Figure 23: Courbes contraintes-déformations pour un béton sous traction uni axiale avec différents types d'agrégats.

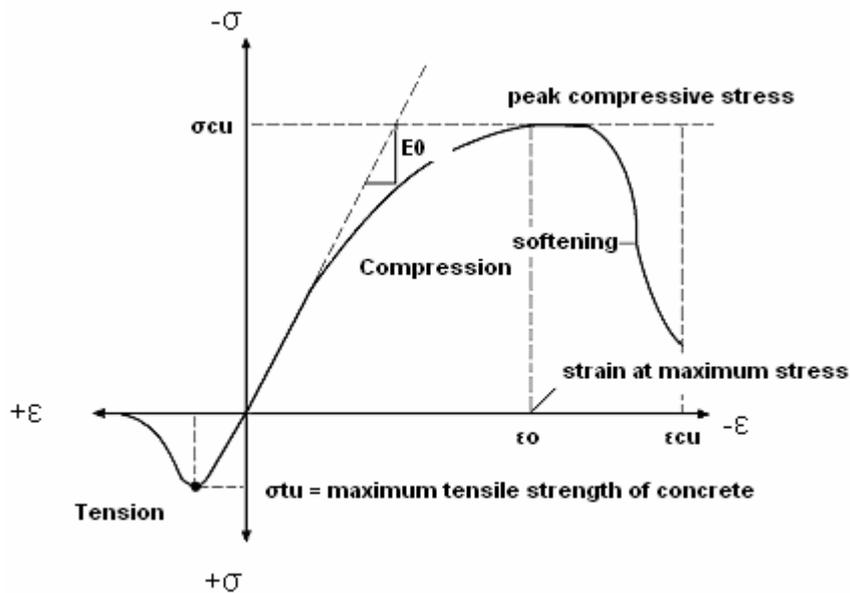


Figure 24: Relation constitutive typique pour le béton.

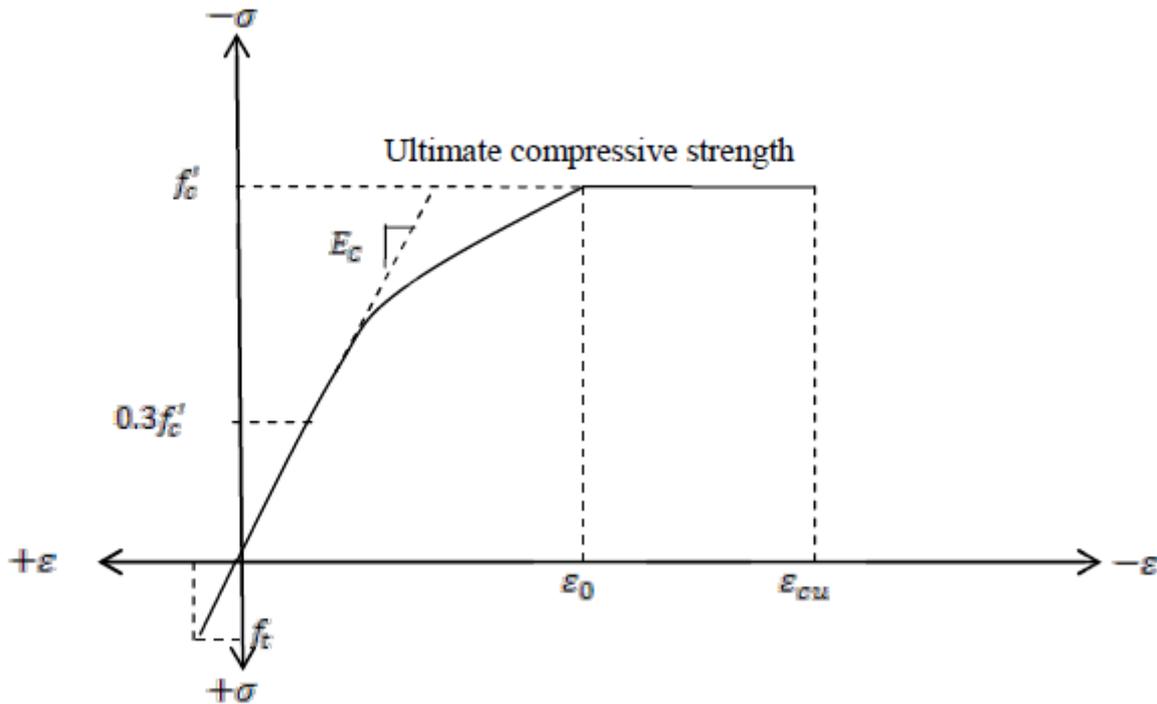


Figure 25: Modèle constitutive uni axial du béton.

2.9.3 Comportement du béton sous contraintes bi axiales :

Les courbes typiques contraintes - déformations pour le béton sous un état de contraintes bi axiales dans les régions : compression bi axiale, traction - compression et traction bi axiale sont montrées sur les figures (26), (19) et (20) Ces différentes courbes sont obtenues expérimentalement par Kupfer [36]. Les courbes contraintes - déformations sont linéaires jusqu'à 30% de la contrainte de rupture. Ce point est généralement considéré comme la limite élastique. Au-delà de cette valeur, les courbes sont non linéaires. Le non linéarité est plus prononcé au niveau du pic de contraintes. Dans le cas d'un état de contraintes bi axiales, on remarque l'existence d'une branche descendante. Ce qui n'est pas le cas pour un état de contraintes tension - compression. On remarque que les déformations ultimes sont environ trois fois plus importantes pour un état de contraintes de compression - compression que pour un état de contraintes traction - compression. On déduit que le béton possède un comportement ductile sous des contraintes de confinement. Par contre, il présente un comportement fragile en présence de la traction. La figure 2.12 montre les enveloppes des résistances ultimes de différents bétons obtenues par Kupfer [33] . On constate que la résistance ultime du béton sous compression bi axiale est supérieure à celle de la compression unie axiale. La raison essentielle de cette augmentation est due au confinement des microfissures, réalèse par Bangash [6]Bangert [7]Bazant[9]. La résistance maximale augmente de 25% pour un rapport de contraintes $\sigma_1/\sigma_2 = 0.5$ et de 16% pour un rapport de contraintes $\sigma_1/\sigma_2 = 1$ sous un état de compression bi axiale. Dans la zone

traction - compression, la résistance à la compression décroît linéairement quand la contrainte de tension augmente. On remarque aussi que la résistance à la tension bi axiale est approximativement égale à la résistance en tension unie axiale et les courbes contraintes - déformations sont de formes similaires pour les états de traction unie axiale et bi axiale.

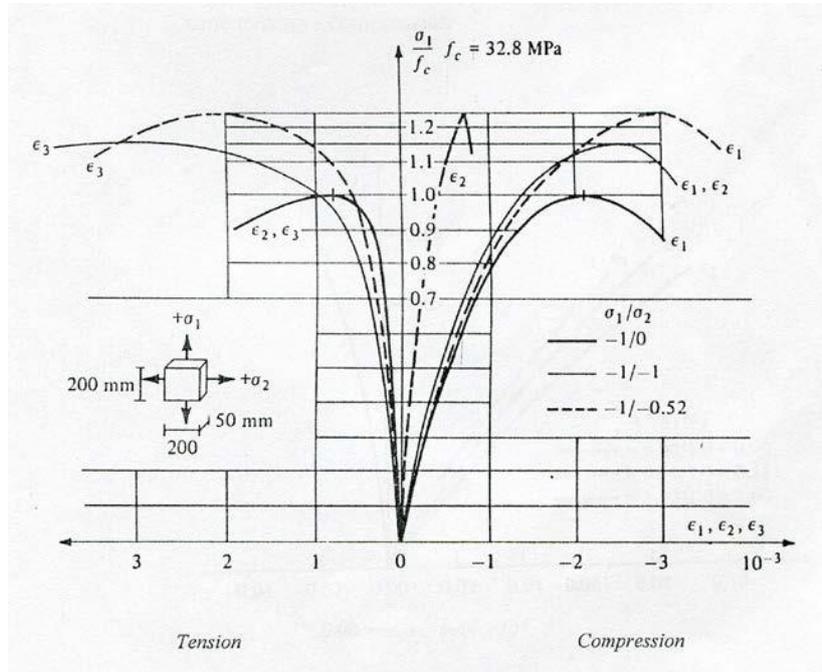


Figure 26 : courbes contraintes – déformations dans la zone de compression bi axial.

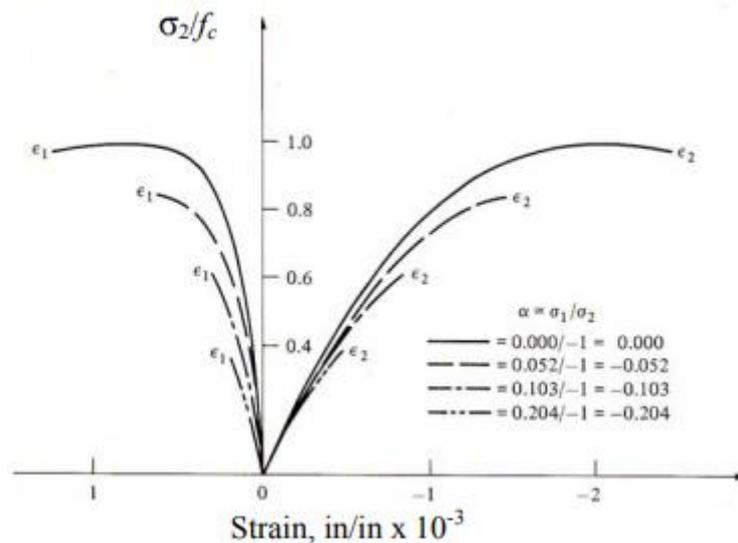


Figure 27: Expérimental stress-strain curves for bi axial tension-compression (Kupfer et al. 1969).

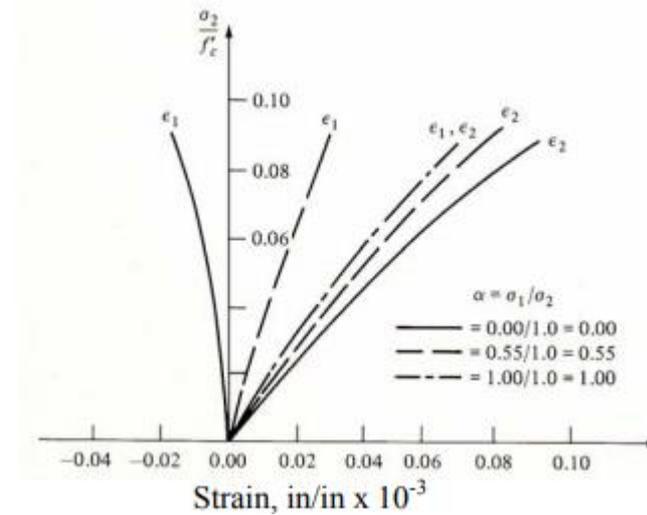


Figure 28 : Expérimental stress-strain curves for biaxial tension (Kupfer et al.1969).

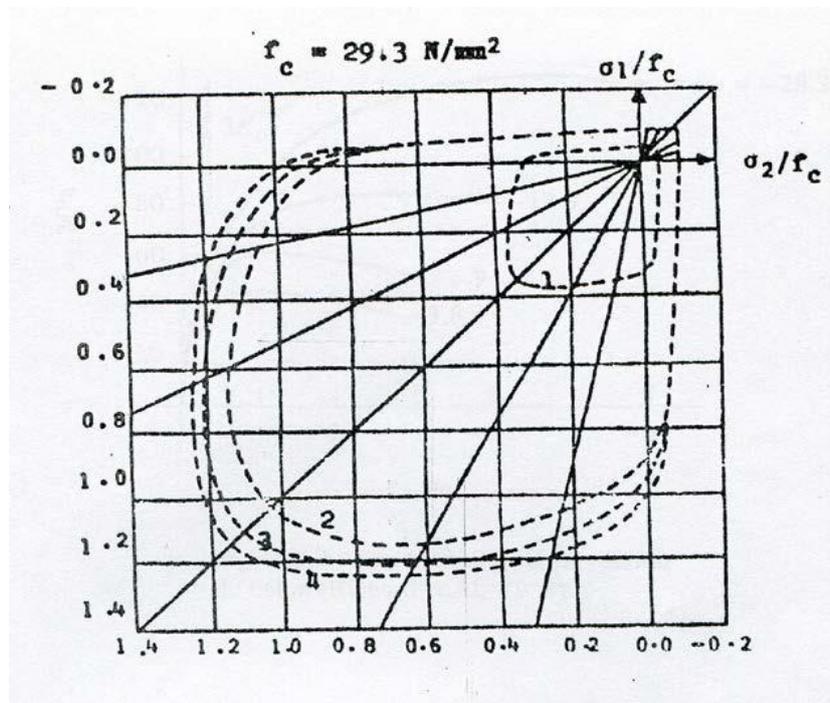


Figure 29 : Enveloppes du critère de rupture du béton.

2.9.4 Comportement triaxial du béton :

Due à la difficulté liée aux essais triaxiaux sur le béton, très peu de résultats sont reportés dans la littérature. Les seuls essais qui existent ont été conduits sous des contraintes de compression. La figure (30) montre les courbes typiques contraintes – déformations obtenues sous des sollicitations de confinement. Bangert [7] Bazant [9]. Ces dernières ont été réalisées à de basses contraintes de compression (de confinement). Le béton enregistre un comportement ductile. Ce comportement peut être aussi constaté sur la figure (31) obtenue pour des niveaux de contraintes élevés. On

remarque que plus les contraintes de confinement élevées, plus les déformations enregistrées ne sont importantes. La figure (32) représente schématiquement la résistance ultime du béton sous un état de contraintes triaxiales. Cette enveloppe appelée critère de rupture a été déduite, Chen [16], à partir de tous les essais concernant la résistance triaxiale du béton. On remarque que l'enveloppe du critère de rupture ressemble à un cône ayant une base plus au moins triangulaire à de basses contraintes de confinement évoluant vers une forme plus au moins circulaire à de hautes contraintes de confinement.

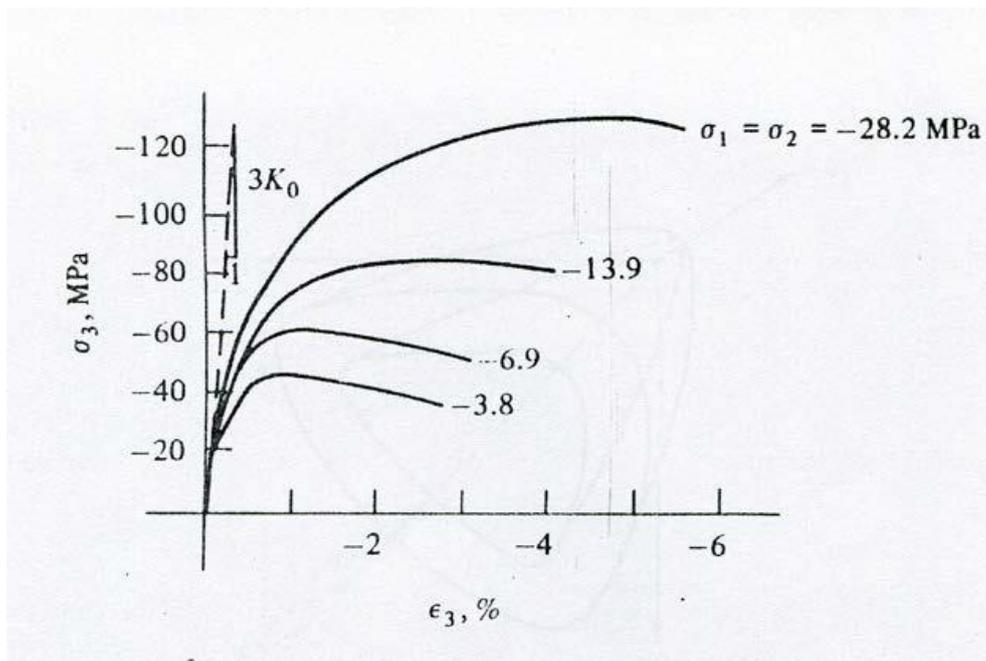


Figure 30 : Test triaxial de compression du béton

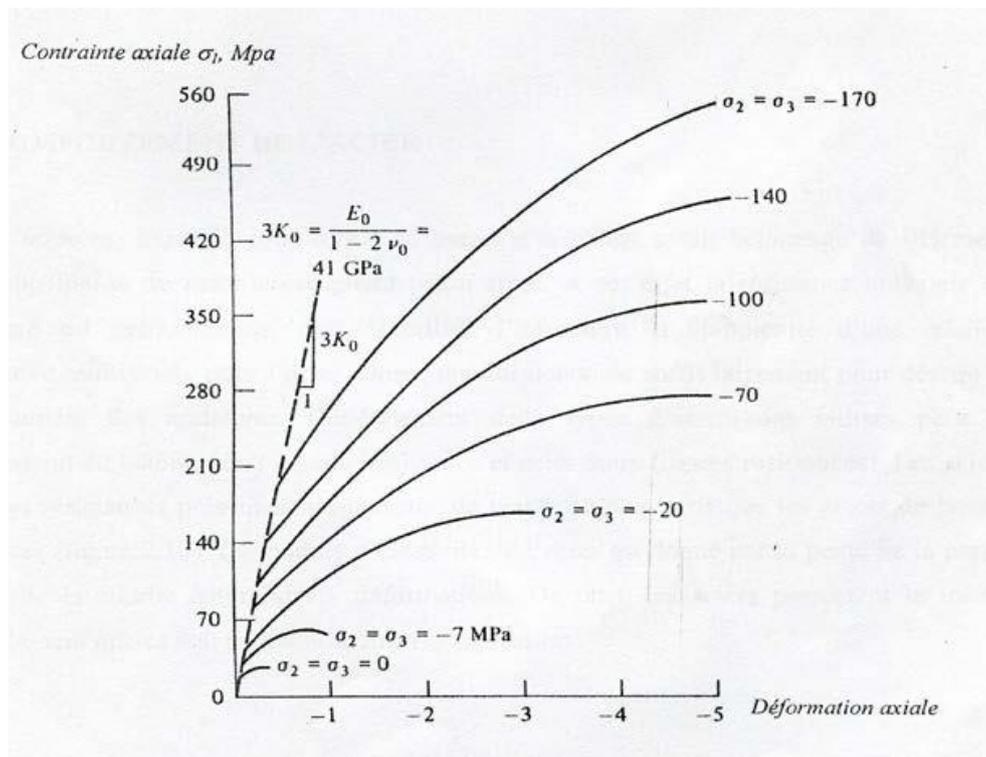


Figure 31 : Relations contraintes –déformations du béton.

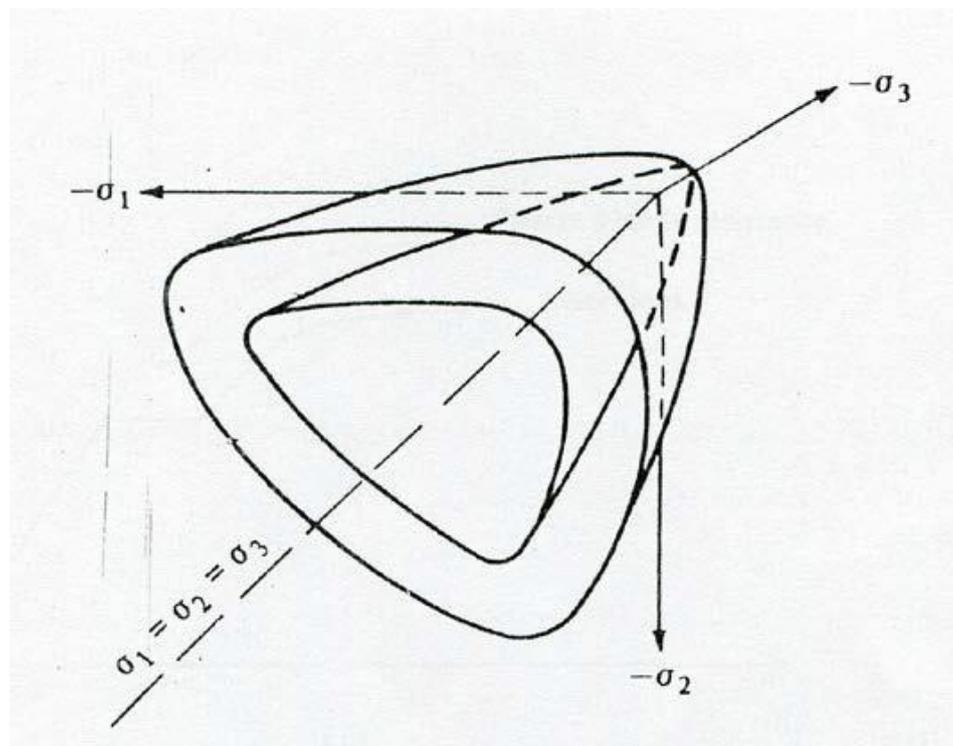


Figure 32 : Résistance ultime du béton sous un état de contraintes triaxiales.

2.9.5 Résistance au cisaillement

Dans le béton brut, le transfert des forces de cisaillement à travers le plan de la fissure se fait principalement par les granulats. Ce mécanisme de transfert de la force de cisaillement implique que la capacité du béton au cisaillement est déterminée par la largeur de l'ouverture de fissure. Considérant le transfert de cisaillement dans des échantillons de béton non armé, avec des zones de fissures constantes, Paulay et Loeber, [45]. ont observé expérimentalement que la relation contrainte-déformation de cisaillement est essentiellement fonction de la largeur de la fissure. Dans le cas où l'ouverture de la fissure est petite (environ 0.125mm), la contrainte de cisaillement de glissement est linéaire, la force de pic étant d'environ $0.20f_c$. Pour une ouverture plus grande (jusqu'à 0.5mm), on constate une certaine perte de rigidité, mais la contrainte de cisaillement maintient une capacité maximale d'environ $0.20 f_c$. La faible capacité de transfert d'effort de cisaillement se trouve dans le cas des grandes ouvertures de fissure (> 0.8 mm) Laible et al [37].

Dans le béton armé, la résistance en cisaillement est augmentée grâce à l'effet de confinement des armatures transversales avec une limite à $0.30 f_c$, Hofbeck [25]. Les études expérimentales montrent également que la contrainte de cisaillement dans ce cas présente une résistance résiduelle. Cette résistance en régime adoucissant est maintenue lorsque les glissements sont modérés, Walraven et Reinhardt [54], Bazant et Gambarova [9] ont proposé un modèle de cisaillement implanté dans un code élément finis en s'appuyant sur la théorie de bande de fissures. Les modèles de béton développés par la suite ont aussi intégré ce phénomène de façon directe ou indirecte.

2.9.6 Comportement du composite béton arme

On vient de voir que le béton présente un comportement fragile sous des contraintes de traction avec des résistances très faibles de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression. Pour remédier à cet inconvénient, on introduit des armatures afin de reprendre les efforts de traction dans le matériau béton. Si la résistance à la traction du béton dépasse la valeur limite de critère, il se forme une ou plusieurs fissures. Après formation d'une fissure, le béton ne transmet pas d'efforts dans une direction normale à la fissure. A cause de la présence d'armatures dans le béton qui traverse la fissure et de la rugosité de la surface de la fissure, des contraintes substantielles de cisaillement peuvent se développer. La rugosité de la surface de la fissure conduit au transfert de cisaillement par engrenage des agrégats. Cela est plus effectif lorsque l'acier traverse la fissure parce qu'il a tendance à s'opposer au mouvement relatif des deux lèvres de la fissure.

2.9.7 Comportement du béton selon la loi de rupture

Les approches d'élasticité linéaire de la rupture (LEFM- Linéaire Elastique Fracture Mécaniques) s'adaptent bien à l'hypothèse de comportement parfaitement fragile du béton. Les paramètres de rupture et la condition critique de propagation des fissures sont alors décrits selon les principes de la mécanique de la rupture en tenant compte des fonctions géométriques obtenues à partir des essais dans le laboratoire. Kaplan, et Glucklich ont introduit les formules analytiques de LEFM dans la modélisation du béton avec les facteurs d'intensité de contrainte K_I et les énergies de rupture G_f . Le béton est toujours considéré comme élastique et isotrope dans les zones hors des fissures Figure (33)

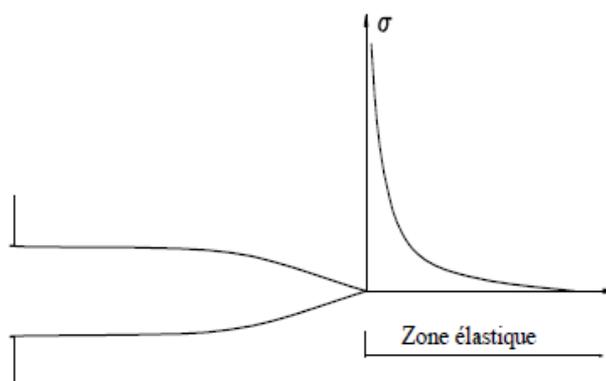


Figure 33 : Champ de contraintes selon LEFM (singularité au fond de la fissure)

Les approches non linéaires de la propagation des fissures (NFM – Non linéaire Fracture Mécaniques) tiennent compte du développement d'une zone non linéaire au fond de la fissure. L'évolution et la propagation des microfissures dans cette zone peuvent être représentées soit par un comportement d'endommagement du béton, avec la présence de FPZ (Fracture Presse Zone) Hiller Borg[24], Bazant [8] soit par un comportement plastique. Ces approches non-linéaires permettent une description plus précise de la propagation de la fissure et de la localisation de la déformation. Les résultats obtenus avec de telles approches sont donc meilleurs que ceux obtenus avec des approches linéaires.

Les deux modèles non linéaires les plus connus sont:

-Modèle de fissure fictive (FCM- Fictions Crack Model Hiller Borg [24]) appartenant au groupe des modèles de fissuration discrète avec le champ de déplacement discontinu (modèles discontinus) Figure (26).

-Modèle de bande de fissures (CBM - Crack Band Model Bazant [9] appartenant au groupe des modèles de fissuration répartie avec le champ de déformation discontinu (modèles faiblement continus) Figure (34).

A partir de ces modèles, les problèmes de propagation des fissures dans le béton sont résolus d'une façon relativement complète, notamment dans le cas de structures de dimensions suffisamment grandes.

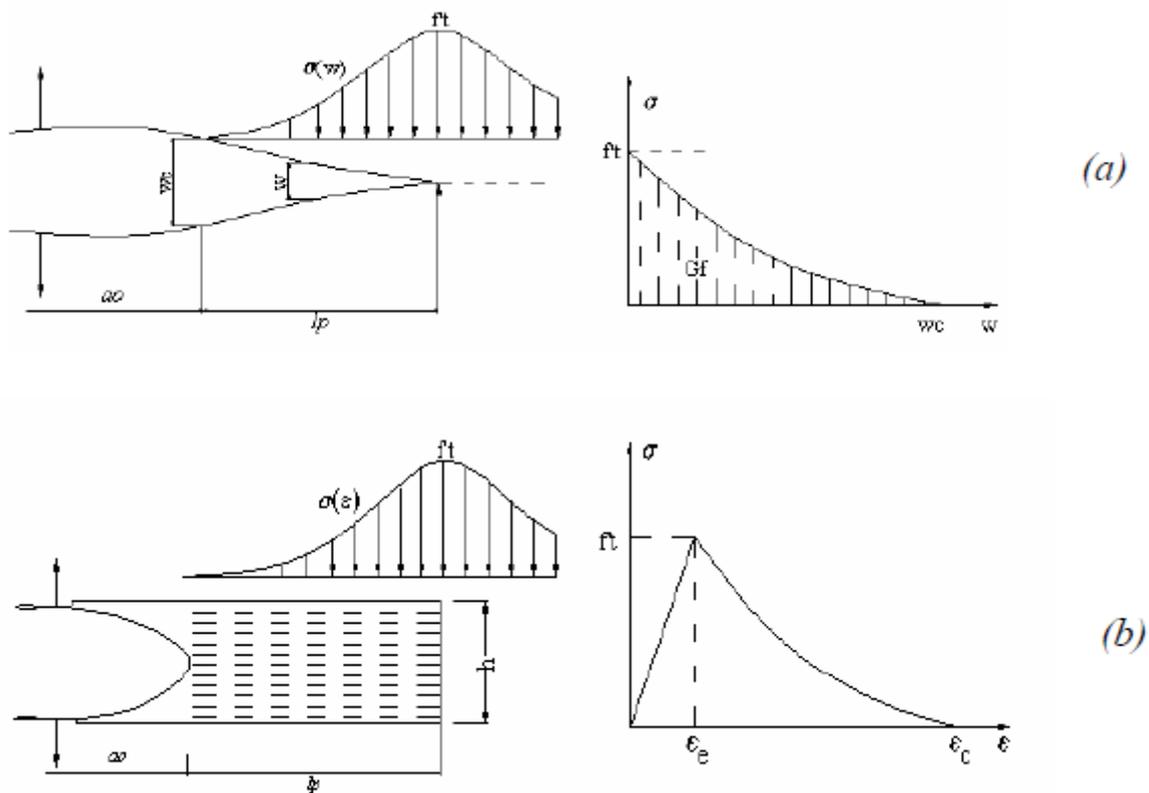


Figure 34 : Les modèles non linéaires de fissuration : FCM (a) et CBM (b)

L'inconvénient des modèles de rupture du béton est leur difficulté à les implémenter et à les utiliser dans un code aux éléments finis : il faut utiliser des éléments finis complexes, l'apparition des fissures va dépendre de la distribution géométrique des éléments. Ces différentes difficultés numériques empêchent le développement et l'utilisation de ces lois de comportement dans le calcul de réelles structures du génie civil.

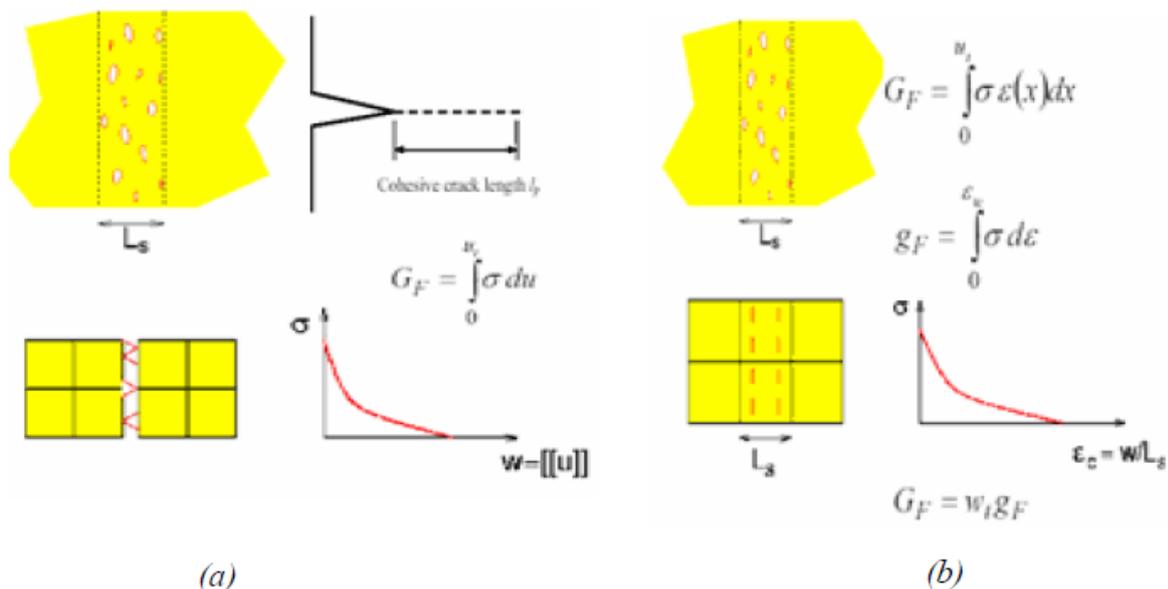
Quelques auteurs ont proposé des modèles approximatifs comme TPM (Two-Parameters

Model Hiller Borg[24]), SEM (Side Effect Model Bezan[9]), ECM (Effective crack model Karihaloo[35]). D'autres auteurs ont également proposé des modèles modifiés afin de surmonter les inconvénients décrits ci-dessus, comme MRCM (Modified Rotating Crack Model Jirasek[32]) ou ECEM (Embedded Crack Eléments Model Jirasek & T.Zimmermann[33]).

La simplicité et l'efficacité dans l'analyse de la propagation des fissures dans le béton sont l'objectif principal de ces derniers auteurs. Actuellement, plusieurs chercheurs tentent de développer de tels modèles en ayant recours aux techniques de régularisation décrivant la localisation des déformations dans les zones de rupture du béton avec l'objectif de relier les approches continues aux approches discontinues. Ces modèles portent donc le nom de «modèles de rupture non locale». Jirasek [33] a proposé les techniques de régularisation pour les modèles FCM et CBM Figure (35) :

-La régularisation partielle pour le modèle FCM avec la discontinuité du champ de déplacement Figure (35).a.

-La régularisation partielle pour le modèle CMB avec la discontinuité du champ de déformation Figure (35).



**Figure 35 : Les techniques de régularisation pour les modèles :
FCM (a) et CBM (b) Jirasek**

2.9.8 Autres propriétés

Le modèle de fissuration intégrée ECEM (Embedded Cracks Element Model) Figure (36). utilise en même temps la théorie de la mécanique de la rupture et la théorie de la mécanique de l'endommagement ; la fissuration est représentée par la loi de comportement local et l'endommagement est représenté par le paramètre d'adoucissement γ (variant de 1 à ∞) permettant de résoudre le phénomène «tresslocking ». Un type d'élément fini spécial est utilisé dans ce modèle appelé « élément fissuré » acceptant un saut de déplacement au sein de l'élément, la zone d'évolution de la rupture FPZ (*Fracture Process Zone*) est totalement par l'élément et ce dernier doit avoir donc une taille plus grande que celle de FPZ. Les résultats obtenus sont indépendants de la direction de FPZ et de l'élément. Les inconvénients de ce modèle sont similaires à ceux obtenus avec d'autres modèles discontinus ou faiblement continus. En outre, la restriction de diviser plus finement les éléments finis empêche la bonne convergence du calcul numérique, ce qui est aussi un point faible du modèle ECEM.

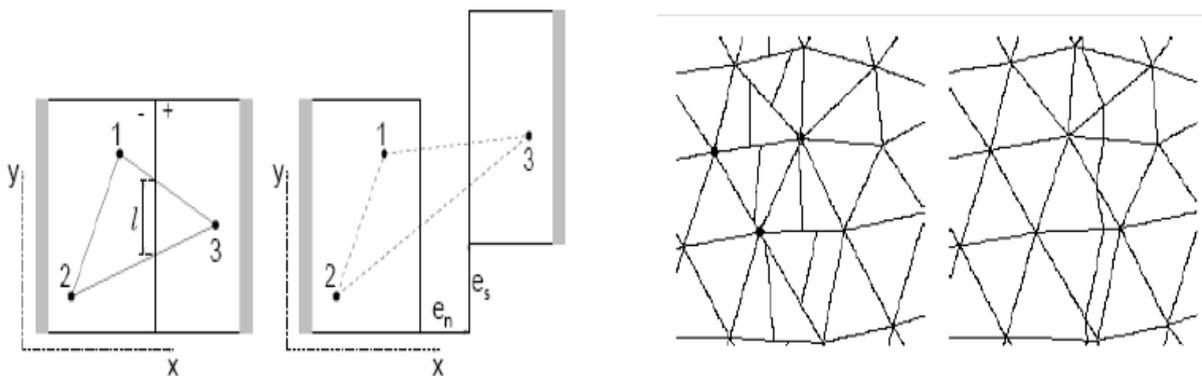


Figure 36 : Modèle de fissuration intégrée ECEM

2.10 Conclusion

La plupart des techniques innovantes touchent en premier lieu les organes d'étanchéité interne et externe. les barrages poids (BCR) représentent la technique la plus réussie et la plus répandue, mais elle n'a pas encore une conception universellement acceptée. L'économie est le critère majeur pour projeter ces types de barrage.

CHAPITRE 03

CHAPITRE 03

Rappel sur la mécanique de la rupture

3.1 Introduction

La mécanique de la rupture a globalement pour objectif de prévoir le comportement des fissures susceptibles de se trouver dans toutes structures industrielles soumises à des sollicitations mécaniques et thermiques. Lorsque le comportement d'une structure est globalement élastique et linéaire, on utilise la Mécanique Linéaire de la Rupture (MLR). Les deux approches de la MLR sont présentées : l'approche énergétique et celle basée sur le concept d'intensité des contraintes.

La Mécanique Non Linéaire de la Rupture traite de tous les autres comportements non linéaires : élasto-plastique, visco-élastique, visco-plastique

Deux approches sont étudiées : l'approche utilisant le déplacement à fond de fissure et celle basée sur le taux de restitution d'énergie.

Le premier objectif de la mécanique linéaire de la rupture est la détermination des critères de propagation de fissure des matériaux à comportement élastique linéaire. Dans ce cas, et en se basant sur les travaux d'Inglis [28], Griffith [23] a été le premier à introduire la notion de mécanique de la rupture en déterminant le taux de restitution d'énergie. Les premiers développements théoriques d'analyse des champs de contraintes, de déformation et de déplacement au voisinage d'une fissure ont été étudiés par Westergaad [56]. L'extension de cette théorie a été développée par Irwin [29] vers 1960 avec l'introduction de la notion du facteur d'intensité de contrainte. Ce facteur est relié à l'énergie de Griffith, il a permis d'établir un critère de rupture pour définir l'amorçage et le mode de propagation de fissure.

Ces différents paramètres de rupture sont exprimés soit en termes de contraintes en pointe de fissure soit en termes d'énergie de toute la structure fissurée.

3.2 Rupture fragile

La rupture fragile est caractérisée par l'absence de déformation plastique macroscopique, et donc par la propagation très rapide des fissures avec faible consommation d'énergie, les valeurs très élevées des contraintes locales peuvent provoquer la rupture fragile.

La rupture est bien nette, elle suit des plans cristallographiques, on parle de rupture par clivage.

Du point de vue énergétique, le taux de restitution d'énergie G représente l'énergie nécessaire à faire propager une fissure (a) de (Δa) .

Si ce taux est plus grand que l'énergie nécessaire à engendrer une fissure de (Δa), cette fissure (da) provoquera la rupture fragile.

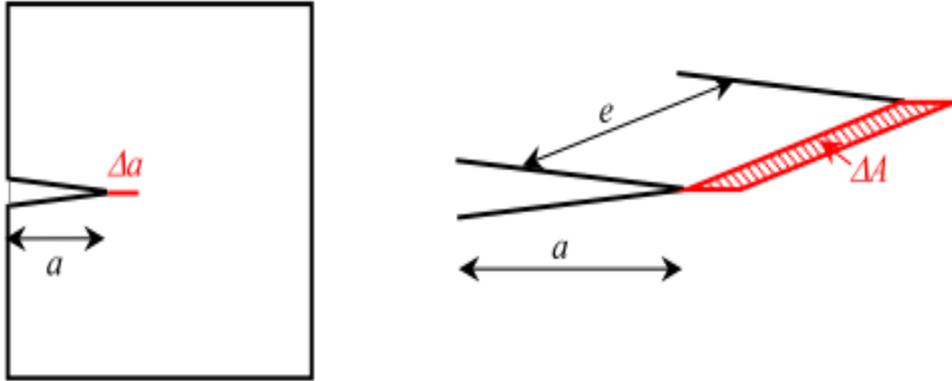


Figure 37 : Propagation de la fissure sur une longueur Δa .

3.3 Rupture ductile

La rupture ductile est liée essentiellement à la présence d'inclusions ou de précipités. Dans ce mode de rupture la déformation plastique macroscopique est importante et conduit à la rupture finale qui conduit à des microreliefs appelés cupules. Celle qui intervient généralement dans les opérations de mise en forme, ou plus simplement au cours d'un essai de traction uni axiale. Elle se caractérise par une localisation préalable plus ou moins importante de la déformation élastique et puis une déformation plastique locale plus ou moins élevée au moment où se produit la rupture finale.

L'exemple type est celui d'une éprouvette de traction cylindrique ; à partir d'un certain taux d'allongement, qui dépend de la capacité de consolidation du matériau, la déformation plastique se localise donnant lieu à la striction.

Si on interrompt la traction à cet instant on constate la présence de décohésions internes au voisinage de l'axe de l'éprouvette. Ces décohésions se produisent notamment au niveau des inclusions éventuelles (oxydes, sulfures, silicates,...), la rupture s'effectue en trois stades :

- 1- Formation de petites cavités plus ou moins proches selon la nature du matériau,
- 2- Croissance de ces cavités,
- 3- Rupture finale par cisaillement à 45° .

Les faciès types de rupture ductile se caractérisent par la présence de cupules aux sommets desquelles se trouvent généralement les traces des inclusions, ou les inclusions elles-mêmes.

3.4 Critère de rupture

En mécanique linéaire de la rupture deux critères principaux sont utilisés ; le premier proposé par Griffith [23] est basé sur une approche énergétique, le second proposé par Irwin [] est défini à partir du champ de contraintes à la pointe de fissure.

3.4.1 Approche énergétique

Au cours de ses travaux sur la théorie de la rupture fragile, Griffith a introduit le taux de restitution d'énergie, noté G correspondant à l'énergie libérée au cours de la propagation d'une fissure dans un solide parfaitement élastique.

Selon Griffith, la rupture intervient lorsqu'une énergie suffisante est restituée pour la création de nouvelles surfaces de rupture. Cette énergie provient de l'énergie élastique stockée dans le matériau et de l'énergie potentielle du système de chargement. Griffith [23] considère un solide d'épaisseur h , soumis à un chargement P , comportant une fissure de longueur $2a$. L'énergie libre totale du corps fissuré est égale à :

$$U = U_0 + U_s + U_E - W \quad (3.1)$$

Ou:

U_0 : est l'énergie de déformation du corps non fissuré.

U_s : est l'énergie de surface due à la formation de la fissure.

U_E : est la variation d'énergie de déformation élastique due à l'introduction de la fissure.

W : est la variation du travail externe.

Griffith a exprimé l'énergie totale dans le critère de rupture sous la forme :

$$\frac{dU}{da} < 0 \quad : \text{La fissure est instable (rupture fragile).}$$

$\frac{dU}{da} = 0$: la fissure est en équilibre.

$\frac{dU}{da} > 0$: la fissure est stable (rupture ductile).

Le paramètre G est représenté par l'aire entre les deux courbes $P = f(\Delta)$ correspondant aux fissures de longueur a et $a+da$. Si l'on considère un accroissement de la fissure d'une longueur da , pour un déplacement constant, on peut alors observer une diminution de la charge ΔP comme l'indique la figure (38) La variation de l'énergie du système est uniquement une diminution de l'énergie de déformation soit :

$$\Delta U_{pot} = \Delta U(\varepsilon) - \Delta U_{ext} \tag{3.2}$$

$$\Delta U_{pot} = \Delta U(\varepsilon) - 0 = \frac{1}{2} P_2 V_1 - \frac{1}{2} P_1 V_1 = \frac{1}{2} V_1 (P_2 - P_1) = \frac{1}{2} V_1 \delta P \tag{3.3}$$

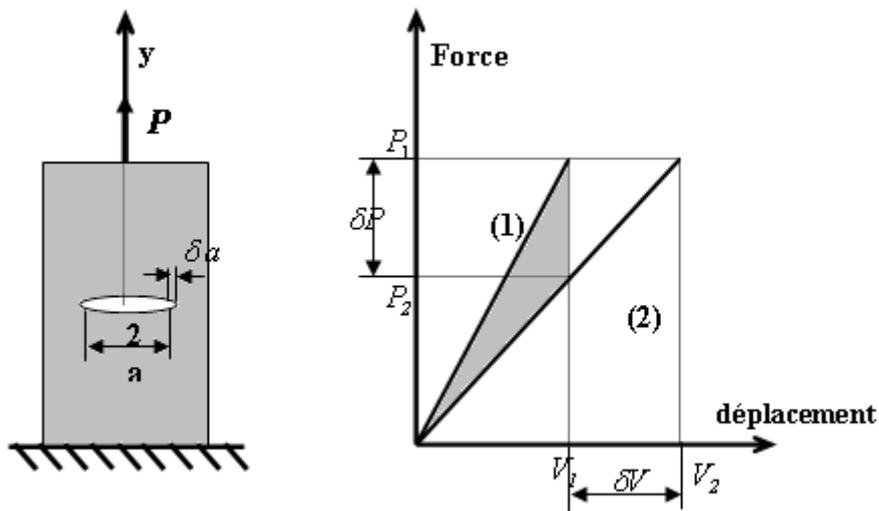


Figure 38 : Energie dissipative due à un accroissement de la fissure.

Lorsque les conditions aux limites imposées correspondent à une force imposée loin de (P_1) un accroissement de la fissure (a) à ($a + \delta a$), engendre une variation de l'énergie potentielle qui s'écrit donc :

$$\Delta U_{pot} = \Delta U(\varepsilon) - \Delta U_{ext} \quad (3.4)$$

$$\Delta U_{pot} = -\frac{1}{2} P_1 \delta V \quad (3.5)$$

Si l'on définit par :

$$V = C.P \rightarrow \delta P = K.\delta V \quad (3.6)$$

$$\Delta U_{pot} = -\frac{1}{2} C.P.\delta P = -\frac{1}{2}.K.V.\delta V \quad (3.7)$$

3.4.2 Approche locale

La deuxième approche considère les champs de contraintes et de déformation locaux autour de la pointe de fissure dans un matériau linéaire élastique. Ces champs, en particulier, celui de contraintes peut être défini uniquement par un paramètre K appelé facteur d'intensité de contraintes. La rupture peut intervenir lorsque K atteint une valeur critique K_c . En utilisant les fonctions de Westergaad [56], il est possible de décrire le champ de contraintes à une distance r de la pointe de la fissure.

3.5 Différents modes de rupture

La fissuration se manifeste par la séparation irréversible d'un milieu continu en deux parties appelées lèvres de la fissure ce qui introduit une discontinuité au sens des déplacements. Les mouvements possibles des lèvres de chaque fissure sont des combinaisons de trois modes indépendants.



Figure 39 : Corps fissuré et son repère en front de la fissure.

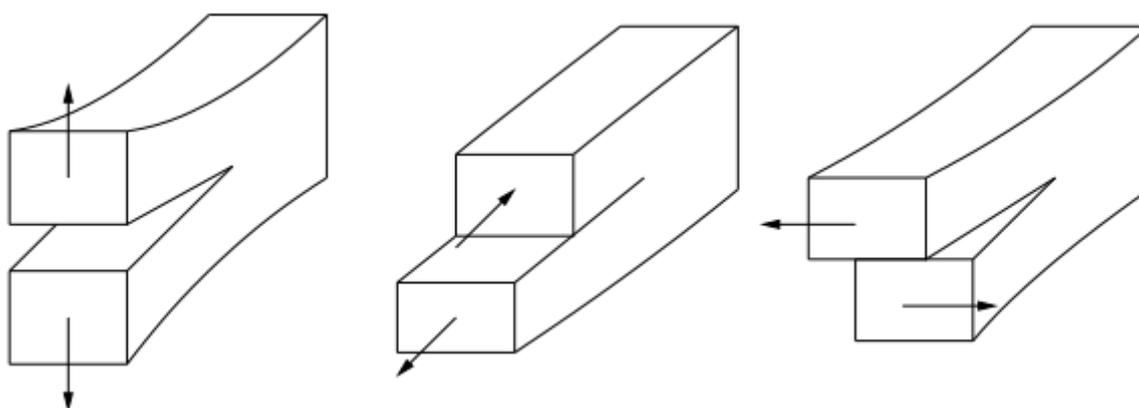


Figure 40 : Les trois modes fondamentaux.

• **Mode I (mode par ouverture) :** Mode d'ouverture où les lèvres de la fissure s'écartent l'une de l'autre selon la direction y , qui apparaît lors d'un chargement en tension σ_y . Le facteur d'intensité de contrainte du mode I est défini par

$$K_I = \lim_{r \rightarrow 0} \sqrt{2\pi r} \sigma_y(r, 0, 0) \quad (3.8)$$

En cas de compression, il ne peut être négatif car cela signifierait que les lèvres se pénètrent et il faut alors tenir compte du contact entre les lèvres.

• **Mode II (cisaillement plan) :** Mode de glissement où les lèvres glissent l'une sur l'autre selon la direction perpendiculaire au front de fissure x , qui apparaît lors d'un cisaillement τ_{xy} .

Le facteur d'intensité de contrainte du mode II est défini par

$$K_{II} = \lim_{r \rightarrow 0} \sqrt{2\pi r} \tau_{xy}(r,0,0) \quad (3.9)$$

• **Mode III (cisaillement anti-plan) :** Mode de déchirement où les lèvres se déplacent l'une par rapport à l'autre selon la direction parallèle au front de fissure z , qui apparaît lors d'un cisaillement τ_{yz} . Le facteur d'intensité de contrainte du mode III est défini par

$$K_{III} = \lim_{r \rightarrow 0} \sqrt{2\pi r} \tau_{yz}(r,0,0) \quad (3.10)$$

Le mode I est le plus dangereux pour l'extension d'une fissure, cependant une fois amorcée et pour des sollicitations mixtes ou des géométries complexes, la fissure a tendance à bifurquer, et reste donc rarement rectiligne (2D) ou plane (3D).

Le paramètre K qui fait la synthèse à lui seul de la géométrie de la pièce fissurée, de la longueur de la fissure et du chargement appliqué, est appelé facteur d'intensité de contraintes. Les facteurs K_I , K_{II} et K_{III} sont définis respectivement pour les modes I, II et III décrits ci-dessus.

Les champs de contraintes s'expriment à l'aide des facteurs d'intensité des contraintes

En mode I :

$$\begin{cases} \sigma_{xx} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right) \\ \sigma_{yy} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right) \\ \tau_{xy} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \end{cases} \quad (3.11)$$

En mode II :

$$\begin{cases} \sigma_{xx} = -\frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \left(2 + \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \right) \\ \sigma_{yy} = \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \\ \tau_{xy} = \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right) \end{cases} \quad (3.12)$$

En mode III :

$$\begin{cases} \tau_{xr} = -\frac{K_{III}}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \\ \tau_{yr} = \frac{K_{III}}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \end{cases} \quad (3.13)$$

3.6 Facteur d'intensité de contrainte

Introduits par G.R. Irwin [29] en 1957, les facteurs d'intensité de contraintes correspondent à des cinématiques particulières du mouvement des fissures. Dans le cadre de la mécanique linéaire de la rupture, les contraintes et les déformations au voisinage d'une fissure admettent un développement asymptotique dont le terme singulier s'écrit sur la formule 3.14.

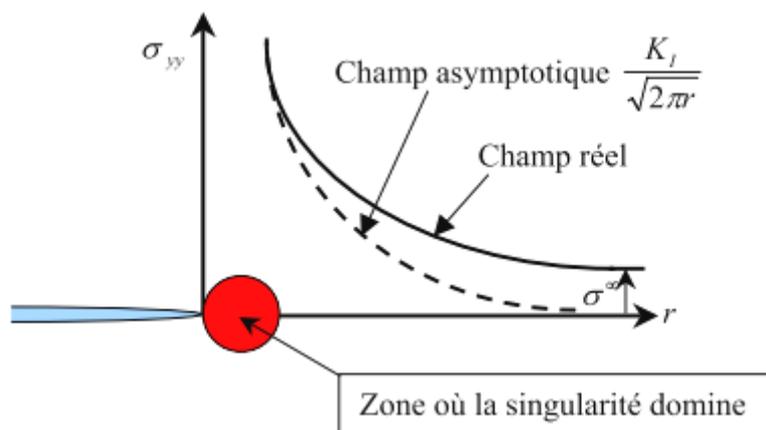


Figure 41 : Champ des contraintes au voisinage de la fissure σ_{yy} ($\theta=0$) [29].

Cette figure illustre la zone où la singularité domine c'est à dire lorsque la contrainte varie comme $\frac{1}{\sqrt{r}}$. Au-delà de cette zone, on retrouve les conditions limites loin de la zone fissurée et la contrainte σ_{yy} tend alors progressivement vers la contrainte appliquée σ_∞ . Le facteur d'intensité des contraintes (FIC) K_I définit l'amplitude de la zone de singularité.

Les contraintes dans cette zone augmentent proportionnellement à K_I qui caractérise alors complètement les conditions à l'extrémité de la fissure ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{ij} = K_a \frac{1}{\sqrt{2\pi r}} f_{ij}^a(\theta) \\ \varepsilon_{ij} = K_a \frac{1}{\sqrt{2\pi r}} g_{ij}^a(\theta) \end{array} \right. \quad \alpha = 1, 2, 3 \quad (3.14)$$

K_a est le Facteur d'Intensité des Contraintes (FIC) en mode α avec $\alpha=I, II$ ou III . Les fonctions f et g donnent la répartition angulaire ; leurs expressions en contraintes et déformations planes sont données ainsi dans plusieurs ouvrages de mécanique de la rupture François et Miannay [22]. Lorsque l'on se trouve en mode I pur, l'état local de contraintes et de déformations peut être caractérisé à l'aide du seul paramètre K_I .

3.6.1 Etude d'un milieu élastique fissuré

Dans un milieu élastique fissuré, la région proche de la pointe de fissure peut être décomposée en trois zones Zhang [60] :

- La zone d'élaboration au voisinage direct de la pointe de fissure. L'étude de cette zone (considérée comme ponctuelle d'un point de vue mécanique) est très complexe dans la mesure où les contraintes tendent vers l'infini (d'un point de vue théorique) à la pointe de fissure.
- La zone singulière: dans cette zone le champ de contrainte présente une singularité en $r^{-1/2}$
- La zone des champs lointains extérieurs aux deux précédentes raccorde la zone singulière aux conditions aux limites de chargement et déplacement.

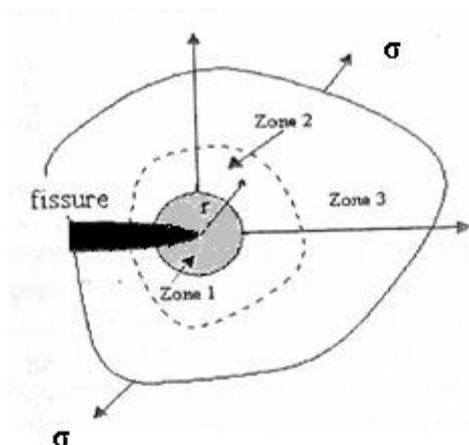


Figure 42 : Zone délimitant le voisinage d'une pointe de fissure [60].

C'est la singularité d'ordre $-1/2$ dans la zone singulière qui caractérise la solution obtenue en élasticité pure. Cette solution n'est malheureusement pas physiquement réaliste. En fait, les contraintes en pointe de fissure sont « écrêtées » par la plasticité, figure (42) François [22].

3.7 Critère de Von mises

C'est le critère le plus utilisé, il est applicable à un corps plastiquement isotrope, le seuil de plasticité est lié à l'énergie élastique de cisaillement ceci revient à négliger le troisième invariant.

Donc la fonction d'écoulement s'exprime par :

$$f(J_2, k) = 0 \quad (3.16)$$

$$k = \frac{1}{\sqrt{3}} \sigma_e \quad (3.17)$$

Les axes principaux :

$$f = [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] = 2\sigma_e^2 \quad (3.18)$$

Dans l'espace des contraintes principales, la frontière du domaine d'élasticité est un cylindre de section circulaire de rayon $\sqrt{\frac{2}{3}} \sigma_e$ et de génératrice parallèle à la direction $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$

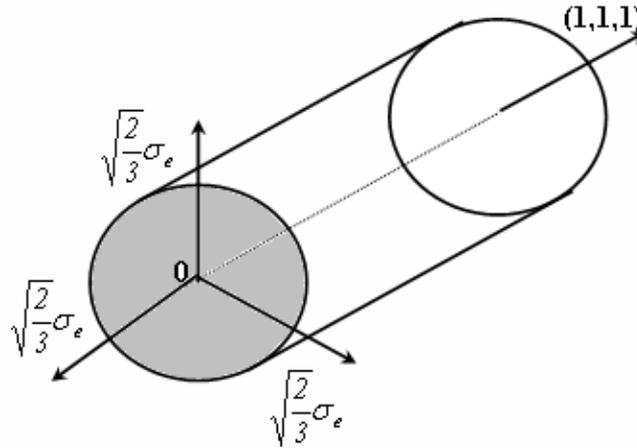


Figure 43 : Représentation géométrique du critère de Von Mises.

- En traction pure:

$$\sigma_y = \sigma_z = 0 \text{ donc : } \sigma_x = \sqrt{3}k = \sigma_e \quad (3.19)$$

- En cisaillement pur:

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \tau_{yz} = \tau_{xz} = 0, \text{ donc } \tau_{xy} = k = \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} \quad (3.20)$$

L'état de contraintes planes :

$$\sigma_z = \tau_{yz} = \tau_{xz} = 0$$

Dans le cas des axes principaux on obtient :

$$f = \sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3k^2 = \sigma_e^2 \quad (3.21)$$

3.8 Travaux réalisés :

Dunben Sun And Qingwen Ren [21] ont analysé l'endommagement d'un barrage gravitaire en béton sous séisme basé sur la transformation d'onde, ont proposé un nouvel indice global et le degré global de l'endommagement du barrage en utilisant une formule définie sous des actions sismiques données.

Dontsi Maken Dolice [20] a modélisé la fissuration thermomécanique des barrages en béton soumis aux variations saisonnières de température en régions nordiques par ABAQUS et ANSYS, il ont procédé une modélisation thermomécanique utilisant la méthode des éléments finis pour examiner

l'impact, la variation des propriétés mécaniques d'un barrage-poids en fonction de la température et l'effet de la pénétration de l'eau dans les fissures (ou le long des joints de construction), sur les contraintes, les déplacements et la fissuration. Il a montré que la différence au niveau des contraintes entre l'analyse où l'on fait varier les propriétés mécaniques selon la température et celle où les propriétés demeurent constantes n'est pas significative (de l'ordre de 5%). Toutefois, cette différence augmente à 20% lorsqu'on regarde les déplacements résultants. L'effet de la désintégration du béton de surface des faces exposées à l'air ambiant sur les facteurs de sécurité (glissement, renversement et soulèvement) a été étudié pour le barrage-poids. Il est montré qu'en deçà de 2 m de profondeur de désintégration, tous ces facteurs de sécurité ne sont pas significativement affectés.

Carlos Anibal Martin, Ayala Paredes [14] ont modélisé des barrages-voûtes sous l'action d'une sollicitation sismique uniforme, une étude paramétrique des différents modèles a été utilisée. Pour voir l'influence de la rigidité du sol et du barrage ainsi que celle de l'amortissement du barrage et de la fondation sur l'altération de la réponse sismique des modèles, en fonction de la taille du maillage, a comparé les réponses enregistrées avec les réponses calculées par les modèles. Ils ont conclu que les maillages raffinés représentent mieux la réponse, cependant on observe des dispersions dans certains modèles, raison pour laquelle on pense qu'un maillage encore plus raffiné. Ils ont obtenu une matrice d'impédance avec 5% d'amortissement de la fondation, et ont fait varier l'amortissement du barrage entre 1%, 2% et 3%. Ont observé aussi une bonne corrélation entre l'augmentation de l'amortissement et la diminution de l'accélération. Pour ce paramètre, ont remarqué que les modèles grossiers peuvent être jusqu'à quatre fois plus sensibles que les modèles raffinés. L'hypothèse de sollicitation uniforme peut donner lieu à des réponses surestimées. Il serait important d'approfondir les méthodes qui permettent les analyses avec sollicitation variable des appuis. Toutefois, le fait de connaître l'effet des paramètres de modélisation est important dans l'analyse dynamique.

Kazymyrenko Cyril [15] a étudié les lois de comportement des joints mécaniques de rupture et joint mécanique de frottement des barrages. En modélisant la rupture et le frottement entre les lèvres d'une fissure ou d'un joint (béton/rocher), basé sur une formulation cohésive de la rupture. Il a conclu que les deux lois de comportement décrites dans ce document, permettent de prendre en compte les principales non-linéarités du comportement des ouvrages : la phase d'ouverture de fissure (des joints mécanique de rupture) et la phase de glissement de ses lèvres (joint mécanique de frottement). Deux lois de comportement des joints mécanique de rupture joint mécanique de frottement sont introduites. Elles sont validées sur les cas tests élémentaires et le pseudo barrage-poids. La procédure du clavage est validée sur la simulation d'injection du coulis entre deux blocs rectangulaires encastrés au sol. Les procédures du sciage est validées par le sciage de deux blocs rectangulaires avec différents types

d'encastrement .Deux lois de comportement joints mécanique de rupture et joint mécanique de frottement sont introduites. Elles sont validées sur les cas tests élémentaires et le pseudo barrage-poids. La procédure du clavage est validée sur la simulation d'injection du coulis entre deux blocs rectangulaires encastrés au sol. La procédure du sciage est validée par le sciage de deux blocs rectangulaires avec différents types d'encastrement.

Patrice Droze [43] a modélisé le comportement non-linéaire d'ouvrage massif en béton non arme afin d'utilisation d'un critère de propagation de fissure, basé sur la mécanique linéaire de la rupture, impose la détermination de facteurs d'intensité de contraintes. Il a traité la modélisation de la fissure dans un réseau d'élément finis, le développement du modelé numérique de fissuration applique aux problèmes, afin de saisir le comportement réel des ouvrages en tenant comptée particulier du frottement dans les fissures en cisaillement et d'un développement tridimensionnel. Le calcul du comportement non-linaire pendant un séisme d'une section d'un barrage poids à lac vide a été effectué. Un schéma de fissuration susceptible de se développer l'ouvrage a pu être déterminé. De nombreux développements pourraient être effectués à partir de cette approche originale, afin de saisir le comportement réel des ouvrages, en tenant compte en particulier du frottement dans les fissures en cisaillement et d'un développement tridimensionnel de celles-ci.

José Sanchez Loarte et Maria Sohrabi [34] ont analysé la propagation de fissures dans les barrages en béton sous l'effet de la pression interne de l'eau. En étudiant la propagation des fissures influencées par la pression de l'eau et de définir une configuration d'essai expérimentale permettant la propagation des fissures en raison de cette charge. Ils ont réalisés et analysé numériquement une éprouvette pré-fissurée pour étudier la pression le long de la propagation de la fissure.

Albaadani Ghallab [1] a simulé numériquement par la méthode des éléments finis étendus sous le code de calcul ABAQUS.la fissuration dans un barrage à haute gravité en béton par pour différentes conditions de charge statiques et dynamiques afin de prédiques. La plage de fissuration du béton du barrage et la fissuration ont été discutées pendant une période sismique. Le des emplacements faciles à générer des fissures sont illustrés à partir de l'analyse et les résultats ont montré que, pendant l'activité sismique le barrage de Longtan était plutôt dangereux. En termes de résistance à un tremblement de terre d'une amplitude de 0,4 m / s, le barrage s'avère plutôt instable, et la fissure se produit rapidement en peu de temps et d'amplitude qui peut dépendre de plusieurs facteurs qui ont déjà été souligné. Les tremblements de terre sont rares dans la région où se trouve le barrage.et c'est probablement le facteur le plus critique derrière le résultat, avec le cas très extrême supposé dans les simulations, (c.à.d) force de soulèvement et interface faible

Boussekine Mourad [13] a modélisé numériquement la rupture du barrage produit par la formation d'une onde de submersion, à l'origine d'une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval du barrage hammam grouz - Algérie. Ils montrent que la majorité des ouvrages sera touchée d'un degré à un autre, des solutions ont été proposées pour minimiser les dégâts causés par cette rupture.

Thimbo Amadou [52] a étudié la fissuration des barrages-poids sous l'action sismique : en modélisant l'effet du taux de déformation sur la résistance dynamique en traction du béton de masse. Il a conclu que ne peuvent pas être généralisées pour tous les cas. Pour étudier de manière plus rigoureuse l'effet des contraintes initiales sur la résistance dynamique en traction du béton à l'échelle du matériau, il serait intéressant d'utiliser un modèle constitutif de béton capable de simuler la microfissuration du béton.

Markus Goldgruber [38] a simulé des barrages en béton sous chargement sismique par approche non-linéaire. A conclu que, l'approche linéaire ne conduit pas nécessairement à des résultats prudents et à des paramètres spécifiques pourrait influencer considérablement la réponse sismique. Par conséquent, les simulations non linéaires doivent être traitées avec prudence et nécessite une évaluation complète du personnel expérimenté avec une approche théorique et pratique.

Des simulations numériques systématiques et une étude paramétrique ont été réalisées en considérant différents cas de charges explosives, de distances de sécurité et de profondeurs explosives. En adoptant le facteur de choc, la charge explosive et l'impasse distance ont été condensés en un seul facteur déterminant, et une formule empirique a été proposée pour estimer les dommages du barrage en béton sous attaque d'une explosion sous-marine [57].

Des simulations numériques sont utilisées pour évaluer et prédire la stabilité dynamique du barrage de Koyna compte tenu interaction fluide-structure et sont également utilisés pour étudier l'évolution des dommages associés à début et développement de macro fissures dans la structure du barrage en raison de l'effet combiné de l'ASR synthétique (réaction alcaline-silice) et une charge sismique réaliste sur le barrage. Montrant que cette action combinée peut modifier considérablement le comportement dynamique des barrages en béton en raison de la dégradation du matériau en béton et du développement de fissures [42].

Au cours des deux dernières décennies, certaines méthodes comme E-FEM et X-FEM, des approches basées sur la régularisation des matériaux, des approches discrètes/multi-échelles ont suscité un grand intérêt de la communauté de la mécanique informatique, et un grand nombre d'articles ont été publiés dans les différents domaines de recherche. Cependant, jusqu'à présent, les applications pour la plupart étaient limitées aux références académiques et peu de cas de structures réelles ont été rapportés [33].

Les fissures, qui sont les défauts les plus courants dans les structures en béton, diminueront la capacité portante, la rigidité et la durabilité des structures d'ingénierie. Par conséquent, la détection des fissures est très importante dans l'ingénierie du béton.

L'ouverture du contact béton-rocher des barrages est un phénomène fréquemment observé, qui se traduit par une piézométrie locale caractérisée par des effets non-linéaires : effet de seuil et couplage de ses facteurs explicatifs (effets hydrostatiques, thermiques, et temporels).

pour aboutir à une meilleure compréhension des phénomènes hydrauliques ayant lieu à l'interface béton-rocher grâce à l'analyse et interprétation des mesures d'auscultation, et de caractériser l'état de dégradation du contact, en particulier son extension spatiale, à partir de ces mesures. Deux modèles ont été développés, l'un basé sur les réseaux de neurones artificiels, l'autre sur une formulation non-linéaire du modèle HST (Modèle Hydrostatique Saison Temps), permettant d'explicitement l'effet des différentes charges sur l'écoulement.

Puis, un modèle analytique d'écoulement a été formulé et investigué, construit à partir de cette description géométrique du contact, qui permet d'interpréter le champ de pression en plusieurs points de mesure d'un même profil [40].

Deng-Hong Chen et al [40]. Ont étudié les performances sismiques et modes de rupture du barrage gravitaire en béton de Jin'anqiao basé sur une analyse dynamique incrémentale, Ils ont conclu que sous les charges de mouvement du sol du barrage de Jin'anqiao, les emplacements où une défaillance fonctionnelle peut survenir se trouvent principalement dans la concentration de contraintes de la pente du barrage, la limite de la section de roulement, la jonction entre le barrage et la fondation du barrage, et le haut du couloir. Par conséquent, le renforcement de la protection sismique dans ces zones est propice à l'amélioration du niveau d'asismique global du barrage.

YUGUANG CHEN [58] a modélisé en 2D et 3D le comportement mécanique des grands CFRD Identification des caractéristiques des enrochements et comportement du masque d'étanchéité amont ; les résultats montrent généralement une bonne correspondance avec les mesures in-situ. La modélisation 3D explique, d'une manière plus convaincante, l'apparition des fissures sur le masque amont en béton des CFRD (Concrete Face Rockfill Dam). Certaines mesures constructives sont finalement proposées afin de limiter ou d'éviter ces désordres dans le masque.

Pierre Léger., a développé un modèle théorique pour la représentation des variations transitoires des sous-pressions dans les fissures de tension dans le béton où l'on connaît le mouvement sismique des

parois. Des essais expérimentaux sont effectués pour valider le modèle proposé. Le modèle implanté dans un logiciel d'éléments finis non-linéaire en fissuration discrète et réalisé sur un barrage de 90m de hauteur pour l'analyse sismique hydromécanique couplée des barrages en béton.

Les résultats montrent que l'eau peut pénétrer dans une fissure sismique produisant une saturation partielle ; de façon globale une réduction des sous-pressions lors du mode d'ouverture de la fissure par rapport aux valeurs pré-sismiques, ce qui est favorable pour maintenir la stabilité sismique au glissement vers l'aval.

L'hétérogénéité du béton entraîne des incertitudes sur ses propriétés de rupture qui affectent généralement la capacité de charge réelle et la fiabilité des structures en béton. Dans des études existantes, peu de recherches ont été rapportées sur l'hétérogénéité du béton qui tient compte du caractère aléatoire de l'amorçage de la fissure. Un modèle stochastique pour prédire le processus de croissance des fissures du béton en introduisant un critère de propagation des fissures en mode mixte I-II avec la ténacité initiale à la rupture, les effets de l'hétérogénéité du béton sur la courbe de charge en fonction du déplacement de l'ouverture de la fissure, la longueur de la zone de processus de fracture et la trajectoire de croissance de la fissure; En constatant que lors de la propagation de la fissure, l'hétérogénéité du béton a peu d'influence sur du déplacement de l'ouverture de la fissure, avant que la longueur de la zone de processus de fracture n'atteigne un maximum, et par la suite la trajectoire de croissance de la fissure est fortement affectée par l'hétérogénéité du béton. L'analyse de cette dernière montre que les valeurs de la charge de pointe prédite du modèle stochastique indiquent statistiquement qu'elles suivent la distribution normale, qui peut être utilisée pour l'analyse de fiabilité des structures en béton [41]

De nombreux chercheurs ont fait de nombreuses recherches sur la protection contre les fissures des barrages et ont exploré diverses règles pour protéger le barrage en béton des fissures. Autres ont proposé une prévision d'ouverture de fissures d'un barrage en béton par réseau neuronal récurrent (Recurrent Neural Network (RNN)), la distribution complexe et irrégulière des fissures fait la tâche d'un problème de recherche très difficile. Le réseau neuronal récurrent (RNN) est introduit pour la modélisation des fissures de barrage. En analysant l'importance des caractéristiques des facteurs d'influence sur les fissures, la largeur de la fissure du barrage de « Longyangxia » est modélisée et testée en utilisant l'unité récurrente fermée (GRU) et mémoire longue durée (LSTM). Les résultats

expérimentaux montrent que la méthode basée sur RNN proposé peut prédire efficacement le changement de fissure du barrage en béton [31].

Sur la base de la théorie du transfert de chaleur, une nouvelle méthode de détection des fissures pour les structures en béton sous-marines ont été présentée, qui identifiait les fissures en utilisant la différence de vitesse de refroidissement de la source de chaleur avant et après la fissuration. Pour réaliser cette méthode, un système de traceur de température composé d'un système de détection-chauffage, d'un tube de contrôle et de plusieurs tubes de gaine poreux a été conçu. Les effets des dimensions, de la porosité et de la conductivité thermique du tube de cuvelage sur les résultats de surveillance ont été étudiés à l'aide de la simulation numérique, et une série d'essais comparatifs de trois types d'échantillons ont été réalisés. Les résultats ont montré que cette méthode de détection des fissures était efficace et faisable, l'utilisation de tubage avec une plus grande porosité et une conductivité thermique inférieur pourrait améliorer les effets d'identification [30].

3.9 Conclusion

Le comportement en rupture d'une structure fissurée peut être décrit soit par l'approche globale basée sur un bilan énergétique, soit par l'approche locale basée sur le champ de contraintes en pointe de fissure. Dans l'hypothèse du comportement élastique linéaire, les différentes expressions du taux de restitution d'énergie permettent, d'une part, d'avoir des relations avec le facteur d'intensités de contrainte et d'autre part, une caractérisation expérimentale simple. Si ces deux paramètres (K et G) sont essentiels pour la mécanique de la rupture, elles ne restent valables que pour un comportement élastique linéaire. Cependant, la prise en compte du comportement réel des structures est nécessaire pour définir d'autres paramètres de rupture en tenant compte de l'effet de la plasticité.

CHAPITRE 04

CHAPITRE 04

RESULTATS ET DISCUSSIONS

4.1 Introduction

L'évolution d'une fissure dépend de plusieurs paramètres intrinsèques au matériau, tels que les propriétés géométriques et mécaniques de la structure, ou extrinsèques comme l'étendue de cette fissure ou la nature des charges appliquées. Tous ces paramètres doivent être pris en compte dans la simulation numérique, de façon à permettre l'étude de la propagation quasi-statique d'une ou de plusieurs fissures. On pourra alors se poser les questions suivantes :

- Quand la fissure va-t-elle se propager, puis (si le chargement ou la géométrie de la structure n'est pas symétrique) dans quelle direction de propagation , et enfin, va-t-on aboutir à une propagation stable ou instable ?

La modélisation par éléments finis a été un outil précieux pour étudier un large éventail pour étudier le comportement mécanique, néanmoins la modélisation de la fissure reste quand même une analyse complexe.

Nous étudions dans cette partie le comportement à la rupture du barrage sous chargements statique du à la pression hydrostatique. La comparaison des résultats obtenus permettra d'évaluer l'influence des paramètres de fissure, à savoir la longueur, l'orientation et sa position sur l'évolution du FIC (facteur d'intensité de contraintes) en basant sur le critère de la Contrainte Normale Maximale CNM.

4.2 Présentation générale d'ABAQUS

ABAQUS est un logiciel de simulation par éléments finis de problèmes très variés en mécanique. Il offre les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, statiques et dynamiques, Patrickh [44].

4.2.1 Présentation du module CAE

Le module CAE se lance en entrant simplement la commande (Abaqus.cae). Le module est représenté sur la figure (44).

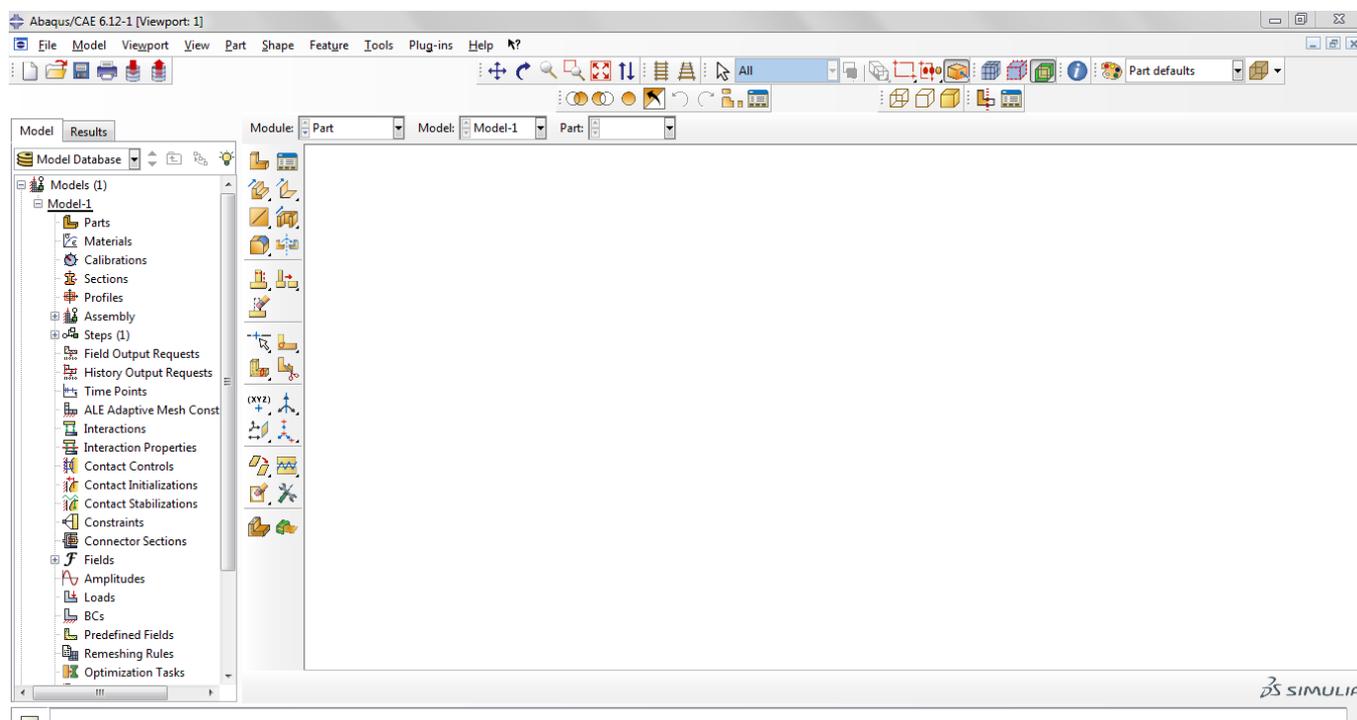


Figure 44 : Présentation du module CAE

Les huit premiers sous-modules servent à définir le problème mécanique à simuler. Le module Job est celui qui gère le passage du calcul de simulation. Enfin, le dernier module regroupe tout ce qui concerne l'exploitation des résultats sous forme de diverses visualisations.

4.3 Description géométrique et propriétés mécaniques du barrage

Cette étude repose sur une modélisation numérique à trois dimensions de barrage poids. Cette modélisation a été faite grâce au logiciel de calcul par éléments finis ABAQUS 6.12.1. La géométrie du modèle est représentée sur la figure (45), et possède les caractéristiques géométriques suivantes :

Tableau 3: les caractéristiques géométriques.

Partie béton :	Partie roche (base)
1. Hauteur de barrage (h_s) : 80m	6. Hauteur de base (h_b) : 80m
2. Largeur de barrage (b_s) : 60 m	7. Largeur de la base du barrage (b_b) : 60 m
3. Longueur de barrage (L) : m	
4. Hauteur en crête (h_c) : 5 m	
5. Largeur en crête (b_c) : 5m	

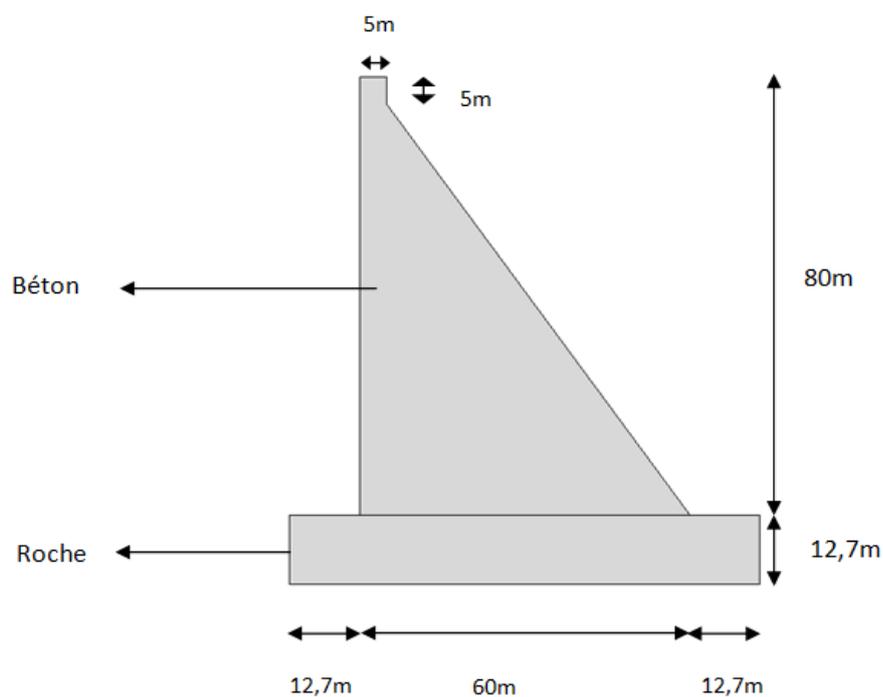


Figure 45 : Section transversale du barrage

Le comportement du barrage est supposé isotrope linéaire non amorti. Les propriétés mécaniques et physiques sont regroupées dans le tableau (4) :

Tableau 4 : Les caractéristiques du barrage poids.

Propriétés	Béton	Roche
Module d'élasticité(MPa)	3,3556.104	2,725.104
Coefficient de Poisson	0.255	0.165
la masse volumique (t/m^3)	2.5	

4.4 Chargement appliqué et conditions aux limites

Le chargement appliqué et les conditions aux limites sont représentés sur la figure(46).

1. Pression hydrostatique : suivant la hauteur de l'eau, $h=80m$;
2. Poids du barrage défini par sa masse multipliée par l'accélération de la pesanteur appliquée au centre de gravité du barrage ;
3. Encastrement au niveau de la partie roche.

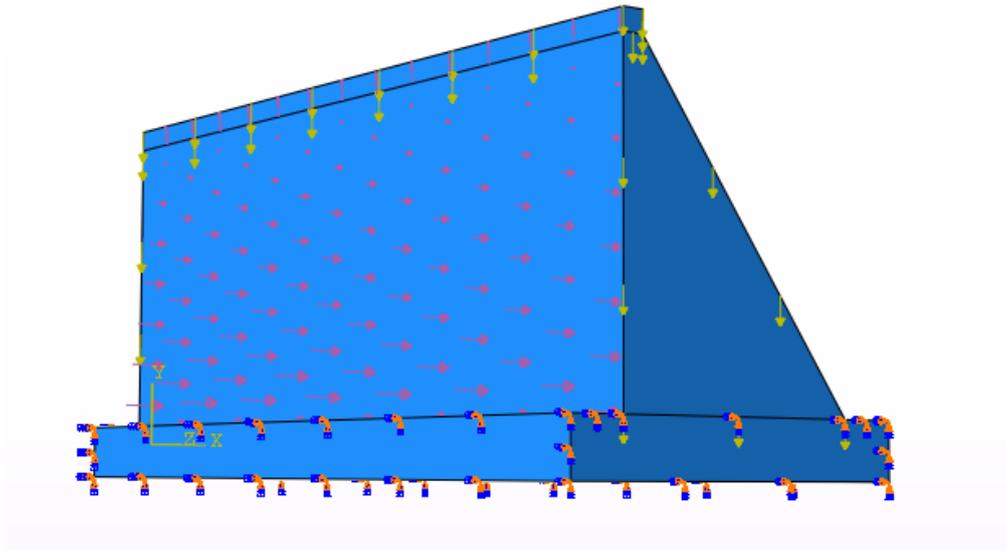


Figure 46 : Géométrie de barrage et les conditions aux limites appliquées

4.5 Maillage et le test de convergence

La structure a été modélisée en utilisant les éléments tétraédriques 3D à 4nœuds (C3D4-Abaqus), constituant les éléments suivants : corps barrage: 90822; roche : 286392 présente dans la figure (47).

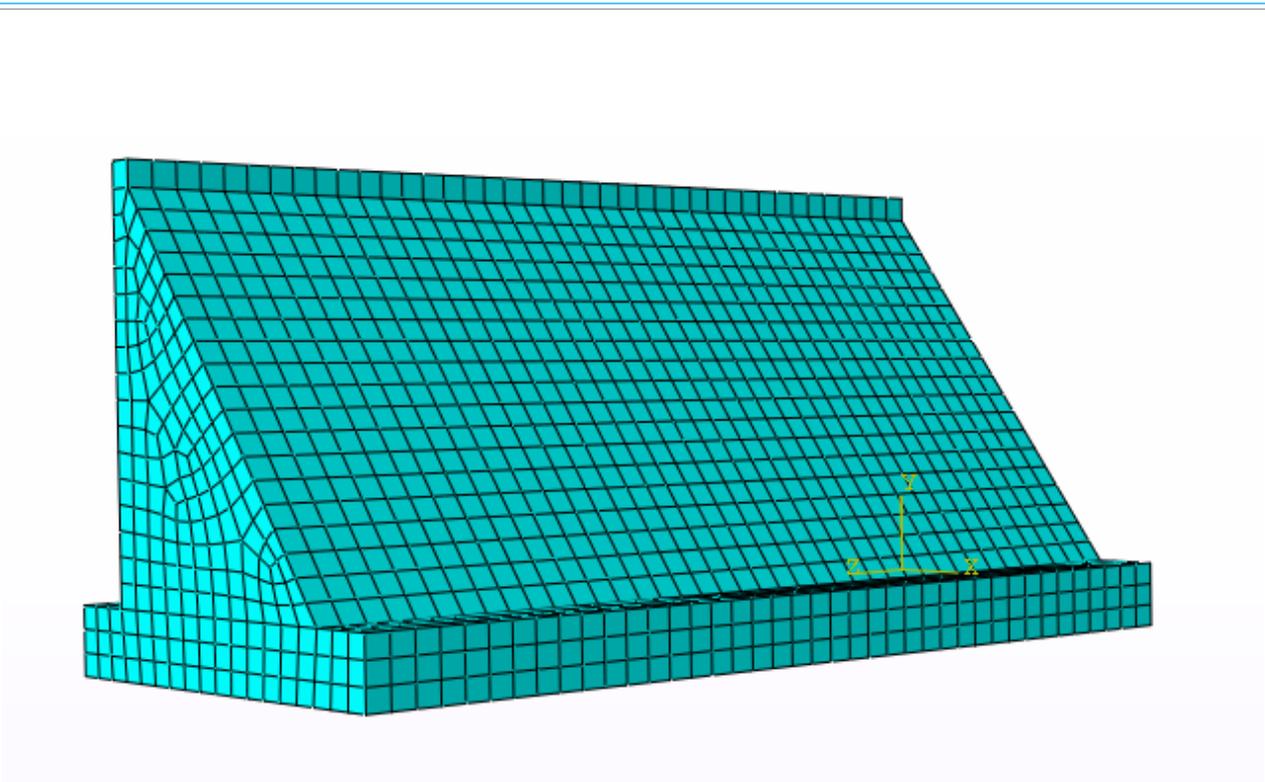


Figure 47 : Géométrie et maillage du barrage.

Le test de convergence consiste à générer le maillage par rapport aux tailles des éléments utilisés. Nous représentons sur la figure (48), la contrainte pour différents nombres d'éléments générés.

On remarque l'importance du raffinement du maillage sur la qualité des résultats numériques obtenus. Le raffinement du maillage et l'augmentation des éléments générés dans la simulation numérique convergent vers une stabilité des résultats du calcul.

4.6 Test de convergence

Ce test consiste à générer le maillage par rapport aux tailles des éléments utilisés. La réalisation est effectuée en trois dimensions avec des éléments hexaédriques linéaires à 8 nœuds. Nous représentons sur la figure (48), la contrainte pour différents nombres d'éléments générés.

On remarque l'importance du raffinement du maillage sur la qualité des résultats numériques obtenus. Le raffinement du maillage et l'augmentation des éléments générés dans la simulation numérique convergent vers une stabilité des résultats du calcul.

Dans notre cas nous avons opté pour nombre d'éléments $N= 7400$, selon la fiabilité de notre machine.

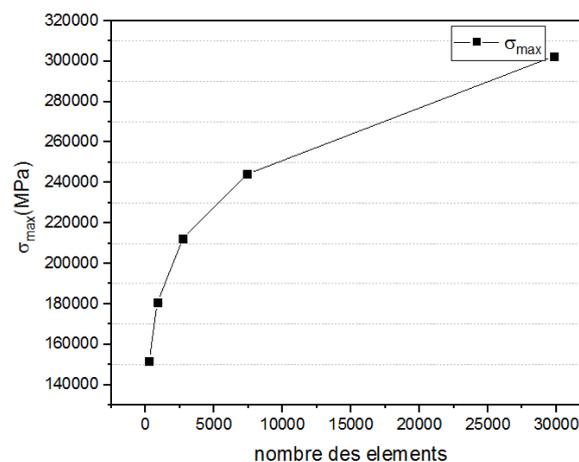


Figure 48 : Répartition des contraintes équivalentes de Von Mises en fonction du nombre d'éléments générés pour le maillage.

4.7 Effet de la pression hydrostatique.

L'étude du comportement en rupture d'une telle structure nécessite de déterminer la répartition de ses contraintes. Celles-ci jouent un rôle déterminant sur la résistance à la fissuration de la structure, en fonction de l'intensité des sollicitations mécaniques. A cet effet, on analyse par la méthode des éléments finis la distribution des contraintes sur la surface amont du barrage figure (49)

4.7.1 La répartition des contraintes suivant xx

La figure (49) montre le niveau des contraintes σ_{xx} dans la surface amont du barrage, on peut clairement voir que l'augmentation des contraintes en traction suivant cette direction sont dans la

partie basse près de l'interface vers la partie haute du barrage. Alors que les contraintes de compression maximale sont au centre du barrage. Nous remarquons que l'effet de la pression à l'amont est en traction alors qu'à l'aval il est en compression. Cependant, la présence des contraintes de tension au niveau de la base du barrage peut créer un risque de rupture les figures(50,51). On remarque aussi que les contraintes dans la roche sont supérieures à celles du barrage. La présence des contraintes de tension à l'interface peut générer la rupture de cette dernière.

Les contraintes suivant l'axe z (σ_{zz}), on remarque que les valeurs des contraintes sont supérieures aux contraintes σ_{xx} et S_{22} figure (51). Ces contraintes sont moins importantes et négatives.

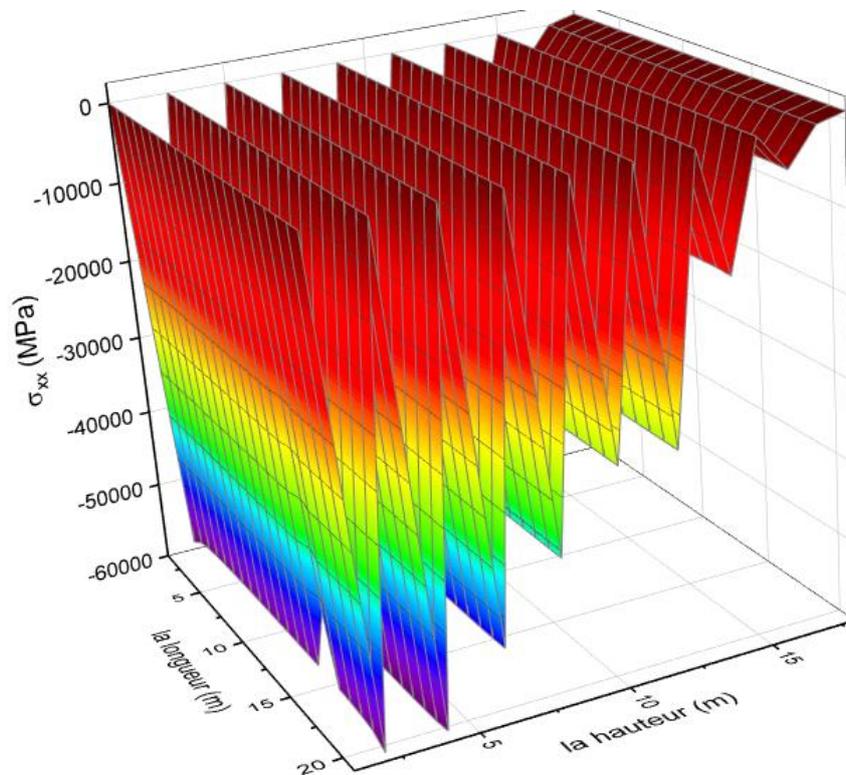


Figure 49 : La répartition des contraintes suivant xx (σ_{11}) en fonction de la hauteur de barrage

4.7.2 La répartition des contraintes suivant yy

Selon la direction y figure (51), on remarque que le poids du barrage a un effet d'équilibre des contraintes de la pression hydrostatique sur l'interface roche-béton. En effet, les contraintes σ_{yy} à l'interface engendrées par le poids du barrage sont négatives et leurs valeurs absolues sont du même ordre que les contraintes de la pression hydrostatique d'un barrage plein.

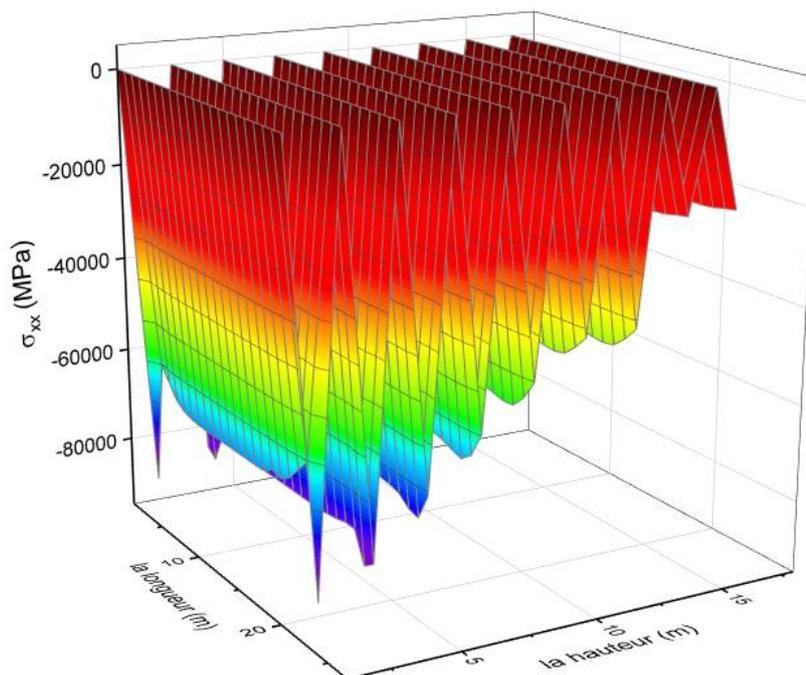


Figure 50 : La répartition des contraintes suivant yy (σ_{22}) en fonction de la hauteur de barrage

3.7.3 La répartition des contraintes suivant zz

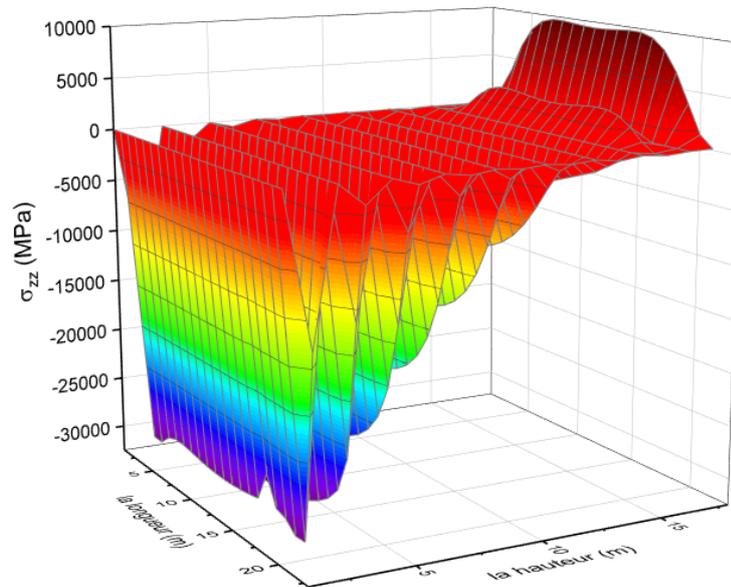


Figure 51 : La répartition des contraintes suivant zz (σ_{33}) en fonction de la hauteur de barrage

4.7.4 La répartition des contraintes suivant xy

La figure (52) présente la contrainte tangentielle τ_{xy} à la surface amont du barrage. Il est connu que les contraintes de cisaillement sont les plus dangereuses lors d'un chargement variable. On peut voir que l'intensité des contraintes de cisaillement est très grande près de l'interface avec la roche, sa valeur maximale est de l'ordre 34MPa, ceci montre que le risque de rupture à l'interface du barrage par cisaillement est très élevé. On remarque aussi que l'évolution de la contrainte τ_{23} et τ_{32} sont intensivement faibles Les figures (53,54)

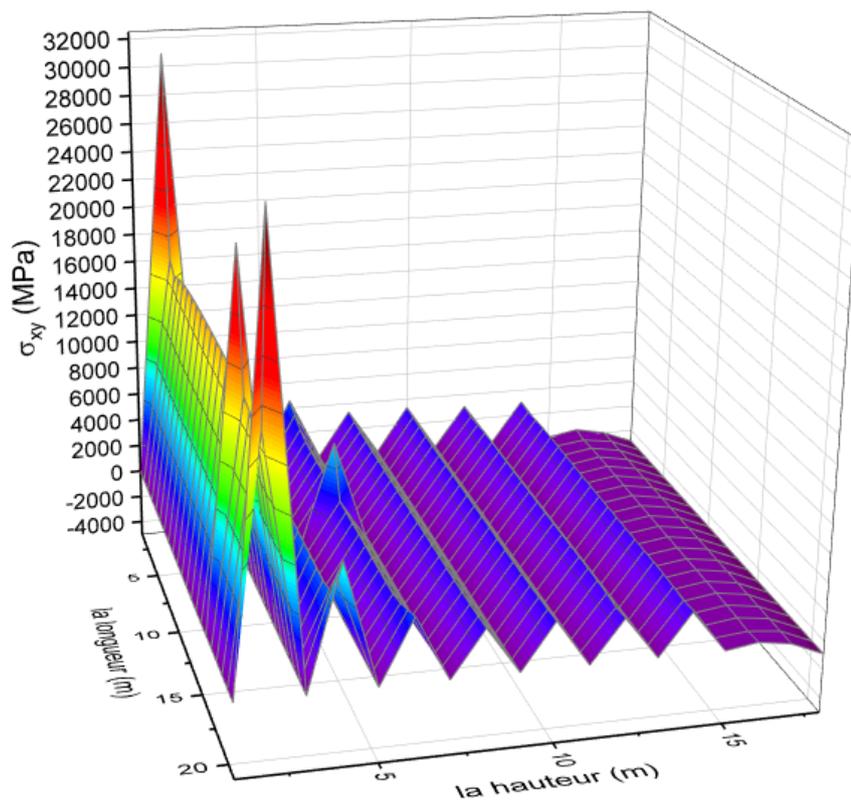


Figure 52 : La répartition des contraintes suivant xy (σ_{12}) en fonction de la hauteur de barrage

4.7.5 La répartition des contraintes suivant xz

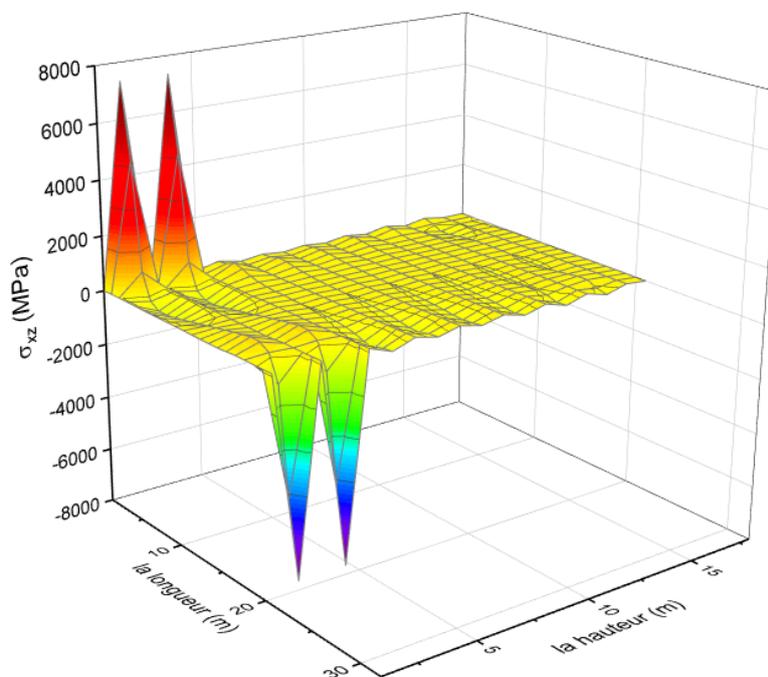


Figure 53 : La répartition des contraintes suivant xz (σ_{13}) en fonction de la hauteur de barrage

4.7.6 La répartition des contraintes suivant yz

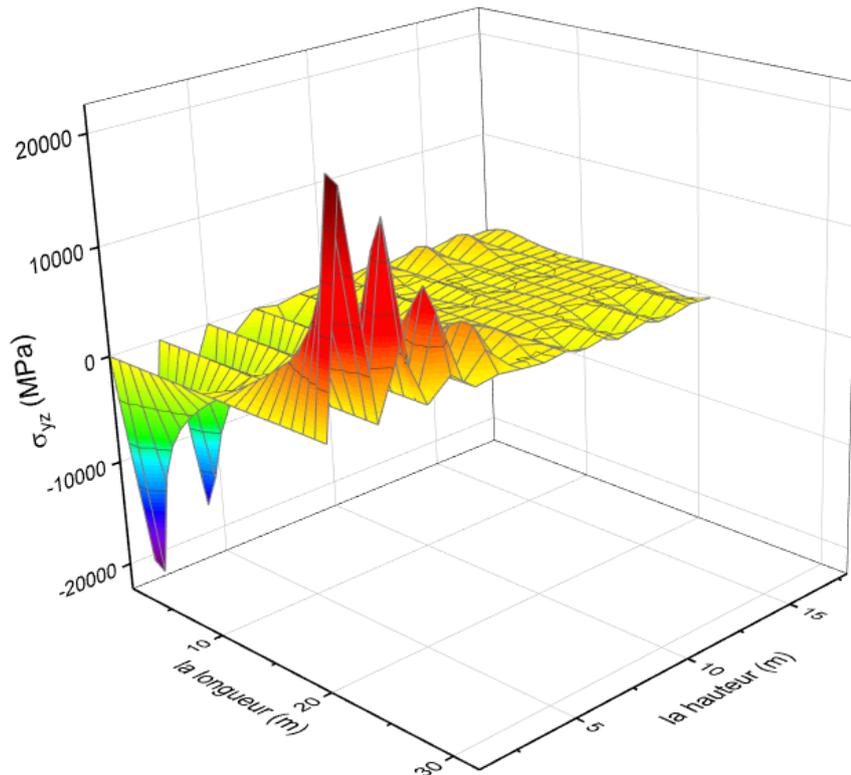


Figure 54 : La répartition des contraintes suivant yz (σ_{23}) en fonction de la hauteur de barrage

La distribution des contraintes suivant le plan xz et le plan yz sont présentées dans les figures (53,54) respectivement.

Sur ces figures, on remarque que la variation des contraintes de cisaillement crée une zone d'équilibre au bord des deux côtés de l'interface qui est très remarquable. Ce qui signifie que l'interface génère des contraintes de cisaillement les plus intenses atteignant une valeur moyenne de 40MPa.

Dans le cas des contraintes de cisaillement σ_{13} , σ_{23} , on remarque qu'elles sont négligeables loin de l'interface, sauf au niveau du bord libre en contact avec le réservoir d'eau.

4.7.7 La répartition de déplacements

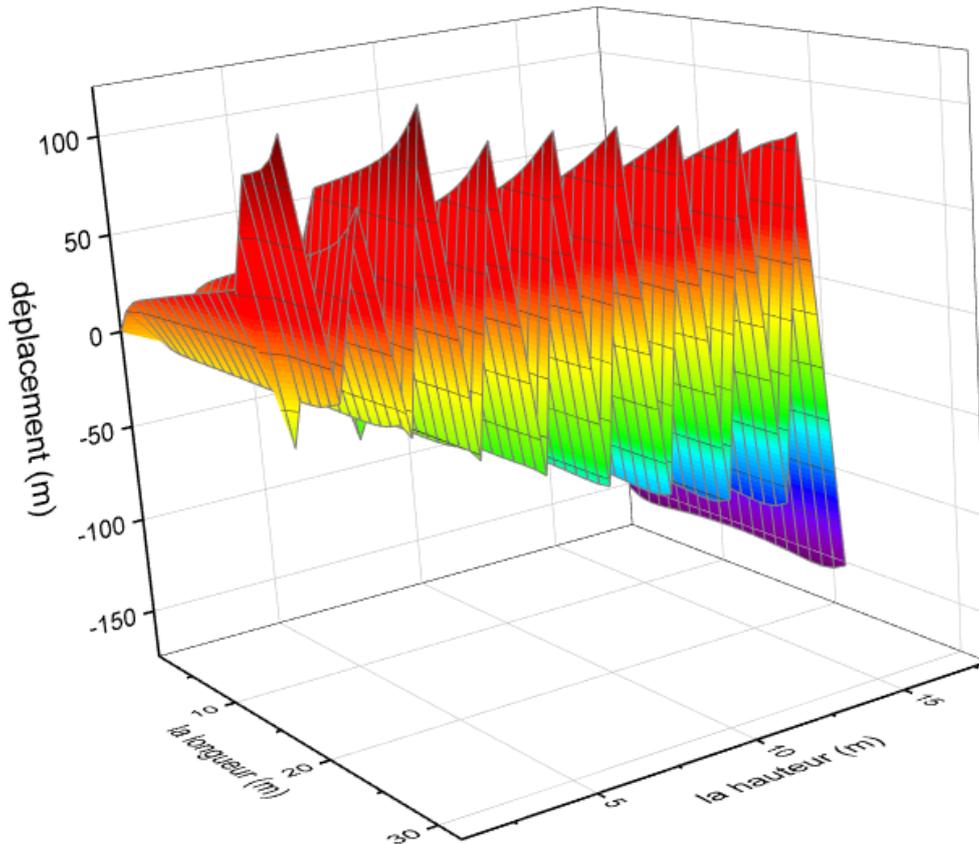


Figure 55 : La répartition de déplacements (U_2) le long de la hauteur du barrage

La représentation spatiale de déplacement du barrage en fonction de la hauteur et la largeur dans sa partie amont Figure (55). Dans cette figure nous remarquons que la variation de déplacement augmente proportionnellement avec la hauteur du barrage.

4.8 L'évolution de facteur d'intensité de contraintes d'une fissure elliptique :

4.8.1 Facteur d'intensité de contraintes le long de la hauteur :

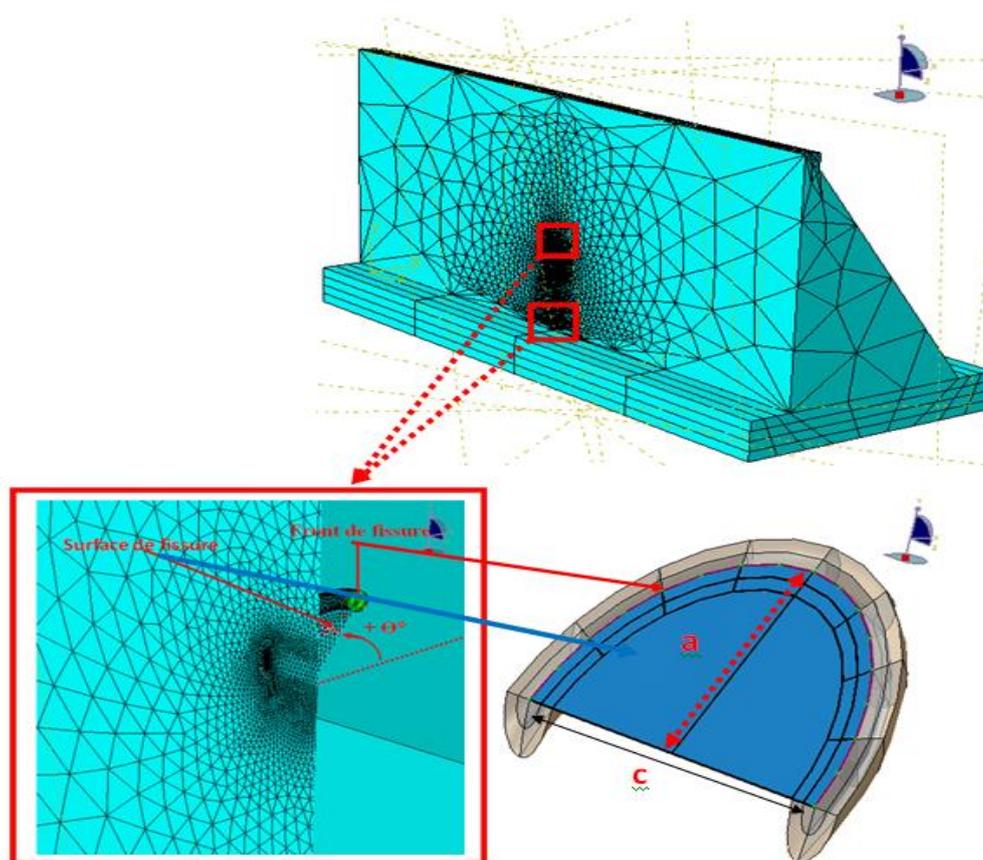


Figure 56 : Description géométrique de la fissure

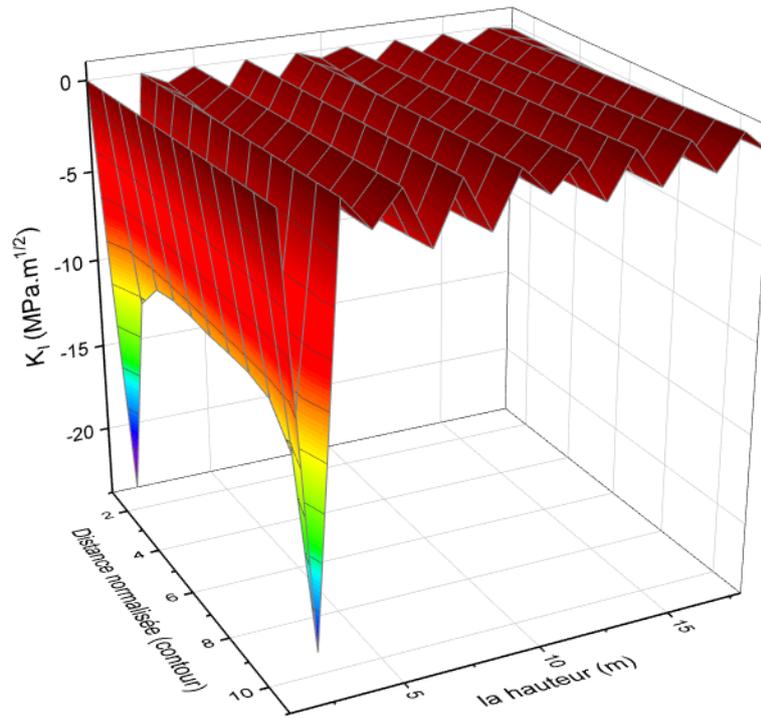


Figure 57 : facteur d'intensité de contraintes en mode I (K_I)

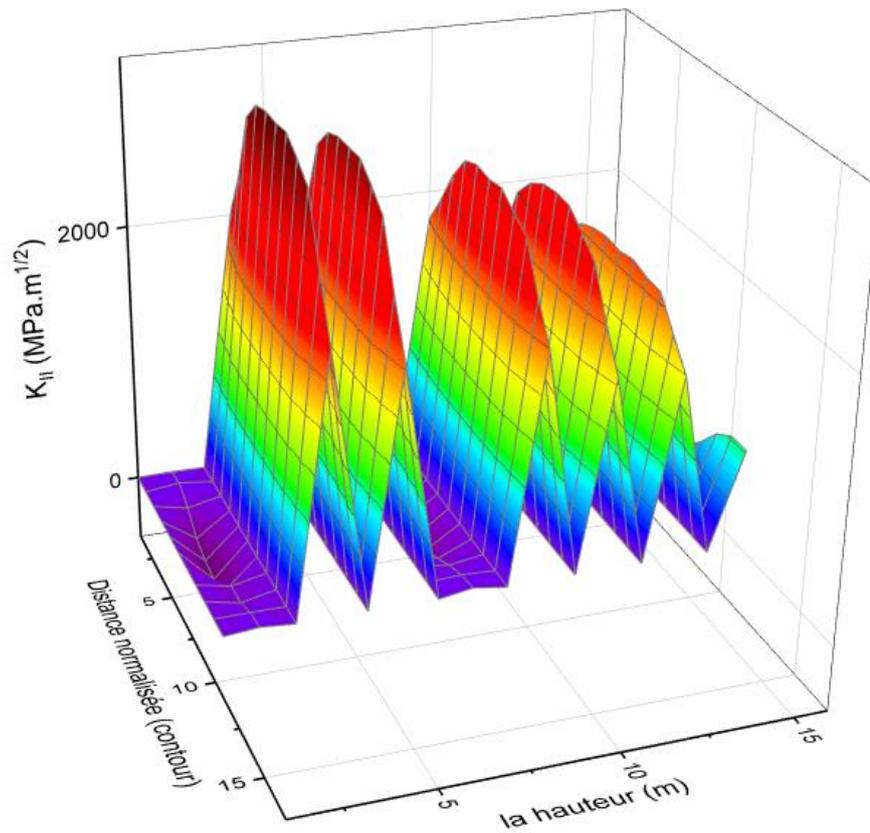


Figure 58 : facteur d'intensité de contraintes en mode II (K_{II})

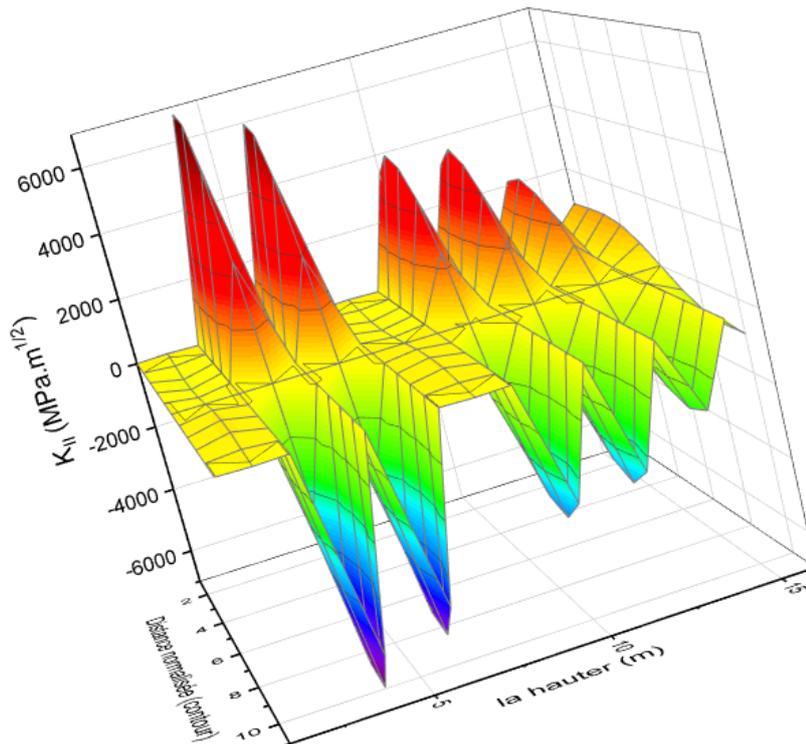


Figure 59 : Facteur d'intensité de contraintes en mode II (K_{II})

Pour une fissure semi-circulaire suivant la description de la Figure (56), initiée dans le barrage, avec un $a=c=0.125m$, nous avons représenté l'évolution spatial du FIC en mode I, II et III le long de la hauteur les figure (57,58,59), une augmentation de FIC en mode I, en avec la hauteur de barrage (la fissure se referme en approchant à l'interface), l'interface présente un site trop dangereux pour l'amorçage de fissures et l'augmentation du FIC atteint des valeurs multiple par rapport ou autre site dans le barrage.

Cette fissure se propage en mode II, et III en approchant a l'interface et cet effet prend l'évolution inverse au-delà d'une demi-hauteur du barrage.

Un accroissement du facteur d'intensité de contrainte est nettement plus remarquable au front de fissure intérieure.

4.8.2 L'effet de la longueur de fissure sur le facteur d'intensité de contraintes:

A- Position d'interface et la poussée hydrostatique :

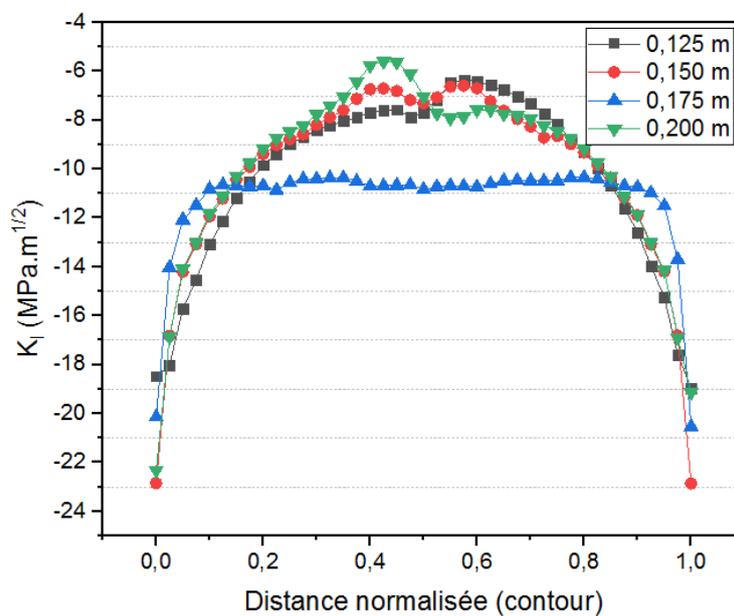


Figure 60 :L'effet de la longueur de fissure sur le facteur d'intensité de contraintes à l'interface

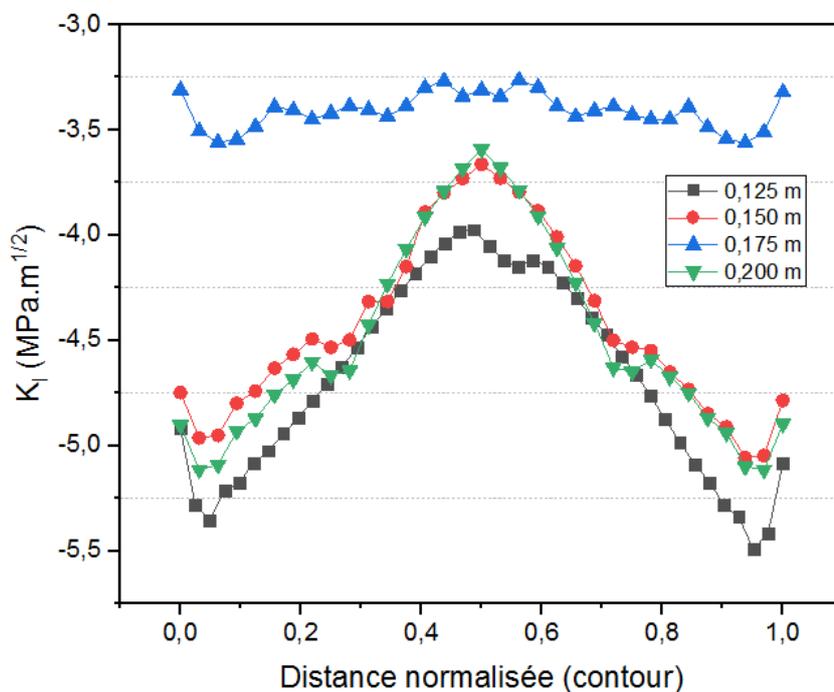


Figure 61 :L'effet de la longueur de fissure sur le facteur d'intensité de contraintes à la position de la poussée hydrostatique

On joue sur la longueur de la fissure "a" (voir figure .D), Sur la figure, la poussée hydrostatique exercée sur la fissure à un effet peu important sur le K_I (mode d'ouverture) par rapport à une fissure interrassiale. En effet, la valeur de K_I due à la résultante hydrostatatique est légèrement supérieure à la valeur du KI de celle localisée à l'interface ; l'augmentation de la longueur de la fissure entraîne une augmentation du FIC au point aigue de front de fissure ; elle tend à faciliter la propagation de la fissure en mode I.

Les valeurs de facteur d'intensité de contrainte en mode I (K_I) sont très importantes à l'interface de barrage que celle générées par la poussée hydrostatatique.

4.8.3 L'effet de l'orientation de la fissure sur le facteur d'intensité de contraintes:

a) Position d'interface et la poussée hydrostatatique :

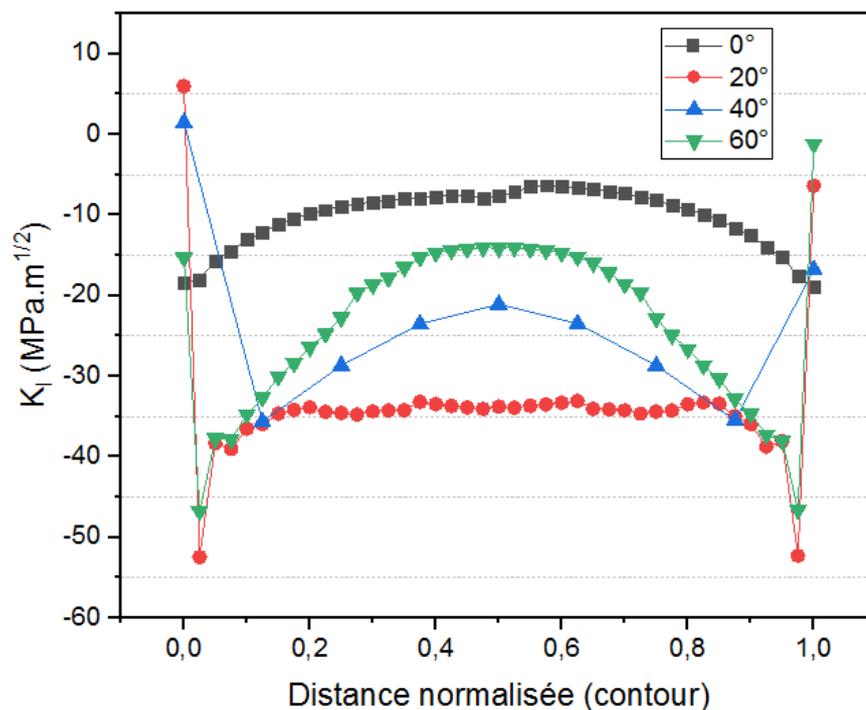
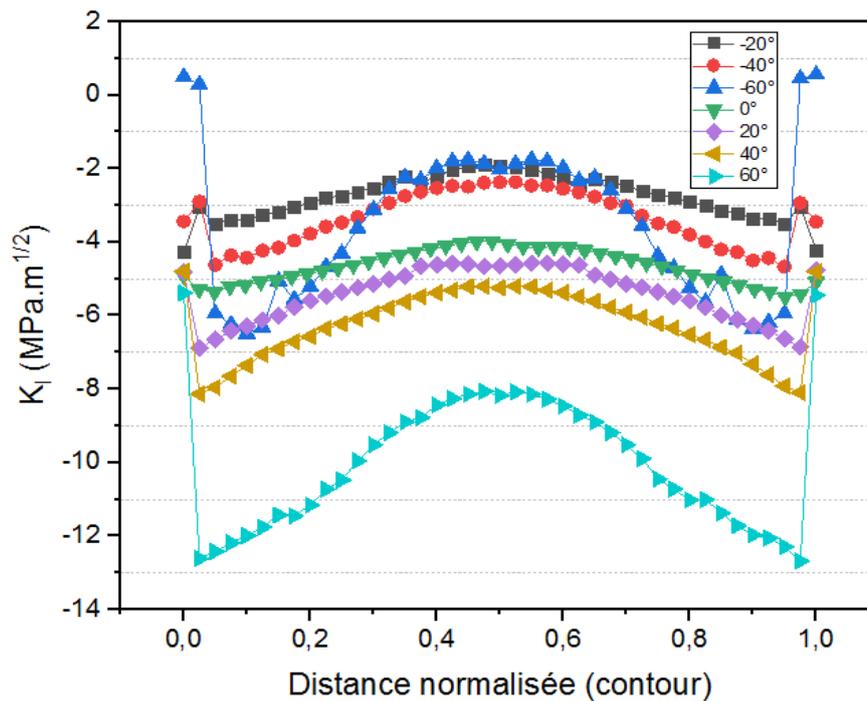


Figure 62 :L'effet de l'orientation de la fissure sur le facteur d'intensité de contraintes à l'interface.



+

Figure 63 : L'effet de l'orientation de fissure sur le facteur d'intensité de contraintes à la position de la poussée hydrostatique.

Nous observons qu'une orientation de la fissure circulaire figure (66) dans le béton dans les deux zone (poussée, et à l'interface) conduit à une augmentation du facteur d'intensité critique en mode I. Ce facteur atteint sa valeur maximale lorsque la fissure tend vers l'interface c-à-d vers le deuxième matériau de la structure (la roche) figure (62), à la poussée il diminue progressivement lorsqu'elle s'oriente de l'angle 60° vers -60° figure (63). Cette diminution s'accroît lorsque la fissure s'éloigne de l'interface. Ce facteur tend à s'annuler lorsque la fissure se rapproche de la même direction de celle de la pression hydrostatique.

L'interface est la zone qui donne des valeurs plus significatives du facteur d'intensité de contraintes en comparaison avec d'autre l'effet de la poussée.

4.9 Conclusion

Le présent chapitre a permis de tirer des conclusions sur l'influence et de la taille des fissures sur le comportement mécanique d'un barrage en béton soumis à une pression hydrostatique. Il s'avère que les fissures de type elliptique et son orientation sont des défauts qui engendrent les plus grand facteurs d'intensité de contraintes par rapport aux autres types de fissures.

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Ce travail comporte deux volets :

Une analyse du comportement en rupture d'un barrage en béton soumis à un chargement de pression hydrostatique en utilisant le cratère des contraintes tangentielles en exploitant le code de calcul Abaqus 6.12 en utilisant la méthode des éléments finis.

L'analyse se fait en fonction de la charge exercé sur de barrage, la taille de la fissure et leur orientation ; on a obtenus les résultats suivants :

- La répartition de la pression hydrostatique induit dans le barrage dans la partie haute à l'interface avec la roche, des contraintes assez élevées. Ce comportement est essentiellement dû aux conditions aux limites imposées à la structure ;
- Le corps du barrage est soumis à des contraintes de tension et de compression;
- Un accroissement du facteur d'intensité de contrainte en mode II. Au voisinage de l'interface et avec des hauteurs faibles. Son augmentation est nettement plus remarquable au front de fissure intérieure.
- Les valeurs du facteur d'intensité de contrainte en mode I (KI) sont très importantes à l'interface de barrage que celle générées par la poussée hydrostatique ;
- L'interface est la zone qui donne des valeurs plus significatives du facteur d'intensité de contraintes en comparaison avec d'autres effets de la poussée.

Le facteur d'intensité de contraintes en tête de fissures initiées dans la plupart des intervalles présente des valeurs négatives. Les fissures amorcées, dans ces parties du béton en compression ont tendance à se fermer ;

Cette étude pourrait être complétée par :

L'endommagement d'un barrage-voûte ;

L'étude du comportement de barrage en sollicitation sismique ;

L'étude de l'intégrité des accessoires des barrages (chambre, pipe, joints) ;

L'étude du comportement en endommagement du barrage sous différents critères ;

Réparation des barrages béton.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] ALBAADANI GHALLAB (2020). Simulation of Cracking in High Concrete Gravity Dam Using the Extended Finite Elements by ABAQUS. American Journal of Mechanics and Applications. Vol. 8, No. 1, pp. 47-55. doi: 10.11648/
- [2] ALP.GEORISQUES (2004). Conception et réalisation, page 9.
- [3] AMIN ALLAH.LAID (2004). Analyse par la mécanique linéaire et non linéaire de la rupture des critères de propagation de la fissure. Université de sidi bel abbés faculté des sciences de l'ingénieur.
- [4] ANDERSON C., MOHOROVIC C, MOGCK L, COHEN B, and SCOTT G (1998). Concrete Dams Case Histories of Failures and Nonfailures with Back Calculations: U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office.
- [5] BALIT M (2013). Simulation de la rupture d'un barrage à l'aide du modèle VOF, Université de Bejaia, page 2-15.
- [6] BANGASH M.Y.H (1989). Concrete and Concrete Structures: Numerical Modeling and Applications, Elsevier Science Published Ltd, London, England.
- [7] BANGERT F, GRASBERGER S, KUHL D et MESCHKE G (2003). Environmentally Induced Deterioration of Concrete: Physical Motivation and Numerical Modeling. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 70, No. 7-8, pp. 891-910.
- [8] BAZANT Z.P et GAMBAROVA P.G (1984). Crack Shear in Concrete: Crack Band Microplane Model, Journal of Structural Engineering, 110(9), 2015–2035.
- [9] Bazant Z.P et Kim S.S, Plastic fracturing theory of concrete, J. Eng. Mech. Div. ASCE, Vol. 105, n°EM3, June, proc.pap.14653, pp. 407-428.
- [10] BAZANT Z.P et OS (1983). Crack band theory for fracture of concrete, Material & Structures RILEM, 16.
- [11] BEGLY.J.A. et J.D.LANDES (1972). The J integrale as a fracture criterion, ASTM, STP vol.514, pp 1-20.
- [12] BOUSSEKINE M (2017). Etude de l'aléa rupture de barrage qui correspond à la formation d'une onde de submersion, à l'origine d'une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval du barrage hammam Grouz - Algérie. université Badji Mokhtar Annaba, page 7-9.

- [13] BOUSSEKINE M (2017). Étude de l'aléa rupture de barrage qui correspond à la formation d'une onde de submersion, à l'origine d'une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval du barrage hammam grouz - Algérie. Thèse de doctorat en Hydraulique. Université Badji-Mokhtar-Annaba.
- [14] CARLOS.A.M, AYALA. P (2012). Paramètres de modélisation des barrages-voûtes sous l'action d'une sollicitation sismique uniforme. Mémoire de maîtrise spécialité : génie civil. Université de Sherbrooke faculté de génie département de génie civil.
- [15] CHARLES J.A. TEDD, P and WARREN A (2011). Lessons from Historical Dam Incidents: Technical Summary, Environment Agency.
- [16] CHEN W.F et HAN D.J(1988). Plasticity for structural engineers, Springer-Verlag New-York.
- [17] CSED (1983). Safety of Existing Dams. Evaluation and Improvement. The National Academies Press.
- [18] DENGHONG C et AL (2019). Seismic performance and failure modes of the Jin'anqiao concrete gravity dam based on incremental dynamic analysis. Engineering Failure Analysis Volume 100, June 2019, Pages 227-244, <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2019.02.018>.
- [19] DIMENC (2014). Fiche DRM le risque rupture de barrage.
- [20] DONTSIM.D (2012). Fissuration thermomécanique des barrages en béton soumis aux variations saisonnières de température en régions nordiques. Mémoire de maîtrise spécialité : génie civil. Université de Montréal.
- [21] DUNBEN SUN1, and QINGWEN REN (2016). Seismic damage analysis of concrete gravity dam based on wavelet transform. handsaw publishing corporation shock and vibration, articleid 6841836, 8 pages, volume , <http://dxm.doi.org/10.1155/2016/6841836>.
- [22] François et al (1993), Miannay (1995), Ouvrages de mécanique de la rupture.
- [23] GRIFFITH A.A (1920). The phenomena of ruptures and flow in solids, transactions. Royal soc.London, serie A, p. 163-198.
- [24] HILLERBORG A, MODÉER M et PETERSSON P.E (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, Cement and Concrete Research 6.

- [25] HOFBECK J, IBRAHIM I and MATTOCK A (1996). Shear Transfer in Reinforced Concrete. ACI Journal Proceedings, 66(2).
- [26] ICOLD (1974). Lessons from dam incidents. Complete ed ed. Paris: ICOLD.
- [27] ICOLD (1989). Monitoring of dams and their foundations. State of the art. Bulletin number 68. Paris : ICOLD.
- [28] INGLISS C.E (1913). Stresses in a plate due to the presence of cracks and sharp corners, Trans.Inst.Nov Archit, Vol.60, pp219-241.
- [29] IRWIN G.R (1957). Analysis of stress and strains near the end of a crack traversing a plate. Journal of Applied Mechanics, Vol.24, pp. 361-364.
- [30] JIANG C (2020). A crack detection method for underwater concrete structures using sensing heating system with porous casing. Measurement 168 108332.
- [31] JIN W (2020). Research on Recurrent Neural Network Based Crack Opening Prediction of Concrete Dam. Journal of Internet. Technology Volume 21 No.4
- [32] JIRASEK M (2004). Nonlocal damage mechanics with application in concrete, Revue Européenne de Génie Civil.
- [33] JIRÁSEK M. and ZIMMERMANN T (1998). Rotating Crack Model with Transition to Scalar Damage. Journal of Engineering Mechanics. 124(3): p. 277-284.
- [34] JOSÉ S. L. et MARIA S (2017). Crack propagation in concrete dams driven by internal water pressure. Master thesis. Royal institute of technology, department of civil and architectural engineering, division of concrete structures, Stockholm, Sweden.
- [35] KARIHALOO. B (1995). Fracture mechanics and structural concrete, Longman Scientific & Technical, New York, Wiley.
- [36] KUPFER H.B et GERSTLE K.H (1973). behaviour of concrete under biaxial stresses. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE , Vol.99, n°4, pp. 853-866.
- [37] LAIBLE J.P, WHITE R.N ET GERGELY P (1977). Experimental Investigation of Seismic Shear Transfer across Cracks in Concrete Nuclear Containment Vessels, ACI Special Publication, 53, 203–226.

- [38] MARKUS. G (2015). Nonlinear seismic modelling of concrete dams. Doctoral thesis. Gerald Zen institute of hydraulic engineering and water resources management.
- [39] MARSCHALL .C.W., V.PAPASPYROPOULS et M.P. LANDOW (1989). Evaluation of attempts to predict large-crack-growth J-R curves froms small-specimen Non linear fracture mechanics ASTM STP 95, Vol.2 pp.169-190.
- [40] MATHILDE B.G (2019). Analyse et interprétation de la pression d'eau en fondation des barrages-voûtes à partir des mesures d'auscultation. Thèse de doctorat / PhD thesis . Université de Grenoble Alpes / Grenoble Alpes University.
- [41] Ming-Hui Z et al. A (2020). Stochastic model considering heterogeneity and crack propagation in concrete. *Construction and Building Materials* 254 119289, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat..119289>.
- [42] MOHAMMAD S (2019). Analyse de l'action combinée des charges sismiques et de la réaction alcaline-silice dans les barrages en béton en tenant compte des principaux facteurs chimiques-physiques-mécaniques et de l'interaction fluide-structure. Division for Structural Engineering and Civil Engineering Informatics, Stellenbosch University, South Africa. [263–273](#)
- [43] PATRICE D (1987). Modelé numérique du comportement non-linéaire d'ouvrage massif en béton non arme. Grade de docteur. Écoule polytechnique fédérale de Lausanne, département de génie civile.
- [44] PATRICKH ROZICHI (2007). Formation ABAQUS ; Université de Nantes. France.
- [45] PAULAY T et LOEBER P.J, MILED.K (2005). Effet de taille dans le béton léger de polystyrène expansé, Paris, thèse de doctorat, L'école nationale des ponts et chaussées, 201p.
- [46] PIERRE L, FARROKH J et RENE T (2005). Variations des sous-pressions dans la fissure sismique des barrages en béton Modélisation numérique. Actes 7 ème Colloque national en calcul des structures, Giens.
- [47] RAHMANI K. quelques solutions des ondes de rupture d'un barrage sur un fond sec et inclinée, mémoire de magister, Université Hadj Lakhdar de Batna
- [48] RASHID Y.R (1968). Analysis of Prestressed Concrete nuclear reactor structures, Unpublished notes presented at conference on prestressed concrete nuclear reactor structures, University of California, Berkley. March.

- [49] RICE J.R (1968). A Path independent integral and the approximate analysis of strain concentration by notches and cracks Journal of applied mechanics, vol.35, 35, pp.379-386.
- [50] Strom R.W, Cunningham G, and Safety, I.C.o.D. (1990). Training Aids for Dam Safety: Evaluation of Concrete Dam Stability. U.S. Government Printing Office.
- [51] TERRIEN. Plastic fracturing theory of concrete, Vol. 105, n°EM3, June, proc.pap.14653.
- [52] THIMBO A (2018). Fissuration sismique des barrages-poids : modélisation de l'effet du taux de déformation sur la résistance dynamique du béton. diplôme de : maîtrise ès sciences appliquées. Université de Montréal, département des génies civil, géologique et des mines.
- [53] TOUBACHE Y (2006). Calcul de l'onde de subreption en aval en cas de rupture d'un barrage, cas d'un barrage des Portes de fer Bordj bou arreridj, projet de fin d'études ENP.
- [54] WALRAVEN J.C et REINHARDT H.W (1981). Concrete mechanics, Part A: Theory and experiments on the mechanical behavior of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading, NASA STI/Recon Technical Report, 82, 25417.
- [55] WELLS A.A (1961). Unstable crack propagation in métaux: cleavage and fast fracture, crack propagation symposium, Vol. 1, pp.210-230.
- [56] WESTERGAARD H.M (1939). Bearing pressures and cracks, Trans. ASTM, Journal. Appl. Mech.
- [57] XIAODAN. R AND YU. S (2019). Numerical investigation on damage of concrete gravitydam during noncontact underwater explosion. University of Nottingham on 09/14. Copyright ASCE. For personal use only; all rights reserved.www.ascelibrary.org
- [58] YUGUANG C (2012). Modélisation du comportement mécanique des grands CFRD Identification des caractéristiques des enrochements et comportement du masque d'étanchéité amont. Thèse de doctorat, Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes, L'école centrale de Lyon.
- [59] ZAGHLOULE A (2004). Concept Fondamentaux de la Mécanique de la Rupture, Université de Metz.
- [60] ANTON J, SCHLEISS ET HENRI P (2011). Les barrages : du projet à la mise en service, L'école polytechnique fédérale de Lausanne, suisse, volume 17.
- [61] GÉRARD D (2002). Petits barrages recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, France.

[62] MARTIN W (2003).Aspects sismiques relatifs aux barrages, Commission international des grands barrages, vingt et unième congrès des grands barrages, Montréal.

[63] NEWMARK N (1965). The 5th Rankine Lecture: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, Vol 5, No 2.

[64] SARMA S (1975). Seismic stability of earth dams and embankments, Géotechnique, Vol 25, No 4.

[64] DARBRE G et HAMMER J (2003). Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes, Rapports de l'OFEG, série Eaux, Version 1.2.