

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Contribution a la modélisation de l'onde de rupture d'un barrage envase.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 7-0003-09

APA Citation (APA توثيق):

Haddad, Ali (2009). Contribution a la modélisation de l'onde de rupture d'un barrage envase[Thèse de magister, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDELLAH

N° d'ordre:.....

Série.....

MEMOIRE DE MAGISTER

OPTION : GENIE DE L'EAU

Présenté par

HADDAD Ali

CONTRIBUTION A LA MODELISATION DE L'ONDE DE
RUPTURE D'UN BARRAGE EN VASE

Soutenu à l'E.N.S.H, le 07 /07/ 2009

Devant le jury:

Président:	Mr M.HASSANE	MC	ENSH de Blida
Rapporteur:	Mr B.REMINI	Professeur	Université de Blida
Examineur:	Mr M.MEDDI	Professeur	CU de Khmis Meliana
Examineur:	Mr M.HABI	MC	Université de Tlemcen

LISTE DES FIGURES

- Figure I.1 : Cumul du nombre de ruptures majeures au XX^e siècle
Figure I.2 : Probabilité de rupture des ouvrages en béton et en remblai en fonction de la hauteur.
Figure I.3: Relation entre l'âge des barrages et l'occurrence de rupture.
Figure I.4: Probabilité de rupture comparée des ouvrages en béton et en remblai en fonction de leur année de réalisation
Figure I.5: Moyenne journalière des concentrations en M.E.S. (mg/l) dans l'eau à la sortie du barrage de Guerlédan entre le 26 août et le 15 novembre 1985
Figure I.6 : Flux de M.E.S. (kg/s) à la sortie immédiate du barrage de Gherlédan en fin de vidange
Figure I.7 : Evolution de la concentration en oxygène dissous (mg/l) à la sortie immédiate du barrage de Guerlédan en fin de vidange, pendant 90 heures. Origine du temps (t = 0) le 23 septembre 1985 à 5 heures TU.
Figure I.8: Relation entre le déficit en oxygène dissous et le taux de MES à la station 1
Figure I.9: Relation entre le déficit en oxygène dissous et le taux de MES à la station 2.
Figure I.10: Isochrones pour un seuil de mortalité de 10 % des truites face au couple M.E.S. et O₂
- Figure II.1 : Schéma d'un écoulement non permanent et non uniforme sur une pente à fond fixe
Figure II.2: Schéma pour l'équation de l'énergie entre deux sections
Figure II.3: Schéma des modes de transport
Figure II.4 : Champ des contraintes maximales prédites pour la brèche de 11 m Formée en 30 minutes
Figure II.5: Cinématique de développement d'une brèche dans un ouvrage en matériaux non cohésifs.
Figure II.6 : Progression d'un Headcut.
Figure II.7 : Volume de contrôle pour l'équation de continuité solide
Figure II.8: Répartition de la tension tangentielle
- Figure III.1 Début de la submersion d'un ouvrage(CETE méditerranée, 2005)
Figure III.2 Début de l'érosion du parement aval de l'ouvrage(CETE méditerranée, 2005)
Figure III.3 Dégradation de l'ouvrage (CETE méditerranée, 2005)
Figure III.4 Augmentation du gradient hydraulique (CETE méditerranée, 2005)
Figure III.5 Apparition d'une petite fuite à l'aval de l'ouvrage (CETE méditerranée, 2005)
Figure III.6 Entraînement des matériaux peu cohésifs par l'écoulement (CETE méditerranée, 2005)
Figure III.7 Dégradation de l'ouvrage (CETE méditerranée, 2005)
Figure III.8 Géométrie de la brèche dans les modèles 1 et 2 (CIGB ,1998)
Figure III.9 Géométrie de la brèche dans les modèles 1 et 2.
Figure III.10 Géométrie de la brèche dans le modèle 3
Figure III.11 Eléments principaux de la solution de Ritter: a) avant la rupture; b) après la rupture.
Figure III.12 Solution de Dressler
Figure III.13 Solution de Phole, lignes d'eau successives
Figure III.14 Solution de Phole, champ des vitesses
Figure III.15 Comparaison des solutions de Phole et de Ritter.
Figure III.16 : Comparaison des débits de rupture selon Phole et Ritter.
Figure III.17 : Prévision du thalweg de brèche par modèle numérique.
- Figure IV.1 Situation de la zone d'étude
Figure IV.2 : Capacité théorique du barrage
Figure IV.3 : Envasement du barrage 1914
Figure IV.4 : Courbe granulométrique des vases
Figure IV.5 : Variation de la vitesse de chute des vases en fonction de la concentration
Figure IV.6 : Variation de la rigidité initiale des vases en fonction de la teneur en sédiment sec.
Figure IV.7 : Carte satellite des foyers sismiques en Algérie de nord

- Figure V.1 Hydrogramme triangulaire de la rupture de l'ouvrage
 Figure V.2 Courbe hauteur volume de la retenue
 Figure V.3 Schéma implicite de Preissmann
 Figure V.4 Organigramme de simulation de l'écoulement et du transport des sédiments dus à la rupture du barrage.
 Figure V.5 Etendue de l'inondation
 Figure V.6 : Transport des sédiments dans la vallée
 Figure V.7 Les zones vulnérables au dépôt des sédiments
 Figure V.8. Hydrogramme de rupture du barrage
 Figure V.9. Vidange de la retenue en fonction du temps de rupture
 Figure V.10. Mise en mouvement des sédiments de différents diamètres en fonction du temps
 Figure V.11. Variation de la concentration en sédiment en fonction du temps
 Figure V.12. Décalage entre les débits liquides et les débits solides
 Figure V.13. la ligne d'eau dans la vallée suivant l'axe de l'oued

Liste des Tableaux

- Tableau I.1. Perte humaines majeures au XIX^e et XX^e siècle.
 Tableau I.2. Effet de séisme sur quelques barrages en enrochement.
 Tableau I.3. Effet de séisme sur quelques barrages en terre
 Tableau I.4. Effet de séisme sur quelques barrages en béton ou maçonnerie
 Tableau I.5. Rupture par dépassement de capacité d'évacuation recensé dans le monde avant 1950
 Tableau I.6. Rupture par dépassement de capacité d'évacuation recensé dans le monde après 1950
 Tableau II.1. Paramètres de l'équation (II.30)
 Tableau II.2. Paramètres utilisés pour l'établissement de différentes formules.
 Tableau IV.1. : Surface et volume en fonction de l'altitude

Liste des Annexes

- Annexe N°1-** Profil en long de la vallée
Annexe N°2 -Modélisation des profils en travers
Annexe N°3 -Modélisation de la hauteur de remplissage en fonction de la section mouillée au niveau des profils en travers
Annexe N°4-Modélisation de la profondeur mouillée en fonction de la section mouillée au niveau des profils en travers
Annexe N°5- Hydrogrammes des sédiments
Annexe N°6: Variation de la concentration des sédiments en fonction du diamètre
Annexe N°7 -Chute du plan d'eau dans la retenue en fonction du temps de sa vidange
Annexe N°8 - Variation de la concentration des sédiments en fonction du diamètre et en fonction du temps de vidange
Annexe N°9 -Résultats de calcul des hydrogrammes de rupture
Annexe N°10 -Calcul de l'érosion des sédiments dans la retenue en fonction du temps de rupture
Annexe N°11 -Caractéristiques géométriques de la vallée
Annexe N°12 -Les paramètres m de l'inondation
Annexe N°13 - Propagation de l'onde de rupture dans la vallée
Annexe N°14- Calcul du transport des sédiments dans la vallée

REMERCIEMENTS

A l'issue de ce travail, je tiens à remercier Mr B.REMINI, Professeur à l'université de Blida, pour avoir accepté de diriger avec beaucoup d'attention et de soin ce mémoire. Je lui suis très reconnaissant pour sa disponibilité, sa bienveillance et son soutien permanent, et d'avoir prêté un intérêt constant au sujet du mémoire. Je lui dois beaucoup pour le contenu du travail présenté, pour les critiques constructives et son aide aux différentes entraves rencontrées, pour ses qualités humaines.

Je tiens également à remercier Mr M.HASSANE, Docteur à l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, qui m'a poussé à étudier le phénomène de rupture des barrages malgré la complexité qui se présente en la matière.

Je dois beaucoup à Mr T.KHETTAL, Docteur à l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, qui m'a non seulement fait découvrir et apprécier la rhéologie des vases mais surtout donné envie d'en savoir plus. Je lui en remercie très humblement.

Je remercie aussi vivement tous les membres du jury pour l'intérêt manifesté à mon travail: Mr M.HASSANE qui en fut le président, les deux examinateurs Mr M. MEDDI et Mr M. HABI, qui ont consacré une partie de leur temps précieux à la lecture de ce manuscrit.

Enfin, merci à mes parents pour leur patience.

*À la mémoire de mes
grands pères que Dieu le tout
puissant les accueille en son
vaste Paradis.*

RESUME

La simulation de la propagation de l'onde de rupture d'un barrage constitue un facteur important dans l'étude des risques de rupture d'un barrage sous l'effet d'un séisme. Pour une analyse précise du phénomène, nous devons tenir compte l'effet de la vase contenue dans la retenue qui peut, lors de la rupture, être quasi instantanément mobilisée et transportée vers l'aval du barrage. Dans cette étude, une modélisation numérique de l'onde de rupture d'un barrage envasé est effectuée. Le modèle traite, en amont du barrage, l'écoulement et l'érosion des sédiments contenus dans la retenue. En aval, il traite la propagation de l'onde et le transport des sédiments dans la vallée. Les résultats de la simulation sont exploités pour élaborer la cartographie des zones vulnérables à l'inondation d'un coté, et les zones de dépôt des sédiments transportés d'un autre coté.

Mots clés: Barrage – Modélisation – Vase – Onde de rupture

ABSTRACT

Propagation simulation of the dambreak wave constitutes a significant factor in the dam break risks study under seism effect. For a precise analysis of the phenomenon, we must hold account the effect of the mud contained in the reserve which can, during the failure, being mobilized quasi instantaneously and transported towards the downstream of the dam. In this study, a numerical modelling of dambreak wave of silted dam is carried out. The model treats, in the upstream of the dam, the flow and the erosion of sediments contained in reserve. In the downstream, it treats the wave propagation and the transport of the sediments in the valley. The results of simulation are exploited to work out the cartography of vulnerable zones to the flood, and sediment zones of the mud transported.

Key words: Dam- Modelling- Mud- Dambreak wave.

ملخص

إن محاكاة انتشار موجة تحطم سد يشكل عامل هام في دراسة مخاطر التحطم تحت تأثير الزلزال. لتحليل واضح لهذه الظاهرة لابد أن نأخذ بعين الاعتبار تأثير الطمي المتواجد في الخزان والذي يمكن في نفس الوقت أن يتحرك وينتقل إلى الوادي. في هذه الدراسة نقوم بنمذجة عددية لموجة التحطم لسد متغرن. النموذج العددي يعالج سريان الماء داخل الخزان وكذا تآكل الرواسب المتواجدة بداخله ويعالج أيضا انتشار الأمواج وكذا تنقل الطمي في الوادي. استخدمت نتائج المحاكاة لإنشاء خرائط المناطق المعرضة للفيضانات من جهة وكذا مناطق ترسب الطمي المنقول من جهة أخرى .

مفتاح الكلمات: سد - محاكاة - طمي - موجة التحطم.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I

APERÇU BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA RUPTURE DES BARRAGES

I.1. Rupture de barrage.....	13
I.1.1. Définition de la rupture d'un barrage.....	13
I.1.2. Fréquence de rupture des barrages.....	13
I.1.3. Conséquence de rupture des barrages.....	13
I.1.4. Causes de rupture des barrages.....	14
I.1.4.1. Causes techniques :.....	14
I.1.4.2. Causes naturelles :.....	14
I.1.4.3. Causes humaines :.....	17
I.1.5. Probabilité de rupture des barrages.....	17
I.1.6. Age des barrages rompus.....	17
I.1.7. Taux de rupture des barrages.....	18
I.1.8. Mesures législatives pour la sécurité des barrages.....	19
I.1.9. Capacité minimale de l'évacuation.....	19
I.2. Scénarios de rupture d'un barrage	20
I.2.1. facteurs déterminant les scénarios de rupture des barrages.....	21
I.2.1.1. Rupture en apports hydrologiques normaux.....	21
I.2.1.2. Rupture en situation de crue.....	21
I.2.2. Rupture des barrages sous l'effet du séisme.....	21
I.2.3. Détermination des scénarios de rupture en crue.....	21
I.3. Impact de rupture d'un barrage sur l'environnement	22
I.3.1. Impact visuel.....	22
I.3.2. Perturbation des cours d'eau.....	22
I.3.2.1. Danger lie a la montée des eaux.....	22
I.3.2.2. Caractéristiques physico-chimiques de l'eau évacuée.....	23
I.3.2.3. Sédimentation et risques écotoxicologiques.....	27
I.3.2.4. Perturbation de la vie piscicole.....	29

Chapitre II

CONCEPT HYDRODYNAMIQUE DE L'ÉCOULEMENT ET DU TRANSPORT DES SEDIMENTS DUS A LA RUPTURE D'UN BARRAGE

II.1. Ecoulement de rupture d'un barrage:.....	30
II.1.1. Concept hydrodynamique de l'écoulement :.....	30
II.1.1.1. Lois de conservation :.....	30
II.2. Transport des sédiments issus de la rupture d'un barrage	33
II.2.1. Définition et différenciation des types de transport des sédiments.....	33
II.2.1.1. Critère du mécanisme de transport :.....	33
II.2.1.2. Critère du rapport avec le fond :.....	34
II.2.1.3. Critère hydrodynamique :.....	34
II.2.2. Mise en Mouvement des sédiments contenus dans la retenue.....	35
II.2.2.1. Processus de la mise en mouvement des sédiments.....	35
II.2.3. Rupture progressive d'une digue par surverse.....	37
II.2.3.1. Erosion des ouvrages en terre.....	37

II.2.4. Concept hydrodynamique du transport des sédiments.....	39
II.2.4.1. Equation de continuité solide :.....	39
II.2.4.2. Lois de frottement :.....	39
II.2.4.3. Vitesse critique :.....	41
II.2.4.4. Tension critique :.....	41
II.2.5. Comportement rhéologique du transport des sédiments	43
II.2.5.1. Ecoulements à faible concentration en sédiments.....	43
II.2.5.2. Ecoulements à forte concentration en sédiments.....	44
II.2.6. Quantification des quantités érodées.....	46
II.2.6.1. Les matériaux non cohésifs	46
II.2.6.2. Les matériaux cohésifs.....	47
II.2.7. Méthodes de quantification des sédiments transportés:.....	47
II.2.7.1. Par l'utilisation des formules.....	47
II.2.7.1.1. Pour le transport total	47
II.2.7.2. Par des mesures in situ :.....	50
II.2.8. Procédés de quantification :.....	50
II.2.8.1. Mesures du charriage :.....	50
II.2.8.2. Mesures de la suspension :.....	51
II.2.8.3. Par processus de modélisation :.....	52

Chapitre III

ESTIMATION DU DEBIT DE RUPTURE D'UN BARRAGE

Introduction: Initiation à la crue de rupture du barrage.....	54
III.1. Formules.....	54
III.2. Modèles prévisionnels.....	56
III.2.1. Modèles de rupture progressive du barrage.....	56
III.2.1.1. Formation de la brèche dans le cas d'une digue en remblai:.....	56
III.2.1.2. Les principaux paramètres à prendre en compte pour décrire le processus de formation de la brèche.....	58
III.2.1.3. Modèles de modélisation de la formation d'une brèche lors d'une surverse.....	58
III.2.2. Modèles de rupture instantanée du barrage.....	62
III.2.2.1. Modèle de Ritter.....	62
III.2.2.2. Modèle de Dressler.....	64
III.2.2.3. Modèle de Singh.....	64
III.2.2.4. Modèle de Phole	65
III.2.3. Comparaison des solutions selon Phole et Ritter.....	66
III.2.4. Comparaison des débits de rupture selon Phole et Ritter.....	66
III.2.5. Estimation du débit de rupture à l'ouvrage en prédéfinissant la géométrie de l'ouverture maximale.....	67
III.2.6. Conclusion.....	68
III.2.7. Modèles couplés hydrauliques et géotechniques.....	68
III.3. Méthodes normées.....	69
III.3.1. Règles Pratiques sur la définition des brèches de rupture.....	69

Chapitre IV

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

IV.1. Situation du barrage.....	71
IV.2. Historique du barrage:.....	71
IV.2.1. Construction:.....	71
IV.2.2. Caractéristiques du bassin versant.....	71

IV.2.3. Vocation du barrage:	71
IV.2.4. Capacité théorique du barrage	72
IV.2.5. Comportement après la mise en eau	72
IV.2.6. Travaux de consolidation	72
IV.2.7. Envasement du barrage	73
IV.3. Le barrage actuel	73
IV.3.1. Surélévation et renforcement du premier barrage, construction de l'évacuateur	73
IV.3.2. Etablissement du rideau d'étanchéité	73
IV.3.3. Dimensions actuelles de La digue	74
IV.3.3. Capacité de la retenue	74
IV.3.4. L'évacuateur de crue	74
IV.3.5. Vidange de fond	74
IV.3.6. Les drains	74
IV.3.7. La prise d'eau	74
IV.3.8. Usine électrique	74
IV.4. Caractéristiques de la vase du Hamiz	74
IV.4.1. Importance et nature des sédiments	74
IV.4.2. Propriétés physiques des sédiments et comportement sous les actions Hydrodynamiques	76
IV.4.2.1. Vitesse de chute	76
IV.4.2.2. Tassement	76
IV.4.2.3. Rhéologie	76
IV.5. Sismicité de la zone d'étude	77
IV.6. Caractéristique de l'oued d'El Hamiz en aval du barrage	77
IV.6.1. Profil en long	78
IV.6.2. Profil en travers et morphologie des différents secteurs	78
IV.6.2.1. Du barrage à Fondouk:	79
IV.6.2.2. De Fondouk à Hamadi :	78
IV.6.2.3. De Hamadi à la route nationale 5:	79
IV.6.2.4. De la route nationale 5 à la mer:	79

Chapitre V

MODELISATION ET SIMULATION DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE

V.1. Notion de modèle	80
V.1.1 - Le modèle mathématique :	80
V.1.2 - Le code de calcul :	80
V.1.3 - Le modèle numérique :	80
V.2. Calage du modèle	80
V.3. Conditions aux limites	80
V.4. État initial	81
V.5. Pertes de charge par frottements:	81
V.6. Pertes de charge singulières	81
V.7. Prévision de la propagation de la crue de rupture	81
V.8. Considérations pratiques de construction des modèles	82
V.8.1. Conditions initiales et propagation sur front sec	83
V.9. Stabilité numérique, convergence	83
V.10. Choix du modèle	83
V.11. Précision et fiabilité des résultats	84
V.12. Études de sensibilité	84
V.13. Construction du modèle du site	84
V.13.1. Modélisation de la retenue	84

V.13.2. Modélisation de la vallée.....	85
V.13.2.1. La délimitation du domaine à recouvrir:.....	85
V.13.2.2. Recherche et importation des cartes d'état major:.....	85
V.13.2.3. Digitalisation des cartes:.....	85
V.13.2.4. Positionnement du profil en long.....	85
V.13.2.5. Positionnement des profils en travers.....	85
V.13.2.6. Modélisation des profils en travers.....	85
V.14. Modélisation du processus de rupture.....	85
V.14.1. Estimation du débit Max de la brèche.....	85
V.14.2. Hydrogramme de rupture de l'ouvrage.....	86
V.14.3. Modélisation de l'hydrogramme de rupture.....	86
V.14.4. Calcul du volume d'eau restant dans la retenue.....	87
V.14.5. Modélisation de la hauteur d'eau dans la retenue.....	87
V.14.6. Estimation du débit solide érodé dans la retenue.....	87
V.14.6.1. Modélisation de la surface érodée.....	87
V.14.6.2. Evaluation des contraintes de cisaillement.....	88
V.14.6.3. Calcul du débit solide érodé.....	88
V.14.7. Modélisation de l'écoulement.....	88
V.14.8. Méthode de résolution des équations de Saint Venant.....	89
V.14.8.1. Méthode des éléments finis:.....	89
V.14.8.2. Méthode des différences finies:.....	90
V.14.9. Schéma de résolution des équations de Saint Venant.....	90
V.14.9.1. Schéma explicite:.....	90
V.14.9.2. Schéma implicite:.....	90
V.14.10. Choix du schéma de discrétisation:.....	91
V.14.11. Discrétisation des équations de SVT.....	91
V.14.12. Résolution du système des équations discrétisées.....	95
V.14.13. Les conditions initiales.....	95
V.14.14. Les conditions aux limites.....	95
V.14.15. Etude de la stabilité numérique pour la phase liquide.....	97
V.15. Modélisation du transport des sédiments dans la vallée.....	98
V.15.1. Discrétisation de l'équation de continuité solide.....	98
V.15.2. Etude de la stabilité numérique de la phase solide.....	98
V.16. Organigramme de résolution.....	99
V.18. Mise en programmation du modèle.....	101
V.18.1. Choix du langage de programmation :.....	101
V.18.2. Historique du langage FORTRAN.....	101
V.18.3. Le Fortran 95 et les méthodes numériques :.....	101
V.18.4. Elaboration d'un programme.....	102
V.19. Simulation numérique de l'écoulement du à la rupture du barrage.....	102
V.19.1. Description du programme:.....	102
V.19.2. Données nécessaires à la simulation :.....	102
V.19.2.1. Les caractéristiques de la digue:.....	102
V.19.2.2. Les caractéristiques de la retenue.....	103
V.19.2.3. Les caractéristiques des sédiments contenus dans la retenue.....	103
V.19.2.4. Données relatives à la formation de la brèche.....	103
V.19.2.5. Caractéristiques de la vallée.....	103
V.19.2.6. Le pas de temps.....	103
V.19.3. Utilisation du programme.....	103
V.19.4. Application du code au cas du barrage El Hamiz.....	104
V.19.5. Affichage des résultats de la simulation.....	104
V.19.6. Représentation des zones vulnérables à l'inondation.....	104

V.19.7. Représentation des zones vulnérables au dépôt des sédiments.....	104
V.19.8. Analyse des résultats obtenus.....	108
V.19.8.1. Le temps de vidange de la retenue.....	108
V.19.8.2. les contraintes de cisaillement dans la retenue.....	108
V.19.8.3. Erosion en fonction du degré de consolidation des sédiments.....	108
V.19.8.4. la quantité des sédiments induits.....	109
V.19.8.5. Concentration en sédiment.....	109
V.19.8.6. Comparaison de l'hydrogramme des sédiments avec celui de la rupture.....	110
V.19.8.7. le débit max dans la vallée.....	110
V.19.8.8. Hauteur maximale dans la vallée.....	110
V.19.8.9. La vitesse max dans la vallée.....	111
V.19.8.10. Variation du débit en fonction du temps.....	111
V.19.8.11. Régimes d'écoulement.....	111
V.19.8.12. Profils des vitesses au niveau des profils en travers.....	111
V.19.8.13. Etendue de l'inondation.....	111
V.19.8.14. Durée de l'inondation.....	111
V.19.8.15. Transport des sédiments.....	111
V.19.8.16. Dépôt des sédiments da la vallée.....	112
V.19.8.17. Quantité des sédiments déposés dans la vallée.....	112

CONCLUSION GENERALE

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE

Depuis très longtemps, pour assurer l'irrigation des terres fertiles et les protéger des crues des fleuves ainsi que, plus tard, pour satisfaire les besoins en eau des villes, l'homme a constitué des réservoirs d'eau en barrant le lit des rivières ou des fleuves par des ouvrages qu'il a conçus et construits. Toutefois, jusqu'à une époque récente, leur nombre et leur importance restaient limités.

Depuis moins d'un siècle, les besoins en eau et en énergie électrique, ont conduit à réaliser des barrages de dimensions considérables permettant le stockage des quantités d'eau importantes. Dès la première mise en eau, l'ouvrage n'est pas inerte : il vit, il travaille et se fatigue, comme toute construction. Donc il faut exercer une surveillance constante de l'ouvrage en l'auscultant régulièrement.

Parmi les principaux événements susceptibles de nuire à la stabilité des barrages on trouve les crues importantes et les séismes. Les crues génèrent la submersion de la digue faute de soudimensionnement des ouvrages d'évacuation. Les séismes, eux, provoquent, selon le degré de ces derniers, la rupture instantanée du barrage.

La rupture d'un barrage n'est pas en général un phénomène brutal : un barrage en remblai se rompt progressivement par érosion externe ou interne laissant apparaître des fuites qui augmentent progressivement. Un barrage en béton a tendance à se rompre plus rapidement.

Lors d'une rupture, on observe en aval du barrage une inondation catastrophique comparable à un raz de marée précédée par le déferlement d'une onde de submersion. Cette onde se distingue d'une crue naturelle par un temps de montée et un temps de décrue plus faible. Le débit de pointe de la crue est lié aux caractéristiques du barrage, aux circonstances de la rupture et à la distance au barrage, il peut donc être très supérieur aux débits de crues naturelles.

Sur le plan de la recherche, la modélisation de la propagation de l'onde de rupture de barrage pose donc d'une manière extrême, l'ensemble des questions soulevées par la modélisation de crues naturelles.

Différentes méthodes simplifiées de calcul de la propagation de l'onde de rupture existent et permettent d'obtenir des résultats à la précision souhaitée. Néanmoins l'interprétation des résultats doit être effectuée avec prudence d'autant que des incertitudes demeurent toujours du fait soit de la méthode utilisée, soit d'une relative méconnaissance de certains facteurs tel que la topographie locale.

Les barrages se trouvant dans les sites alluviaux se caractérisent par un taux d'envasement considérable dont lors d'une rupture éventuelle du barrage, la vase peut être quasi instantanément mobilisée et influe sur le développement de l'onde de crue.

A cet effet, lors de la modélisation de l'écoulement du à la rupture d'un barrage envasé, outre la composante fluide, la composante sédimentaire doit, elle aussi, être modélisée pour rendre compte des phénomènes d'érosion et de transport des sédiments induits par l'onde de crue.

Dans le cadre de cette étude, nous allons contribuer à la modélisation du processus de rupture d'un barrage en tenant compte l'érosion et la mise en mouvement de la vase contenue dans ce dernier et l'influence de cette dernière sur la propagation de l'onde de crue ainsi que l'étendue de l'inondation et du dépôt des vases transportées.

Chapitre I

APERÇU BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA RUPTURE DES BARRAGES

1.1. Rupture de barrage

La construction et l'exploitation des barrages comporte leur lot d'incidents ou d'accidents. D'une part, il est difficile de caractériser complètement le milieu naturel. Les crues et les séismes conservent une composante aléatoire qui complique l'appréciation de leurs intensités extrêmes possibles sur la durée de vie des ouvrages. D'autre part, les connaissances et les matériaux intervenant dans la construction des ouvrages demeurent imparfaits, en dépit des progrès technologiques rapides. enfin l'être humain doit en tout moment juger, arbitrer et prendre des décisions parfois bonnes, parfois mauvaises, A la lumière de chacune de ces raisons, on peut comprendre qu'il ait eu dans le passé un certain nombre de ruptures d'ouvrages et se convaincre qu'il en aura d'autres (MARCHE C., 2004).

1.1.1. Définition de la rupture d'un barrage

Qu'entend-on par rupture de barrage? Une définition simple, mais couramment admise, décrit une rupture comme la destruction ou le mouvement d'une partie de l'ouvrage, de ses appuis ou de ses fondations le rendant inapte à retenir l'eau (MARCHE C., 2004).

1.1.2. Fréquence de rupture des barrages

Bien que les ruptures des barrages soient des évènements rares, on en a recensé 2000 depuis XII^e siècle. La figure I.1 montre qu'au XX^e siècle, il se produisait entre 10 à 40 ruptures de barrages chaque décennie. Les données les plus récentes indiquent que le nombre de ruptures de grands barrages tend vers 1,5 par année.

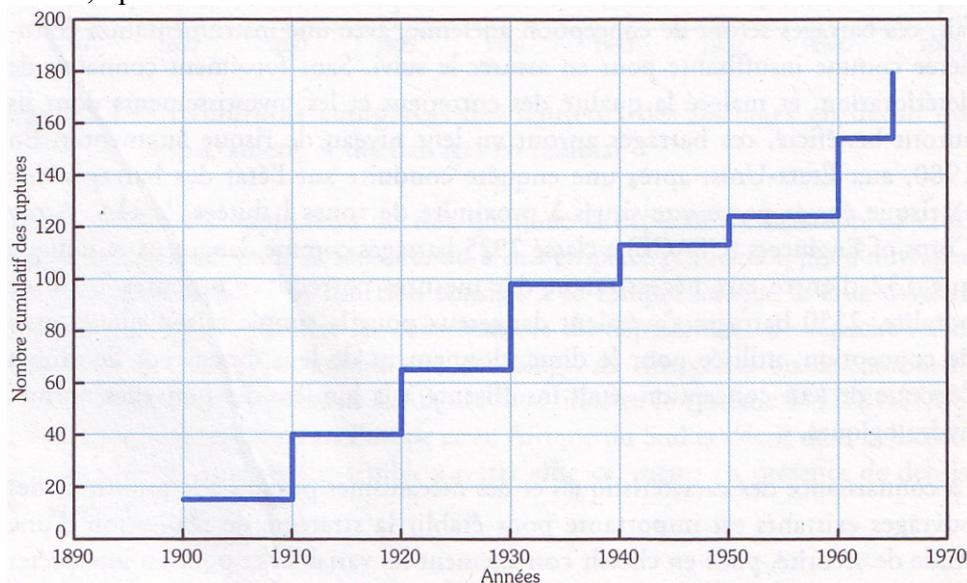


Figure I.1 : Cumul du nombre de ruptures majeures au XX^e siècle, (MARCHE C., 2004).

1.1.3. Conséquence de rupture des barrages

Souvent, les conséquences de ces ruptures sont énormes: on leur attribue plus de 8000 pertes de vie depuis 1900, ainsi que des pertes économiques considérables et des destructions significatives. Au fil des ans, certaines des crues de rupture les plus graves ont marqué les populations par leurs conséquences. un texte ancien relate la rupture, pendant la nuit du 14 au 15 Septembre 1219, d'une retenue d'eau (dont le volume a été estimé récemment à 340 millions de mètres cubes) engendré par un

éboulement naturel ayant coupé, 18 ans plus tôt, la vallée de la Romanche en France. L'évêque Jean de Sassenage y décrit l'inondation des villes de Vizille, de Claix et de la plaine de Grenoble qui a causé la mort d'environ 30 000 personnes (CHOMEL V., 2001).

Le tableau I.1 énumère les catastrophes les plus marquantes ayant eu lieu depuis le XIX^e siècle.

Tableau I.1. Perte humaines majeures au XIX^e et XX^e siècle (LOU W.C., 1981)

Barrage	Pays	Date de l'accident	Pertes humaines
Punetes	Espagne	30 Avril 1802	600
Mill River	Etats-Unis	1874	
Lynde Brook	Etats-Unis	1876	
South Fork	Etats-Unis	31Mai 1889	2200
Saint Francis	Etats-Unis	13 Mars 1928	450
Brokaw 2	Etats-Unis	1938	
Veg de Tera	Espagne	10 Janvier 1959	144
Malpasset	France	Décembre 1959	421
Oros	Brésil	25 Mars 1960	50
Babii Yar	URSS	Mars 1961	145
Hyokiri	Corée	Juillet 1961	250
Quebrada La Chapa	Columbia	Avril 1963	250
Vaiont	Italie	9 Octobre 1963	3000
Baldwin Hills	Etats-Unis	14 Décembre 1963	3
Mayfield	Etats-Unis	1965	
Vratsa	Bulgarie	1 Mai 1966	600
Nanak Sagar	Inde	8 Septembre 1967	100
Sempor	Indonesie	1 Décembre 1967	200
Wyoming	Etats-Unis	1969	
Pardo	Argentine	1970	
Buffalo Creek	Etats-Unis	26 Fevrier 1974	118
Teton	Etats-Unis	5 Juin 1976	6
Hirakund	Inde	20 Septembre 1980	118

La commission internationale des grands barrages (CIGB) a instauré en 1960 sa première enquête dont elle a défini assez précisément les tendances historiques et les particularités qui caractérisent la sécurité du parc mondial des barrages et des digues.

1.1.4. Causes de rupture des barrages

Parmi toutes les causes de rupture recensées, deux se distinguent nettement: la première est la capacité insuffisante de l'évacuateur, responsable de 35 % des ruptures documentées, et la deuxième regroupe les problèmes de fondation, relevés comme cause directe dans 25 % des cas.

1.1.4.1. Causes techniques

Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage ont une influence sur l'apparition de ces problèmes.

1.1.4.2. Causes naturelles

a. Crues exceptionnelles

Ces crues ont intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue décennaire. Les barrages en remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérable aux débordements.

b. Les glissements de terrains

Soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrage en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement (barrage de Malpasset, 1959) ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de retenue (barrage du Vajont, 1963) (CHAUVET R. et ROYET P., 2000).

c. Les séismes

Les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures,... etc.) comme ils peuvent engendrer l'effondrement complet de l'ouvrage.

Les tableaux I.2, I.3 et I.4, énumèrent les effets du séisme sur différents types de barrage.

Tableau I.2. Effet du séisme sur quelques barrages en enrochement (LE DELLIU P., 2002)

Barrage	Hauteur (m)	pays	Date	Magnitude	Dégâts
Cogoti dam	85	Chili	1943	7.9	Tassement : 600 mm
Minase Dame	67	Japon	1964	7.5	Tassement 61 mm dommage mineurs au joint
la calera Dam	30	Mexique	1964	Non connue	Submersion par une vague de 2.5 m de hauteur -Grand glissement sur 120 m
Oroville Dam	230	USA Californie	1975	5.7	Tassement : 10 mm - Déplacement vers l'aval : 150 mm
El infiemillo	148	Mexique	1979	7.6	Tassement : 130 mm
la Villita	60	Mexique	1979	7.6	Tassement : 50 mm
austriean Dam	56	USA Californie	1989	7	Tassement : 300 mm -Fissure profondes
Miboro Dam	131	Japon	1961	7	Tassement : 30 mm - Déplacement vers l'aval : 50 mm
Malpase Dam	70	Pérou	1938	Non connue	Tassement : 76 mm - Déplacement vers l'aval : 50 mm
Malpase Dam	70	Pérou	1958	Non connue	Tassement : 32 mm - Déplacement vers l'aval : 58 mm

Tableau I.3. Effet de séisme sur quelques barrages en terre (LE DELLIU P., 2002)

Barrage	Hauteur (m)	pays	Date	Magnitude	Dégâts
La Marquesa et la Palma	10 10	Chili	1985	7.8	2 barrages rompus 16 barrages - dégâts importants 16 barrages - faibles dégâts
San Andreas Dam	32	USA Californie	1906	8.25	fissure longitudinale -fissure transversale des appuis
Upper Crystal Springs	26	USA Californie	1906	8.25	Mouvement du barrage de 2.4 m

Sheffield Dam	8	USA Californie	1925	6.3	Rupture totale
Hebgen Dam	35	USA Montana	1959	7.5 à 7.8	tassement du barrage : 1.2 m - effet de vague
Lawer san Fernando	40	USA Californie	1971	6.6	Tassement de la crête : 8.5m
Upper san Fernando	24	USA Californie	1971	6.6	Tassement de la crête : 900 mm - déplacement vers l'aval de 1.5 m
Paiho main Dam	66	Chine	1976	7.8	Grand glissement : 330 barrages endommagés
Douhe Main Dam	22	Chine	1976	7.8	fissure longitudinale
Masiway Dam	25	Philippines	1990	7.7	Tassement de la crête : 1.0 m - Fissure longitudinale
Ono Dam	37	Japon	1923	8.3	Tassement de la crête : 250 mm - Fissure profonde adjacente au noyau
74 remblais	1.5 à 18	Japon	1939	6.6	12 barrages détruits, 40 glissements
Chatsworth	11	USA	1930	Non Connue	Fissures, fuites
Earlsbum	6	Ecosse	1839	4.8	Rupture totale

Tableau I.4. Effet du séisme sur quelques barrages en béton ou maçonnerie (LE DELLIU P., 2002)

Barrage	Hauteur (m)	Type	Pays	Date	Magnitude	Dégâts
Koyna	103	Poids - béton	Inde	1967	6.5	Fissure importante
Sefid Rud	106	Contrefort	Iran	1990	7.3 à 7.7	Fissure importante
pacoima	113	Voûte	USA Californie	1971	6.6	Fissuration de l'appui rive gauche
Lower Crystal springs	47	Poids incurvé	USA Californie	1906	8.3	pas de dégâts
Blackbrook	29	barrages poids en béton et maçonnerie	UK	1957	5.5	Déplacement de crête - Fissure
Hsingfengkiang	105	Contrefort	Chine	1962	6.1	Fissure importantes
Honen Ike	30	Voûte multiples	Japon	1946	Non connue	Fissures de la voûte près des contreforts
Ambiesta	59	Voûte	Italie	1976	6.5	pas de dégâts
maina di sauris	136	Voûte	Italie	1976	6.5	pas de dégâts
Shenwao	53	Poids - béton	Chine	1975	Non connue	Fissures
Redflag	35	Poids maçonnerie	Chine	1970	Non connue	Fissures
Rappel	110	Voûte	Chili	1985	7.8	dégâts à l'évacuateur et à la tour de prise d'eau

I.1.4.3. Causes humaines

Peuvent être à l'origine d'accidents ; études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre... etc.

I.1.5. Probabilité de rupture des barrages

La probabilité de rupture des barrages en béton dépend peu de leur hauteur, contrairement à celle des barrages en remblai. La figure I.2 montre la probabilité de rupture des ouvrages en béton et en remblai en fonction de la hauteur.

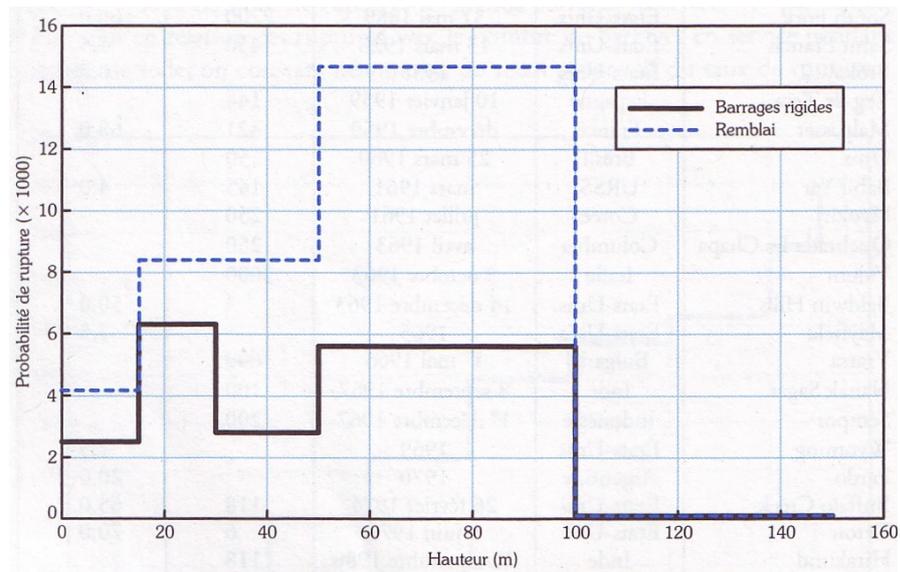


Figure I.2. Probabilité de rupture des ouvrages en béton et en remblai en fonction de la hauteur. (MARCHE C., 2004)

I.1.6. Age des barrages rompus

La période du premier remplissage et les cinq années suivantes sont des étapes critiques pour la sécurité des barrages, comme le montre la figure I.3. Ces résultats soulignent l'importance de la conception et de la qualité de la réalisation, d'une part, et du suivi de comportement des premières années dans la sécurité d'un ouvrage, d'autre part (GOUBET A., 1993).

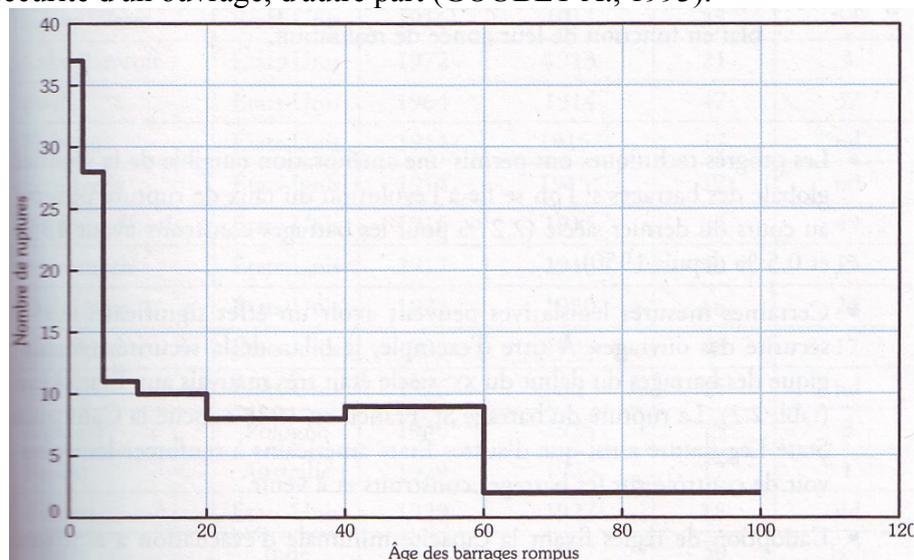


Figure I.3 Relation entre l'âge des barrages et l'occurrence de rupture (MARCHE C., 2004).

1.1.7. Taux de rupture des barrages

Le taux de rupture (pourcentage de rupture/ pourcentage de barrages construits) des barrages en remblai atteint le double de celui des barrages en béton (taux global de 1,11 contre 0,54). La probabilité de rupture (nombre de rupture/ nombre total d'ouvrage du type considéré) des barrages en terre construit entre 1920 et 1940 était notablement plus forte que celle des barrages en béton de la même période (figure I.4).

Les progrès techniques ont permis une amélioration tangible de la sécurité globale des barrages si l'on se fie à l'évolution du taux de rupture observé au cours du dernier siècle (2,2 % pour les barrages construits avant 1950 et 0,5 % depuis 1950).

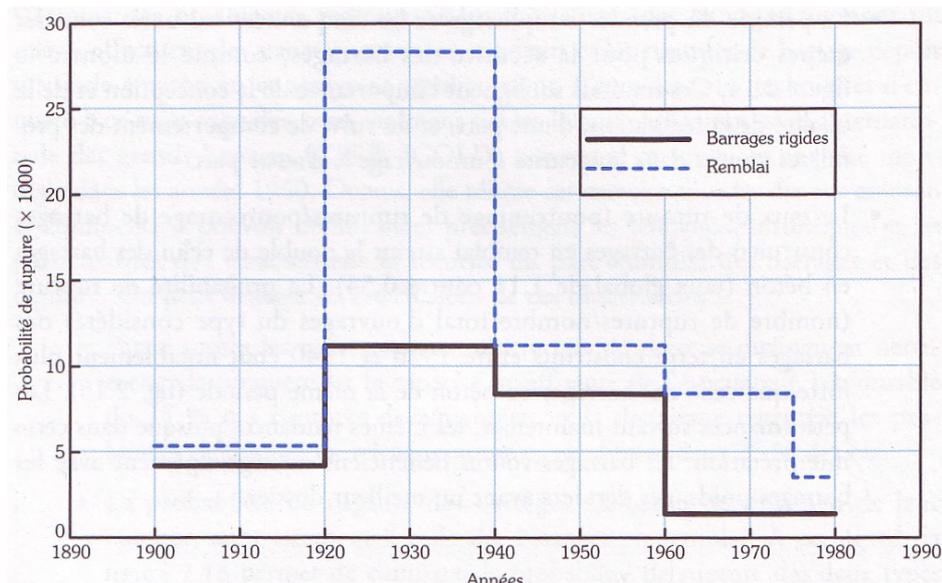


Figure I.4: Probabilité de rupture comparée des ouvrages en béton et en remblai en fonction de leur année de réalisation (MARCHE C ,2004)

1.1.8. Mesures législatives pour la sécurité des barrages

Certaines mesures législatives peuvent avoir un effet significatif sur la sécurité des ouvrages. A titre d'exemple, le bilan de la sécurité hydrologique des barrages du début du XX^e siècle était très mauvais au Etats Unis (Tableau I.1). La rupture du barrage St. Francis en 1928 a incité la California State Législature ainsi que d'autre Etats Américains à renforcer leur pouvoir de contrôle sur les barrages construits et à venir.

1.1.9. Capacité minimale de l'évacuation

L'adoption de règles fixant la capacité minimale d'évacuation a amélioré la sécurité des barrages. On peut remarquer que les Etats Unis n'apparaissent plus dans la liste des ruptures relative à la deuxième moitié du XX^e siècle (Tableau I.3)

*Tableau I.5. Rupture par dépassement de capacité d'évacuation recensé dans le monde avant 1950
(MARCHE C., 2004)*

Nom	Pays	Date de rupture	Date de mise en eau	Hauteur (m)	Réservoir (10 ⁶ m ³)
Irukaike	Japon	1968	1633	28	18
Johnstown	Etats-Unis	1889	1842	22	19
South Fork	Etats-Unis	1889	1852	21	18
Waghad	Etats-Unis	1880	1880	32	17
Lake Vera	Etats-Unis	1905	1880	15	nd
Walnut Grove	Etats-Unis	1890	1888	33	19
Castlewood	Etats-Unis	1933	1890	28	4
Avalon	Etats-Unis	1903	1895	14	nd
Lower Otay	Etats-Unis	1916	1901	46	52
Cazedero	Etats-Unis	1965	1906	21	16
Wisconsin	Etats-Unis	1911	1909	18	25
Sweet Water	Etats-Unis	1916	1911	35	54
Lake Bacroft	Etats-Unis	1972	1913	21	3
Swift	Etats-Unis	1964	1914	47	37
Hebron	Etats-Unis	1914	1915*	17	nd
Sepulveda	Etats-Unis	1914	1915*	17	nd
Lookout Shoals	Etats-Unis	1916	1915	24	49
Mammoth	Etats-Unis	1917	1916	23	13
Oklahoma	Etats-Unis	1923	1920	16	26
Lake Hemet	Etats-Unis	1925	1923	45	17
Dykstra	Etats-Unis	1926	nd	15	nd
Rosnow	Pologne	1940	1925	13	8
Briseis	Australie	1929	1926	17	1
Balsam	Etats-Unis	1929	1927	18	nd
Pagara	Ind	1943	1927	30	166
Total	25				

* Rupture durant la consruction.

Tableau I.6. Rupture par dépassement de capacité d'évacuation recensé dans le monde après 1950 (MARCHE C., 2004)

Nom	Pays	Date de rupture	Date de mise en eau	Hauteur (m)	Réservoir (106 m3)
Ogayarino	Japon	1953	1944	24	0,16
rincon	Uruguay	1959	1945	41	9000
Heiwake	Japon	1951	1949	22	0,2
Pardo	Argentine	1970	1949	15	0,1
Ovaarbanja	Yougoslavie	1965	1952	27	3
Karagpur	Inde	1961	1956	24	55
Kaddam	Inde	1959	1957	40	215
Sales de Oliveira	Brésil	1977	1958	35	25
Bolan	Pakistan	1976	1960	19	89
Euclines de Cunha	Brésil	1977	1960	61	13
Dhanibara	Inde	1976	1965	21	nd
Noppikoski	Suisse	1985	1967	19	0,7
Dantiwada	Inde	1973	1969	61	460
Bagauda	Niger	1988	1970	20	22
Machu II	Inde	1979	1972	26	101
Spitskop	Afriquedu Sud	1988	1975	17	61
Gotvan	iran	1980	1980	22	nd
Tous	Espagne	1982	1980	77	50
SargasonsKaia	CIS	1987	1980	23	2,7
Belci	Roumanie	1991	1982	18	12

1.2. Scénarios de rupture d'un barrage

Les résultats de l'étude de rupture servent principalement dans le cadre plus général des études de sécurité des barrages. Contrairement aux études de conception ou d'impact courantes en hydraulique, les études de rupture portent sur des situations hypothétiques. Leur probabilité de réalisation est extrêmement faible, d'autant plus que chacune s'appuie sur un contexte et de multiples conditions très précises. Il y a très peu de chances que toutes les conditions considérées surviennent en même temps. Plus que de donner une réponse précise pour une situation très particulière, les calculs requis ont pour objectif de tracer un portrait de la situation d'urgence engendrée, et ce, pour toutes les possibilités. Il faut donc attacher une grande importance, avant même de commencer les calculs, à bien définir toutes les situations dont l'analyse détaillée fournira les connaissances les plus utiles pour la sécurité des populations et des installations. De cette liste, il ressort un ou plusieurs scénarios de rupture devant donner lieu à des calculs précis.

Plusieurs dangers guettent un ouvrage. Ils sont d'ordre naturel (crues extrême, séisme), d'ordre technologique (connaissance de comportement, incertitudes quant aux matériaux, fiabilité des systèmes) et d'ordre humain (erreur de jugement, malveillance). Les quelques scénarios significatifs à retenir devront non seulement s'attacher à reproduire toutes les causes de rupture, mais aussi, par leur ensemble, à donner de l'information sur toutes les possibilités de rupture.

1.2.1. Facteurs déterminant les scénarios de rupture des barrages

Dans le cadre des études relatives à un barrage unique, un facteur s'avère déterminant pour sélectionner les scénarios requis: les apports hydrologiques au site. En effet, l'état initial du bassin et des cours d'eau, l'état de mobilisation des personnels exploitants, l'état de préparation à l'urgence des populations sont très différents lors d'une belle journée d'été ou après plusieurs jours d'une crue naturelle majeure. On s'attachera donc à documenter, si possible, plusieurs situations de rupture parmi lesquelles certaines supposeront des apports hydrologiques normaux à la retenue et d'autres, un contexte de crue majeure.

1.2.1.1. Rupture en apports hydrologiques normaux

Un seul scénario suffit généralement pour donner une description utile du développement de la situation engendrée par une rupture en apports hydrologiques normaux. Il permet de comparer cette situation aux ruptures éventuelles attribuables au premier remplissage d'une nouvelle retenue, à un séisme ou à un acte de malveillance sur un ouvrage plus ancien.

1.2.1.2. Rupture en situation de crue

Avant d'aborder les ruptures en situation de crues, souvent associées à un manque de capacité effective au site, il est nécessaire de définir deux concepts, soit la crue de première rupture et les conséquences différentielles.

a. Crue de la première rupture

La crue de première rupture d'un aménagement est une crue dont l'hydrogramme des apports introduits au réservoir et laminés par celui-ci conduit à l'atteinte de la première condition de rupture sur l'un des ouvrages de l'aménagement.

b. Conséquences différentielles de rupture

On nomme conséquences différentielles de rupture l'augmentation des conséquences engendrées par la rupture par rapport aux conséquences qu'aurait eues la même crue dans la vallée s'il n'y avait pas de barrage.

1.2.2. Rupture des barrages sous l'effet du séisme

La rupture des barrages sous l'effet du séisme, selon le degré de celui-ci, peut entraîner l'effacement complet de l'ouvrage qui se définit comme la rupture instantanée du barrage.

1.2.3. Détermination des scénarios de rupture en crue

On détermine les scénarios de rupture en crue en laminant les crues exceptionnelles à travers la retenue, selon le plan de gestion de l'ouvrage. Les calculs hydrologiques préalables produisent les hydrogrammes de crues statistiques (de récurrence 100 ans, 1000 ans, etc.) et de la crue maximale probable. Leur laminage permet d'établir la crue de première rupture, ou crue de sécurité de l'aménagement. Le premier scénario de rupture hydrologique à considérer est celui d'une crue supérieure de quelques mètres cubes par seconde à la crue de première rupture, et ce, pour des raisons. D'abord, c'est cette crue qui causera les plus forts dommages différentiels en aval ; en outre dans un calcul de risque conventionnel, elle aura la probabilité qui contribuera le plus au risque total de rupture. On étudie ensuite les écoulements de la crue naturelle combinée à la rupture le long de la vallée jusqu'en un point où les apports seront redevenus sans conséquences.

Cette manière de définir les scénarios d'une étude de rupture appliquée à un ouvrage conduit à en retenir deux ou trois seulement parmi toutes les combinaisons de circonstances envisageables. De plus elle limite les efforts consentis en calculs et en recherche de données, tout en fournissant tous les éléments nécessaires à l'étude de sécurité de barrage comportant une analyse de risque et une

préparation à l'urgence. Il n'est pas nécessaire de préparer un ensemble de scénario aussi complet pour se conformer de façon stricte aux lois courantes.

A l'inverse on peut à des calculs de rupture pour contribuer au processus de sélection d'une variante dans le cas d'une réfection d'ouvrage ou de l'établissement d'un nouvel ouvrage. Dans ce cas peu courant mais qui exploite bien les possibilités de l'analyse de risque, on peut envisager plusieurs scénarios pour les mêmes situations d'apports hydrologiques et propres à chaque variante considérée.

1.3. Impact de rupture d'un barrage sur l'environnement

L'impact sur l'environnement des barrages se situe à deux niveaux : d'une part il y a un impact directement lié à la présence même du barrage, et d'autre part il y a un impact associé au fonctionnement de l'installation, c'est-à-dire associé aux vidanges ou l'éventuelle rupture du barrage. Nous ne traiterons ici que l'impact lié aux vidanges ou rupture des barrages. Cet impact peut simplement être visuel ou concerner les cours d'eau, au niveau quantitatif et/ou qualitatif, pouvant perturber la vie aquatique faunistique et/ou floristique (CATHELINE C., 1998).

1.3.1. Impact visuel

L'impact visuel lié aux vidanges et aux ruptures des barrages concerne principalement la réapparition des anciennes vallées, auparavant verdoyantes, mais qui sont désormais réduites à des déserts de pierres et de rochers (BIGOT, 1998) dans (CATHELINE C., 1998).

1.3.2. Perturbation des cours d'eau

Construire des retenues sur des rivières ou à proximité, c'est se donner les moyens de stocker l'eau pendant un certain temps pour la redistribuer. On opère un transfert en volume d'eau d'une période de l'année pendant laquelle il y a abondance à une autre où il y a pénurie, ou d'une année à l'autre pour satisfaire des besoins et usages nationaux, régionaux, locaux qui sont parfois antagonistes dans la gestion des ressources en eau, en lissant ainsi les aléas saisonniers et climatiques de la météorologie (DUBAND, 1989) dans (CATHELINE C., 1998). Les différents usages de ce stock d'eau peuvent être :

- production d'énergie électrique (consommation industrielle et domestique),
- irrigation (agriculture),
- soutien des étiages (agriculture, eau potable),
- alimentation en eau potable,
- écrêtement des crues (sécurité),
- loisirs nautiques (tourisme),
- pollution accidentelle (sécurité),
- hydrobiologie (environnement).

1.3.2.1. Danger lié à la montée des eaux

Lors de la vidange des barrages ou simplement lors de simples lâchers d'eau liées à l'exploitation des barrages, le niveau de l'eau à l'aval des barrages monte rapidement, pouvant mettre en danger les personnes qui s'y trouveraient.

Ce sujet nous rappelle le terrible accident du Drac en décembre 1995, au cours duquel six enfants et une accompagnatrice, surpris par la montée des eaux dans le lit du Drac, ont trouvé la mort (ROUSSEL et al., 1996 et DIFFRE, 1996) dans (CATHELINE C., 1998).

A cet effet, les modalités des lâchers d'eau doivent être fixées par les autorités. En particulier les lâchers devront être effectués avec une progressivité d'augmentation du débit lâché.

Des actions d'information du public doivent être menées par les exploitants des ouvrages en ce qui concerne la nature et l'importance des dangers rencontrés en aval. Outre les phases d'exploitation des barrages, provoquant une montée rapide du niveau des eaux à l'aval de l'ouvrage, il faut également tenir compte du risque de la rupture de l'un des barrages et des conséquences que cela pourrait entraîner (CATHELIN C., 1998).

Afin de savoir dans quelle mesure la rupture d'un barrage aurait des conséquences dommageables pour les populations situées à l'aval, le CEMAGREF a développé des méthodes qui permettent de calculer certaines caractéristiques de l'onde de submersion (PAQUIER A., 1993) dans (CATHELIN C., 1998).

Les risques liés à la rupture d'un barrage concernent essentiellement les zones, situées à l'aval, qui pourraient être inondées ; dès que le niveau des crues naturelles est dépassé, les dégâts peuvent être importants. En particulier, les ouvrages en travers de la rivière, tels que d'autres barrages, des ponts, ou des voies de communication, mais aussi des habitations ou des locaux collectifs peuvent être détruits (CATHELIN C., 1998).

1.3.2.2. Caractéristiques physico-chimiques de l'eau évacuée

Les vidanges des barrages ont pour objectif d'assurer la sécurité de l'ouvrage par la visite des parties immergées. La vidange consiste à retirer tout ou partie de l'eau stockée par ouverture des vannes de fond du barrage. Cette opération remet en suspension dans l'eau une partie des couches superficielles des sédiments déposés dans le lac depuis sa mise en eau (GOSSE, 1991). Les concentrations de matières en suspension (MES) augmentent alors temporairement dans la rivière, en aval du barrage, en y provoquant des déficits d'oxygène dissous et en y apportant des éléments indésirables en excès (ammoniac, fer, manganèse, phosphore, parfois métaux lourds et pesticides). Cet ensemble de changements des caractéristiques physico-chimiques du milieu est de nature à gêner certains usages de l'eau, comme par exemple la production d'eau potable (CATHELIN C., 1998).

Les visites décennales réglementaires ne sont pas l'unique cause de vidange : en effet certaines vidanges complètes sont réalisées, avec une périodicité inférieure à la décennie, dans des bassins versants à fort taux d'érosion (barrages de l'Isère et du Rhône par exemple). L'objectif essentiel est de limiter l'envasement des réservoirs.

En France, un programme d'études pour mieux connaître l'impact des vidanges des réservoirs sur les écosystèmes aquatiques a été lancé. Les études ont permis d'identifier trois phases possibles de fortes concentrations de matières en suspension dans la rivière, à l'aval du lac vidangé (les teneurs en matières en suspension ont été mesurées suivant la norme AFNOR T90-105 : filtration sur filtre millipore AP-20 puis dosage par pesée après séchage à 105 °C) :

- la première, de courte durée, apparaît parfois au moment de l'ouverture des vannes de fond, ce qui correspond à l'élimination du cône d'envasement proche des vannes.
- la deuxième, généralement de plusieurs heures, survient en fin de vidange proprement dite, lors de l'évacuation des toutes dernières réserves d'eau du lac.

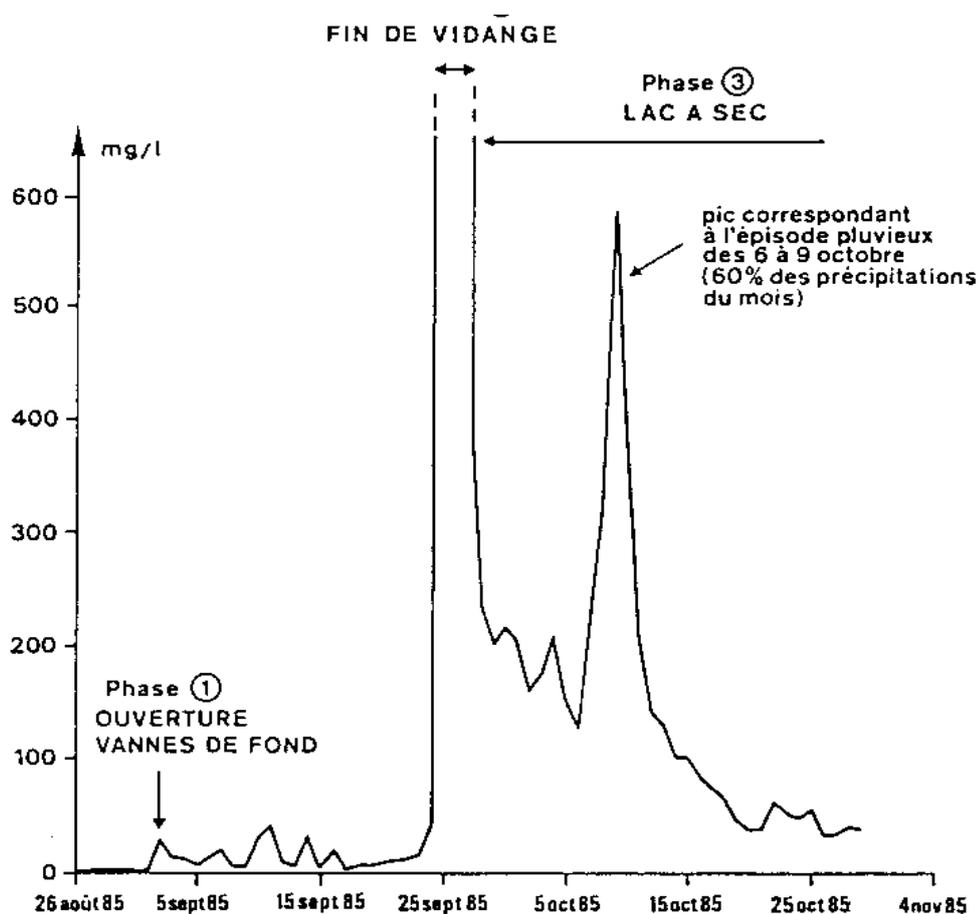


Figure I.5: Moyenne journalière des concentrations en M.E.S. (mg/l) dans l'eau à la sortie du barrage de Guerlédan entre le 26 août et le 15 novembre 1985 (GOSSE, 1991).

Parallèlement aux mesures de MES, on suit également la concentration en oxygène dissous, (GOSSE, 1991).

Du fait de la forte coloration de l'eau en fin de vidange, les processus de photosynthèse ne peuvent pas intervenir significativement dans le bilan en oxygène dissous : ainsi les mesures d'oxygène dissous aux différentes stations ne mettent pas en évidence de cycle nyctémère. L'ensemble des mesures effectuées mettent en évidence des concentrations en oxygène dissous très faibles, inférieures à 0,5 mg/l (POIREL et al., 1993), au moment du passage du pic de MES (alors que le taux de saturation de l'eau en oxygène dissous dans les conditions de température observées est d'environ 9,2 mg/l).

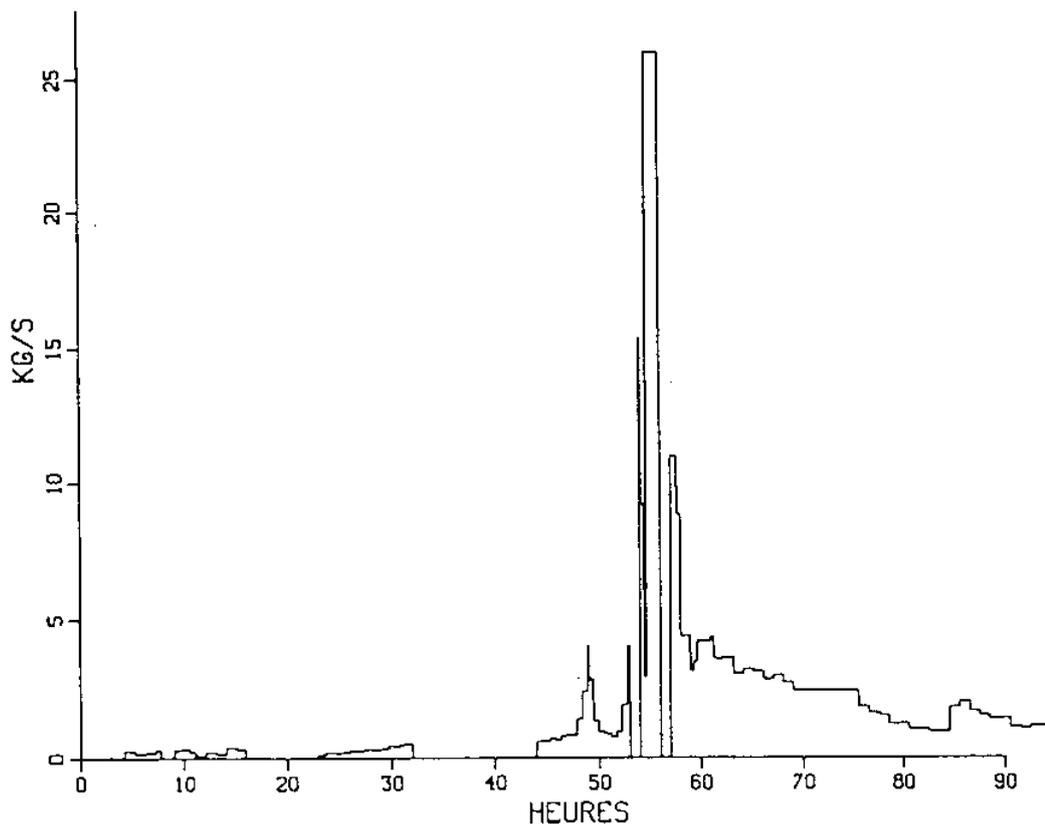


Figure I.6 : Flux de M.E.S. (kg/s) à la sortie immédiate du barrage de Gherlédan en fin de vidange. Origine des temps le 23/09/85 à 5 heures TU (GOSSE, 1991).

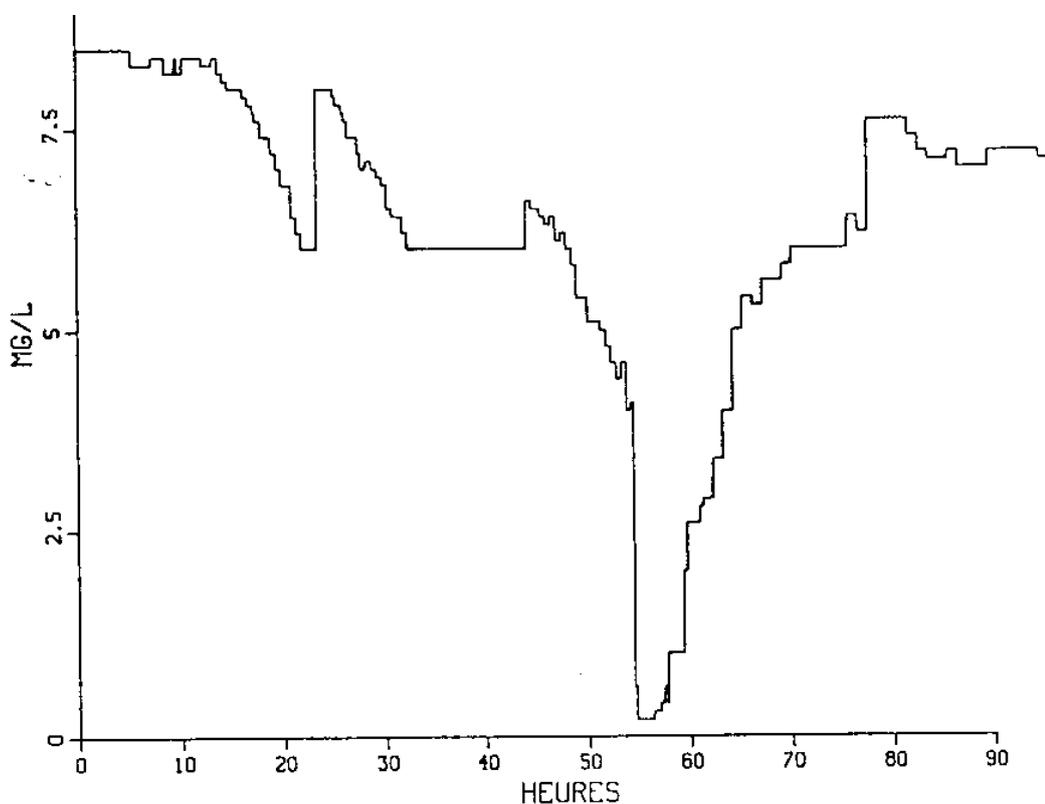


Figure I.7 : Evolution de la concentration en oxygène dissous (mg/l) à la sortie immédiate du barrage de Guerlédan en fin de vidange, pendant 90 heures. Origine du temps ($t = 0$) le 23 septembre 1985 à 5 heures TU (GOSSE, 1991).

Une étude de (ROFES et al.,1990), montre également la relation entre les MES et le taux d'oxygène dissous, mais cette fois exprimé comme un déficit d'oxygène. Lors de cette étude les mesures sont effectuées au niveau de deux stations (1 et 2) correspondant à des temps de transit respectifs de 40 et 110 minutes depuis le barrage. A l'issue de la période de mesures, les graphiques réalisés (ci-dessous) montrent que le déficit en oxygène dissous est plus important après un transit de 110 minutes qu'après un transit de 40 minutes, tout en restant proportionnel à la concentration de MES.

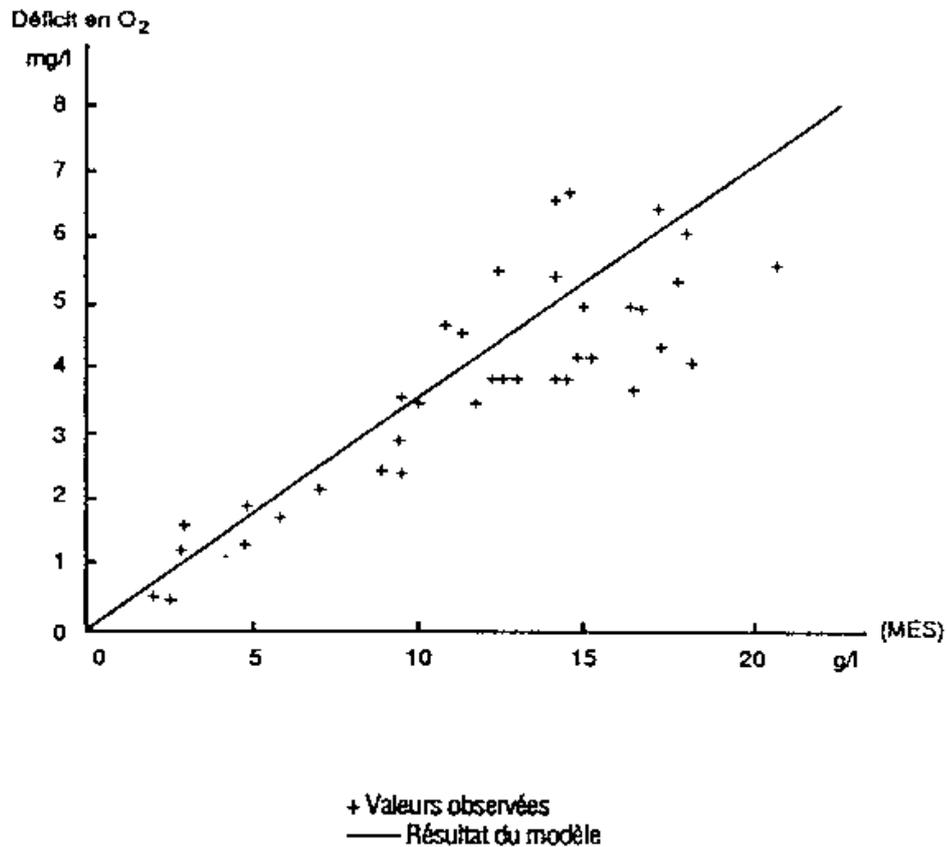


Figure I.8: Relation entre le déficit en oxygène dissous et le taux de MES à la station 1 (ROFES et al., 1990).

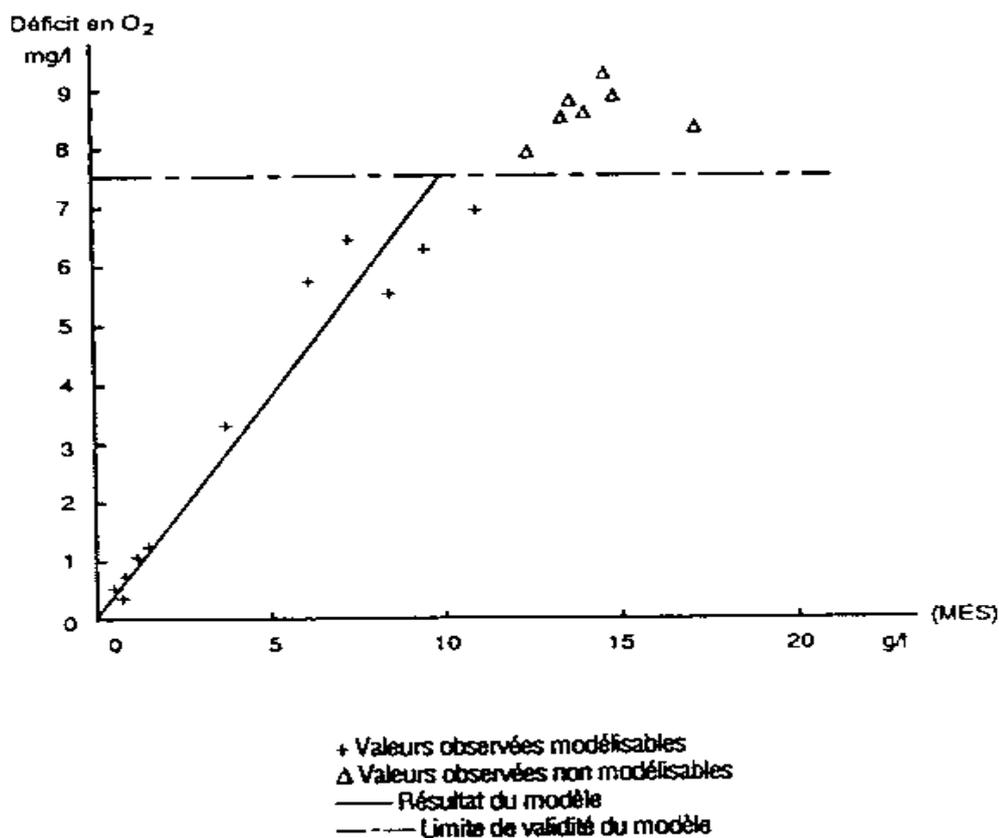


Figure 1.9: Relation entre le déficit en oxygène dissous et le taux de MES à la station 2 (ROFES et al., 1990).

D'autres types de substances proviennent de la décomposition de la matière vivante ou sont des composés fortement réducteurs issus de rejets industriels. La remise en suspension de telles substances se traduira par une forte demande en oxygène et le relargage d'ammoniaque, dont la forme non ionisée NH_3 est très toxique notamment pour les poissons (POIREL et al., 1993). L'équilibre de dissociation de NH_4^+ est fortement influencé par l'acidité du milieu, il convient donc de tenir compte à la fois de la concentration d'azote ammoniacal et du pH pour connaître la toxicité de ce composé. Un pH acide favorise la protonation de NH_3 en NH_4^+ , l'acidification du milieu au moment du passage du culot sédimentaire est donc un facteur de nature à limiter la toxicité du rejet.

L'étude du phosphore (DEMARE et al., 1993) dans (CATHELIN C., 1998), facteur clef responsable de l'eutrophisation des eaux continentales, a été entreprise afin d'estimer les potentialités de relargage de cet élément dans la retenue eutrophe de Saint-Etienne-Cantalès (Cantal) et dans ses affluents. La présence de phosphore, particulaire ou dissous, peut se traduire par une accélération de l'eutrophisation du milieu récepteur. Cette accélération de l'eutrophisation (ou dystrophisation de fonctionnement) a pour conséquence de diminuer encore la teneur en oxygène dissous (utilisé pour la dégradation de la biomasse produite) de l'eau du réservoir et donc de l'eau de la rivière lors de la vidange.

1.3.2.3. Sédimentation et risques écotoxicologiques

Il est indéniable que la création d'un plan d'eau à l'amont d'un barrage provoque un dépôt de sédiment et un envasement (DUBAND, 1989 et REMINI et al., 1997) dans (CATHELIN C., 1998). En effet, les rivières (affluents des retenues) transportent d'importantes quantités de sédiments qui alimentent en alluvions les plaines des basses vallées. L'importance de ce transport varie énormément selon la morphologie du bassin versant, et selon le régime des débits de la rivière car il dépend de la

saison et de la variabilité interannuelle des apports. Les cours d'eau transportent des matériaux grossiers (graviers, galets) et des sédiments fins (sable, argile) ; le mécanisme d'alluvionnement des retenues est fonction du type de retenue. Les sédiments grossiers sont le plus souvent transportés par charriage sur le fond, et ayant une vitesse de chute importante ils se déposent en queue de retenue. Le transport des sédiments fins est plus compliqué à appréhender selon l'écoulement amont est torrentiel donc susceptible d'engendrer un courant de densité et de transporter les vases jusqu'au pied du barrage, ou, que l'écoulement est fluvial avec une dispersion des vases dans toute la retenue. Les courants de densité sont les principales causes d'envasement des grandes retenues.

1.3.2.3.1. Prédiction des apports solides en amont de la retenue

La principale difficulté, en exploitation, est l'appréciation des apports en matériaux solides à l'amont de la retenue, car il n'existe pas de relation directe entre le débit du cours d'eau et le flux de matières en suspension. Seule l'accumulation de données par retour d'expérience et la réalisation de modèles de sédimentation (CARLOS et al., 1995) dans (CATHELIN C., 1998), peuvent permettre d'améliorer les méthodes d'exploitation des retenues face à cette situation d'envasement.

Liés à la sédimentation des particules en suspension dans l'eau, certains éléments chimiques se retrouvent ainsi piégés (POIREL et al., 1993 et ROFES et al., 1990). Ces éléments chimiques, parfois toxiques pour le milieu (métaux lourds, pesticides), proviennent des redépôts atmosphériques et des nombreux flux polluants d'origine industrielle ou agricole situés en amont sur le bassin versant. Les concentrations mesurées lors des épisodes de vidanges sont certes élevées, mais restent bien souvent en deçà des concentrations susceptibles de provoquer des effets à court terme sur les populations vivant au sein du cours d'eau en aval. Ces polluants sont donc transférés à l'occasion de la vidange après avoir été temporairement stockés dans la retenue. La gestion de ces pollutions doit donc se faire en terme de charge globale pour les écosystèmes en s'intéressant aux éventuels effets chroniques sur les communautés vivantes.

Une étude menée sur les 5 retenues du secteur de la basse-Isère (EDF, AGENCE DE L'EAU RMC, 1993) a permis d'analyser des échantillons de sédiment prélevés en surface. Le programme analytique comprend le dosage de 9 métaux et métalloïdes, des solvants chlorés (chloroforme, etc...) et non chlorés (benzène, etc...), des pesticides chlorés (lindane, etc...), des chlorophénols, des chlorobenzènes, des PCB (polychlorobenzènes) et des HAP (hydrocarbures aromatiques polycycliques). Techniquement, il s'est avéré que le dosage des PCB posait des difficultés non résolues et les résultats correspondant ne sont pas pris en compte dans cette étude.

Ces analyses ont révélé la présence de :

- pollution métallique inférieure aux valeurs de référence pour le cadmium, le cuivre, le mercure, le plomb et le zinc. Un niveau de concentration supérieur à la normale est relevé pour l'arsenic, le nickel (toutes retenues) et le chrome (les 2 retenues les plus en aval).
- pollution organique par les hydrocarbures aromatiques polycycliques uniquement sur 2 retenues.

Parallèlement à l'analyse des sédiments, l'étude a montré la présence chronique, en faibles concentrations dans les eaux de l'Isère (devenant non décelable par très fort débit), de lindane et de solvants chlorés. Les composés organohalogénés totaux (TOX) sont également présents systématiquement à des concentrations plus importantes. Tous les autres éléments recherchés (mentionnés ci-dessus) n'ont jamais été décelés.

Cette étude des composés toxiques présents dans l'Isère a permis de mettre en évidence deux types de transferts de pollution dépendant de la nature dissoute ou particulaire des substances concernées.

La pollution dissoute se traduit par une présence chronique de solvants chlorés et de lindane. Ces composés ont peu d'affinité pour le support particulaire et ne sont pas fixés dans les retenues. Leurs concentrations dans l'eau sont cependant très faibles.

La pollution non dissoute correspond à des substances très liées au support particulaire et de ce fait leur transfert est très influencé par la présence des retenues ; le stockage au cours du temps du matériau particulaire conduit à une remobilisation importante de ces substances lors des crues et des vidanges de retenues.

A coté des deux types de pollution précédents, une pollution bactériologique de l'eau n'est pas à exclure (BLANQUET et al., 1996) dans (CATHELINE C., 1998). compte-tenu de la forte mortalité des poissons lors des vidanges.

1.3.2.4. Perturbation de la vie piscicole

Le rejet de sédiments à l'aval de la retenue, lors des vidanges ou des chasses, provoque une augmentation des taux de matières en suspension (MES) qui contiennent des matières réductrices organiques lesquelles s'oxydent au contact de l'eau et provoquent un déficit en oxygène dissous (DUBAND, 1989) dans (CATHELINE C., 1998).. Cette augmentation du taux de MES a une action directe sur les poissons en réduisant leurs possibilités de nage et en colmatant leurs branchies (d'où l'asphyxie des poissons), en réduisant leur résistance aux toxiques industriels, sels ammoniacaux... provenant de l'amont et stockés dans les sédiments.

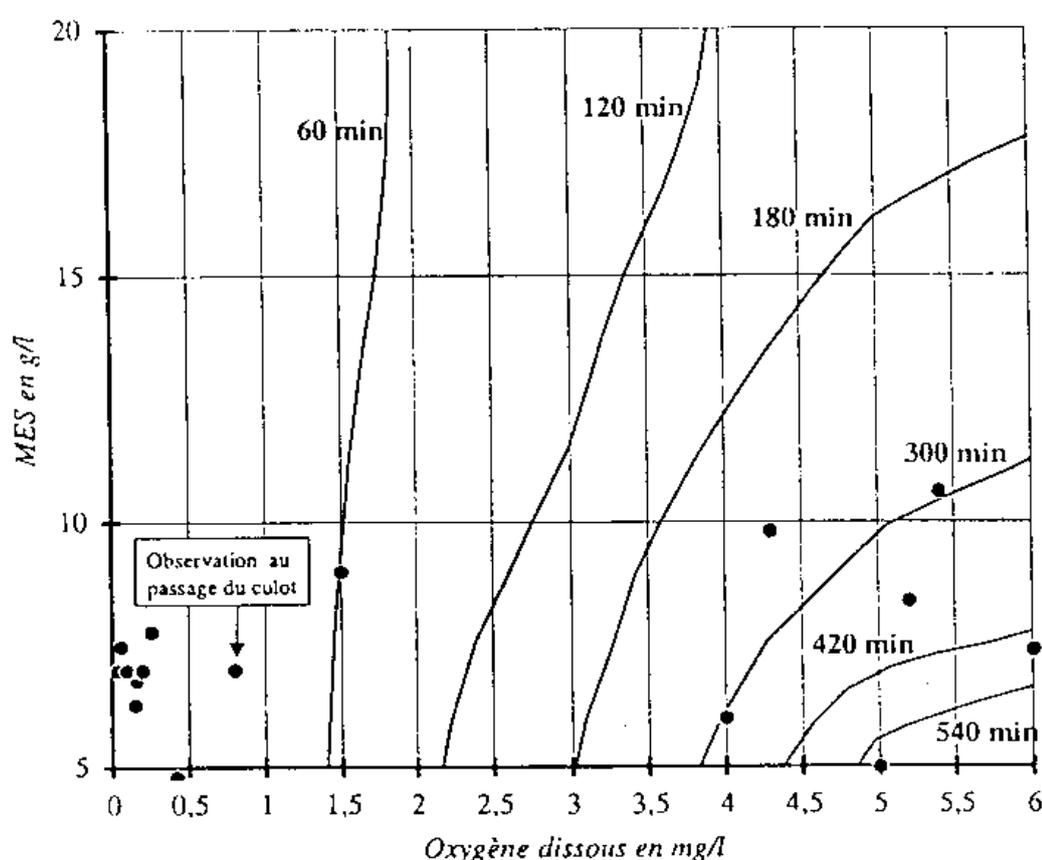


Figure I.10 Isochrones pour un seuil de mortalité de 10 % des truites face au couple M.E.S. et O₂ (POIREL et al., 1993)

Chapitre II

CONCEPT HYDRODYNAMIQUE DE L'ÉCOULEMENT ET DU TRANSPORT DES SEDIMENTS DUS À LA RUPTURE D'UN BARRAGE

II.1. Écoulement de rupture d'un barrage:

Lorsqu'un barrage rompt, l'eau du réservoir s'écoule librement et une onde de crue se propage dans la vallée en aval. Souvent une grande partie de la réserve se perd. On observe généralement des débits beaucoup plus importants que ceux des crues naturelles et une zone inondée plus étendue. La montée des eaux survient plus brutalement et il est plus difficile de s'en protéger. La violence des écoulements s'accompagne de fortes érosions, de modifications majeures à la vallée et des destructions des ses infrastructures.

La présence d'un barrage dans une vallée peut lui accorder une meilleure résistance aux crues naturelles, mais elle engendre une possibilité de crue de rupture qu'il faut réussir à définir dans le cadre des mesures de sécurité et de protection des populations.

Le calcul des écoulements de la crue engendrée par la rupture d'un ouvrage de retenue constitue une phase très technique de la démarche. Il s'appuie sur un ensemble de connaissances en hydrodynamique. Hormis les phases de validation des outils employés où l'on utilise des cas d'écoulement documentés à des fins de comparaison et d'amélioration des outils eux-mêmes, le calcul des écoulements de rupture d'un barrage est hypothétique et relatif à une certaine façon d'imaginer les événements, leur déclenchement, leur déroulement et les mesures de réaction qu'ils entraîneraient.

Différentes situations de rupture pouvant s'appliquer à un ouvrage, leur évaluation nécessite souvent plusieurs ensembles de calcul. Dans chaque cas, il est important de préciser le contexte s'y rattachant. Puis en tenant compte de ce contexte, on procédera pour chaque cas à l'évaluation du développement de la crue à l'ouvrage, on en étudiera les conséquences pour la vallée réceptrice.

II.1.1. Concept hydrodynamique de l'écoulement

Classiquement dans les cours d'eau naturel, nous nous attachons à la détermination des valeurs moyennes des grandeurs physiques et d'autres caractéristiques de l'écoulement. C'est par le biais des lois dites de conservation que nous pouvons mettre en équation ces différents paramètres.

II.1.1.1. Lois de conservation

La conservation est la base de toute analyse scientifique. En physique on parle souvent de la conservation d'énergie et en chimie on parle de la conservation de la charge électrique. L'hydraulique fait partie de la physique, elle obéit aussi aux lois de conservation sans lesquelles aucun traitement des problèmes d'écoulement n'est possible.

a. Equation de continuité liquide

Cette équation exprime le principe de conservation de la masse « rien ne se perd rien ne se crée tout se transforme » Lavoisier. Elle est une des équations fondamentales de la mécanique des fluides.

La variation de la masse fluide contenue dans un volume donné pendant un certain temps dt , doit être égale à la somme des masses fluides qu'y entrent, diminuées de celles qui en sortent.

La variation de volume entre ces deux sections pendant le temps dt est égale à la différence entre le volume entrant par la première section et le volume sortant par la deuxième section, distante de dx . La figure II.1 schématise un écoulement non permanent et non uniforme sur une pente à fond fixe.

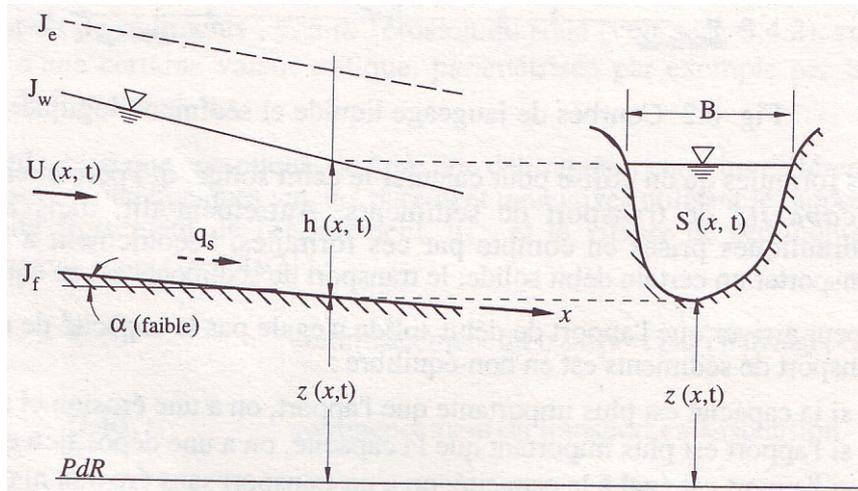


Figure II.1 Schéma d'un écoulement non permanent et non uniforme sur une pente à fond fixe

$$Qdt - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx\right)dt = -\left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right)dxdt \dots \dots \dots (II.1)$$

Q : Débit liquide volumique.

Cette variation n'est qu'une modification de la surface libre $\frac{\partial h}{\partial t}$ entre les deux sections, pendant le

temps dt . Elle correspond à : $(Bdx)\frac{\partial h}{\partial t} dt$

Où $B(h)$ est la largeur à la surface libre et $h(x,t)$ la profondeur de l'écoulement;

$$\text{Alors : } -\frac{\partial Q}{\partial x} dx \cdot dt = ds \cdot dx = B(h) \cdot dh \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \cdot dt$$

$$\Rightarrow \frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0$$

$$\Rightarrow \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial(Bh)}{\partial t} = 0$$

$$\text{D'où : } \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0 \dots \dots \dots (II.2)$$

Pour une section donnée $Q = U \cdot S$.

$$\text{L'équation (II.2) devient : } \frac{\partial(U \cdot S)}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = S \cdot \frac{\partial U}{\partial x} + U \cdot \frac{\partial S}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \dots \dots \dots (II.3)$$

L'équation (II.3) représente la continuité pour un fluide incompressible dans un canal non prismatique.

b. Conservation de la quantité de mouvement

Partant de l'équation de l'énergie, qui traduit la conservation de l'énergie mécanique le long d'une ligne de courant, et qui doit être généralisée pour un fluide passant par une surface limitée (Figure II.2).

Elle s'écrit en hauteur de liquide pour un fluide incompressible dans un écoulement presque rectiligne par rapport à un plan de référence (PdR) :

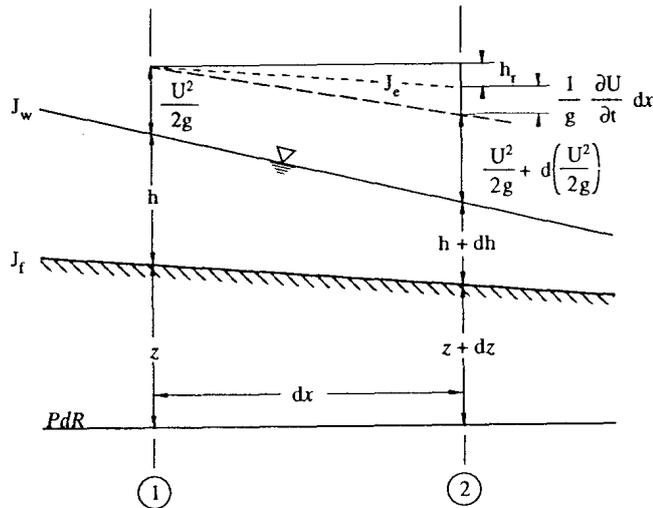


Figure II.2 Schéma pour l'équation de l'énergie entre deux sections

$$\frac{U^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} + Z = \frac{p_t}{\gamma} = Cste \dots\dots\dots (II.4)$$

Où :

$\frac{U^2}{2g}$: Hauteur due à la vitesse ;

$\frac{p}{\gamma}$: Hauteur due à la pression ;

Z : Côte de l'élément considéré ;

$\frac{p_t}{\gamma}$: Hauteur totale ou bien charge total (énergie mécanique) ;

$\frac{p}{\gamma} + Z = \frac{p^*}{\gamma}$: Hauteur piézométrique.

Pour un écoulement à surface libre non permanent et non uniforme d'un liquide réel, en introduisant des hypothèses qui nous permettent d'établir le modèle de Saint venant, il faut que :

- La hauteur piézométrique $\frac{p^*}{\gamma}$ est supposée constante à travers la normale au fond du canal ; c'est une répartition hydrostatique de la pression.
- La pente du cours d'eau est définie comme suit (voir figure II.2).

$$J_f = tg\alpha = -\frac{dz}{dx} = \sin \alpha \quad (\alpha < 5^\circ \text{ ou } J_f < 0,1)$$

- l'écoulement est considéré unidimensionnel rectiligne.

La différence de charge totale entre deux sections distante de dx (voir figure II.2) est donnée par la relation (II.5) :

$$\alpha_e \frac{U^2}{2g} + h + Z = \left[\alpha_e \frac{U^2}{2g} + d\left(\alpha_e \frac{U^2}{2g} \right) \right] + [h + dh] + [Z + dZ] + \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} dx + \frac{1}{g} \frac{\tau}{\rho} \frac{dP_m}{ds} dx \dots\dots\dots (II.5)$$

Avec :

$\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} dx$: Terme de l'énergie due à l'accélération dans la direction X ;

$\frac{1}{g} \frac{\tau}{\rho} \frac{dP_m}{ds} = h_r$: Terme représentant la perte de charge due au frottement ;

τ : Tension tangentielle due au frottement sur l'élément considéré, elle est donnée par :

$$\tau = \rho g R J_e$$

P_m : Périmètre mouillé de l'élément de surface ds .

α_e : Coefficient de correction de l'énergie due à la répartition non uniforme de la vitesse dans la section.

Dans la nature, les écoulements sont souvent turbulents, une approximation de $\alpha_e=1$ se justifié (Graf et al, 1993).

Alors, l'équation de l'énergie (II.5) se réécrit comme suit :

$$d\left(\frac{U^2}{2g} + h + Z\right) = -h_r - \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} .dx \dots\dots\dots (II.6)$$

En divisant les membres de cette équation par dx et avec l'utilisation des dérivées partielles nous obtenons l'équation (II.7) :

$$\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - J_f = -J_e \dots\dots\dots (II.7)$$

Cette équation (II.7) est l'expression finale de l'équation dynamique exprimant la conservation de la quantité de mouvement pour un écoulement non permanent et non uniforme à ciel ouvert. Le regroupement de cette équation avec celle de continuité donne les équations de Saint-Venant monodimensionnelles.

II.2. Transport des sédiments issus de la rupture d'un barrage

II.2.1. Définition et différenciation des types de transport des sédiments

Le transport n'est possible que si la contrainte d'entraînement dépasse une valeur seuil. Il se débute par le charriage dont la vitesse propre des particules reste faible. Si cette dernière augmente par suite de la turbulence, les particules atteignent une partie supérieure de la veine liquide et sont soumis à un autre type de transport ; c'est la suspension qui concerne en générale les particules fines maintenues suspendu au dessus du fond.

Les régions de la veine liquide où se produit ces différents types de transport sont difficiles à caractériser. Une particule en charriage avancé (Saltation) peut éventuellement atteindre des régions intermédiaires de la veine liquide où elle sera soumise aux mêmes actions que les particules en suspension. Il existe des exemples où des blocs de quelques kilogrammes ont été transportés dans la partie supérieure de la veine liquide comme des matériaux en suspension (Bavard et al, in Belleudy 2001).

Le flou dans la classification des types de transport conduit à la mise en place de quelques critères caractérisant chaque mode de transport, fondé sur des principes différents. Ils apportent un grand intérêt à la classification.

Il existe deux critères usuels (Gomer, 1994) pour différencier les types de transport dans les cours d'eau ; le premier, se rapportant au mécanisme dominant et le deuxième se rapportant à la distribution verticale des sédiments.

II.2.1.1. Critère du mécanisme de transport

Ce critère distingue le charriage, qui désigne tous les matériaux solides déplaçant par traction, roulement ou saltation et le transport en suspension désignant tous les matériaux maintenus en équilibre grâce aux forces verticales (poids propre de la particule, poussée d'Archimède sur la particule, composante verticale de la turbulence). Des définitions plus explicites sont données dans le paragraphe qui suit.

a. Transport par charriage q_{sb} (Bed load)

Pour ce mode, les particules restent en contact étroit avec le fond; elles se déplacent en glissant, roulant ou en sautant (brièvement); ce mode de transport concerne les particules relativement grandes.

b. Transport en suspension q_{ss} (Suspended load)

Il concerne, les éléments fins du transport solide qui sont maintenus en suspension par l'effet de la turbulence en premier degré.

Les particules restent occasionnellement en contact avec le fond ; elles se déplacent par saut long et restent entourées d'eau. La quantité des matériaux en suspension dans un mélange dépend essentiellement de la source fournisseur ; en l'occurrence le bassin versant, par sa nature géologique.

II.2.1.2. Critère du rapport avec le fond

La répartition verticale des sédiments dans un cours d'eau fait distinction les matériaux qui se déplacent près du lit, par charriage ou en suspension (transport du fond) et les matériaux fins absent ou rares au fond et transportés toujours en suspension au dessus du fond, qu'on appellera Suspension intrinsèque (Wash load). Cette différenciation est utilisée par les anglo-saxons.

D'après DWVK (Deutscher Verband für Wasser wirtschaf und Kulturban) ,1988), ce type concerne les particules dont $d < 0,06$ mm (Gomer 1994). Une très bonne définition lui est attribué par Graf et al (1996) ; ces particules ne sont jamais en contact avec le fond ; elles se déplacent en étant emportées par l'écoulement ; ceci concerne les particules relativement très fines.

Graf fait remarquer que le concept de transport total est trompeur et a mené beaucoup de malentendus. Il propose de se limiter au transport du fond à l'exclusion de la suspension fine (intrinsèque).

II.2.1.3. Critère hydrodynamique

Un autre critère très utile est donné par Graf et al (1996), liant les frottements et la sédimentation par la vitesse pour déterminer le domaine de chaque type de transport.

$$U_* / V_{ss} > 0,1 \quad \text{Commencement du transport par charriage ;}$$

$$U_* / V_{ss} > 0,4 \quad \text{Commencement du transport en suspension.}$$

$$U_* = \sqrt{\tau_0 / \rho}$$

τ_0 : Tension des forces de frottement.

Le nombre de Rouse peut être un bon indicateur du type de transport, il est égal au rapport des forces de gravitation sur les forces de turbulence.

$$n^* = V_{ss} / 0,4U_* \dots\dots\dots (II.8)$$

Avec :

V_{ss} : Vitesse de chute des particules.

U_* : Vitesse de frottement de l'écoulement

$n^* < 0.1$ Suspension fine

$0,1 < n^* < 4$ Transport total du fond

$n^* > 4$ Charriage

La figure II.3 donne une classification détaillée des différents types de transport dans un cours d'eau.

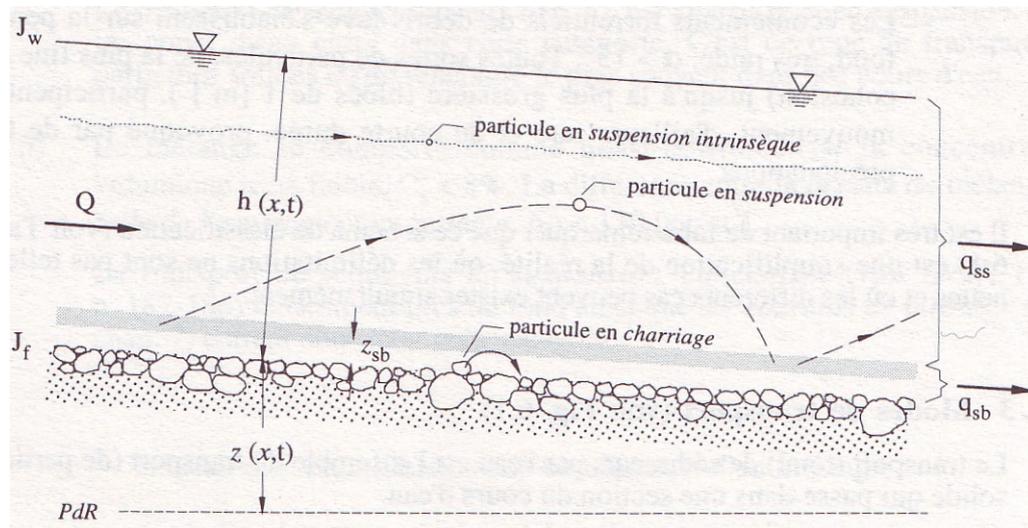


Figure II.3. Schéma des modes de transport (GRAF W. H., 1999)

II.2.2. Mise en Mouvement des sédiments contenus dans la retenue

Lors de la vidange rapide de la retenue sous l'effet d'une rupture, les eaux de sa couche supérieure convergent vers la brèche. Les vitesses d'écoulement augmentent tandis que la profondeur diminue et que le plan d'eau quitte sa position horizontale. Les écoulements engendrent alors, sur les couches de fond, plusieurs phénomènes dont deux sont importants pour la remise en mouvement des solides contaminés, soit une augmentation des contraintes de cisaillement et une diminution rapide de la pression des eaux (MARCHE C., 2004). Ces matériaux vont rouler sur le fond, effectuant éventuellement des déplacements dans les parties basses de la veine liquide. En hydraulique, ce phénomène gouverne aussi le transport sédimentaire en rivière.

Quant au deuxième phénomène, la diminution rapide de la pression des eaux, dit de fluidisation en hydraulique, s'apparente à la suffosion en mécanique des sols. Avant la rupture, la masse liquide contenue dans la retenue impose à la surface de la phase partiellement consolidée au fond une pression hydrostatique simple. Cette pression agit sur le milieu solide comme une pression interstitielle constante. Lors de la vidange, la diminution rapide de la pression hydrostatique au-dessus du fond sédimentaire provoque un déséquilibre. Le sol réagit en cherchant à diminuer sa pression interstitielle; on observe un gradient hydraulique vers le haut dans les couches de fond. Lorsque la vidange est rapide et si la consolidation des dépôts est avancée, on peut alors assister à un genre d'explosion et de soulèvement de la couche de fond sous l'effet des gradients trop élevés de cette pression interstitielle (FODA M.A. et al., 1997). La remise en mouvement des sédiments se trouve alors facilitée.

II.2.2.1. Processus de la mise en mouvement des sédiments

La première étape des calculs nécessaires consiste à déterminer les contraintes de cisaillement exercées en tout temps et en tout point de la retenue par les écoulements de vidange dus à la rupture. Il faut faire une simulation des écoulements de rupture internes à la retenue. Dans ce cas, les écoulements se font essentiellement dans des plans horizontaux et les contraintes de cisaillement sont telles aussi horizontales (MARCHE C., 2004).

On constate donc que lors de la rupture, les contraintes de cisaillement locales sur le fond vont évoluer continuellement en fonction des variations de niveaux et de vitesses. Il est difficile de prédire sans calcul quand le maximum de ces contraintes sera atteint puisque les vitesses et les profondeurs présentent des évolutions divergentes. La convergence des écoulements associée à l'accroissement de pente de la surface des eaux engendre une concentration des contraintes de cisaillement au fond (figure II.4)

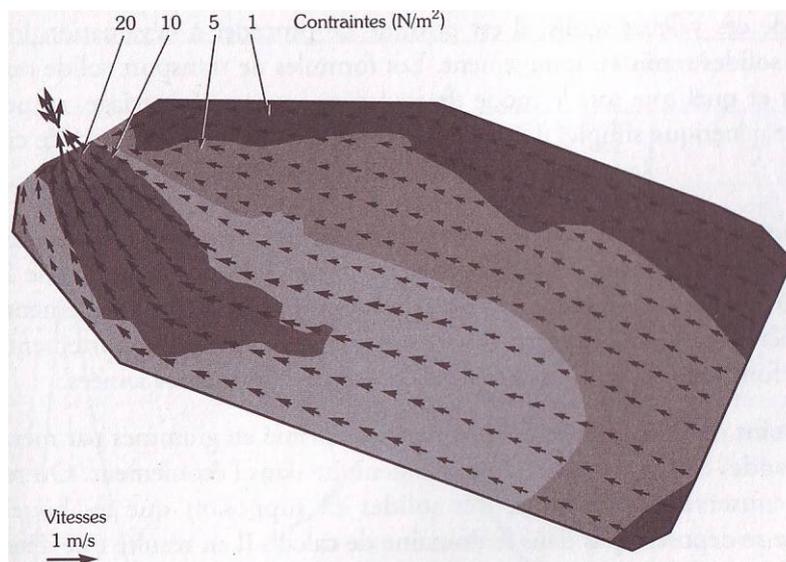


Figure II.4. Champ des contraintes maximales prédites pour la brèche de 11 m Formée en 30 minutes (MARCHE C., 2004).

Les sollicitations au fond étant estimées à chaque instant, il reste à calculer leur effet potentiel sur les boues en phase de consolidation. Les connaissances de base du transport solide indiquent que la contrainte de cisaillement exercée par un écoulement sur un fond mobile ne met en mouvement ce fond que si elle dépasse une valeur seuil τ_{cr} , appelée contrainte critique d'arrachement ou de remise en suspension. On connaît assez bien ce seuil pour les matériaux granulaires constituant certains dépôts en rivière. Variable selon l'état de turbulence des écoulements autour des grains, on le calcul d'après la granulométrie du dépôt à l'aide de lois simples (JULIEN P.Y., 1995). Cependant, la composition particulière, la cohésion et l'état de consolidation des boues décantées compliquent le choix de cette valeur seuil et oblige à recourir à des essais in situ ou en laboratoire. Les résultats de certains de ces essais, publiés, ont donné lieu à la proposition de lois très utiles (MIGNIOT C., 1993). On peut s'en servir comme meilleure approximation dans le cas des retenues envasées puisque les essais particuliers aux matériaux constituant les dépôts sont encore très rares.

Les lois et commentaires de MIGNIOT permettent de formuler quelques hypothèses concernant ces seuils de remise en mouvement. Selon leur âge et leur état de consolidation, les boues seront lâches avec une contrainte seuil $0,05 \text{ N/m}^2$, ou dense avec une contrainte seuil de 5 N/m^2 . La consolidation atteinte au bout de trois ans, par exemple, porterait le seuil à 3 N/m^2 et à plus de 7 N/m^2 après 10 ans. Les données montrent également que ce seuil varie avec la porosité du dépôt et avec la profondeur d'échantillonnage. Il s'agit là d'ordre de grandeur raisonnable mais qui induisent dans les calculs un certain degré d'incertitude.

A partir de ces valeurs seuil, il est possible de procéder à l'évaluation locale du débit des solides remis en mouvement. Les formules de transport solide ont, pour la plupart et quel que soit le mode de transport invoqué (charriage ou suspension), une forme générique, donnant le débit solide par unité de surface cisailée.

En tout point du domaine, le débit unitaire (exprimé en gramme par mètre carré et par seconde) constitue une source sédimentaire dans l'écoulement. On résout le bilan de conservation des quantités solides en supposant que les boues réentraînées ne se déposent pas dans le domaine de calcul. Il en résulte une détermination possible de l'hydrogramme des solides $Q_s(t)$ à la brèche.

II.2.3. Rupture progressive d'une digue par surverse

Nous nous intéressons ici à une situation particulière d'érosion, qui survient lors de crues, sur des ouvrages en terre tels que des barrages ou digues. Il est important de préciser que l'on ne s'intéresse qu'à des ouvrages en terre, dont la rupture éventuelle est qualifiée de progressive, à opposer aux ouvrages en béton dont la rupture est instantanée, (CIGB, 1998).

Après une première partie consacrée aux phénomènes physiques impliqués dans cette situation, nous donnerons les différentes modélisations existantes quant à leur description, et leurs résultats.

II.2.3.1. Erosion des ouvrages en terre

La surverse d'une digue ou d'un barrage en terre se produit lors d'une crue, lorsque la hauteur d'eau en amont de l'ouvrage devient supérieure à la hauteur de crête. La lame d'eau excédentaire s'écoule alors sur le parement aval de l'ouvrage provoquant l'érosion de celui-ci. Si les conditions hydrauliques le permettent, il se forme une brèche qui peut amener à la rupture complète de la retenue.

De façon idéalisée, on distingue, suivant la nature, cohésive ou non cohésive, du matériau composant l'ouvrage, deux types de phénomènes d'érosion amenant à la formation d'une brèche.

a. Matériaux non cohésifs

VISSER (1994) dans (YORO J.B., 1999) décrit les phases de développement d'une brèche dans une digue de sable soumise à une surverse. Il distingue 5 phases.

Le développement de la brèche allant de la crête de la digue au bas de la pente aval:

1. l'érosion est verticale et se limite à la pente aval. L'angle β de la pente de la brèche varie de : β_0 à β_c (angle critique) ;
2. la brèche progresse vers l'amont en conservant un angle de pente β_c . L'érosion gagne la crête de la digue avec une largeur de brèche qui diminue d'aval en amont. La pente latérale de la brèche prend une valeur \emptyset ;
3. la largeur de crête augmente par affaissement du sommet de la digue dans la brèche et elle devient constante sur toute la largeur de crête. La pente latérale de la brèche reste égale à \emptyset sur tout le long de la brèche ;
4. après le creusement de la digue dans toute sa largeur, l'érosion se poursuit verticalement et horizontalement, la brèche s'élargit ;
5. la brèche continue à se développer jusqu'à ce que l'écoulement devienne trop faible.

L'angle β_0 est défini comme l'inclinaison de la pente aval par rapport à l'horizontale. L'angle β_c est l'angle maximum que peut atteindre la pente tout en restant stable sous l'écoulement. L'inclinaison des pentes latérales de la brèche est appelée \emptyset .

A la suite de ses expériences, Visser associe aux variations de l'angle β une érosion de type transport sédimentaire, et à l'angle \emptyset une érosion due à des glissements de pente.

Il apparaît que le développement d'une brèche dans un ouvrage homogène non cohésif est lié à deux types d'érosion. Dans un premier temps, il se produit une érosion verticale, « assimilable » à du transport sédimentaire. Cette érosion se poursuit jusqu'au substratum. Ensuite, l'érosion verticale est

suivie ou accompagnée d'une érosion latérale, conduite par des glissements de pente, provenant de l'instabilité des bords de la brèche.

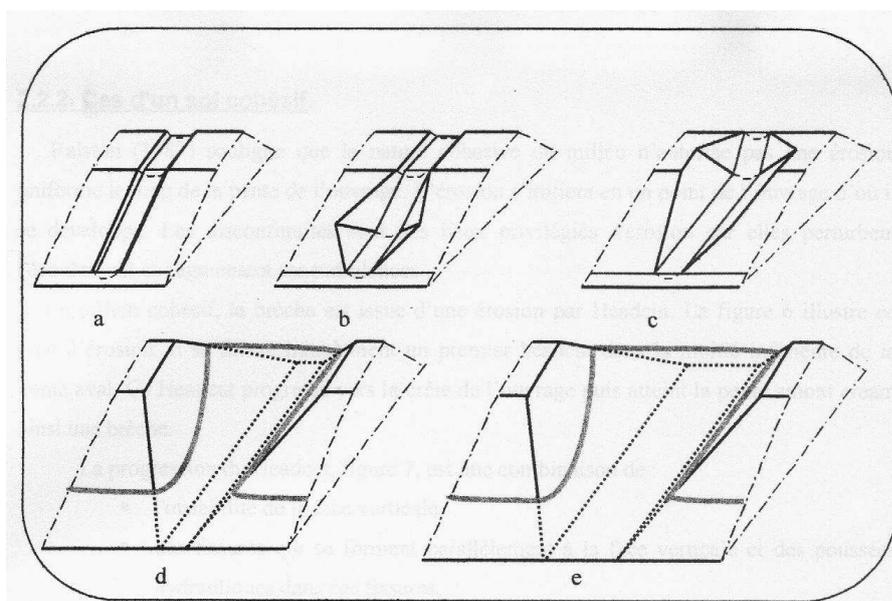


Figure II.5. Cinématique de développement d'une brèche dans un ouvrage en matériaux non cohésifs, (VISSER, 1995).

b. Matériaux cohésifs

RALSTON dans (WAHL T., 1998) souligne que la nature cohésive du milieu n'autorise pas une érosion uniforme le long de la pente de l'ouvrage. L'érosion s'initie en un point de l'ouvrage, puis se développe à partir de celui-ci. Les discontinuités sont des lieux privilégiés d'érosion car elles perturbent l'écoulement et le rendent turbulent.

En milieu cohésif, la brèche est issue d'une érosion par Headcut (érosion de blocs).

La Figure II.6 illustre ce type d'érosion. Il se forme initialement un premier headcut dans la moitié inférieure de la pente aval. Ce headcut progresse alors vers la crête de l'ouvrage (STEIN et JULIEN, 1993) dans (WAHL T., 1998). Cette progression peut se faire suivant deux modes différents :

- la partie amont de l'headcut subit un glissement (headcut) rotationnel, qui va tendre à aplatir l'ouvrage pendant que ses matériaux sont emmenés par l'eau ;
- l'érosion remonte jusqu'à la crête par palier. Cette érosion en marche d'escalier est due à la construction par couches compactées successives du barrage ou de la digue.

Ainsi, la progression de l'headcut, Figure II.6, est une combinaison de :

- l'instabilité de la face verticale, sous l'action combinée de l'écoulement, et des forces de pesanteur ;
- des fissures qui se forment parallèlement à la face verticale et des poussées hydrauliques dans ces fissures ;
- de l'érosion du pied de la face verticale.

RALSTON explique l'érosion en pied du headcut par l'impact du jet provoqué par le décollement de la lame d'eau. Cet impact crée d'une part des turbulences dans l'eau et induit d'autre part des contraintes dans la partie horizontale du sol. La combinaison de ces effets augmente l'érosion au pied. Comme la hauteur de chute de la lame d'eau grandit avec l'érosion, les effets du jet s'accroissent.

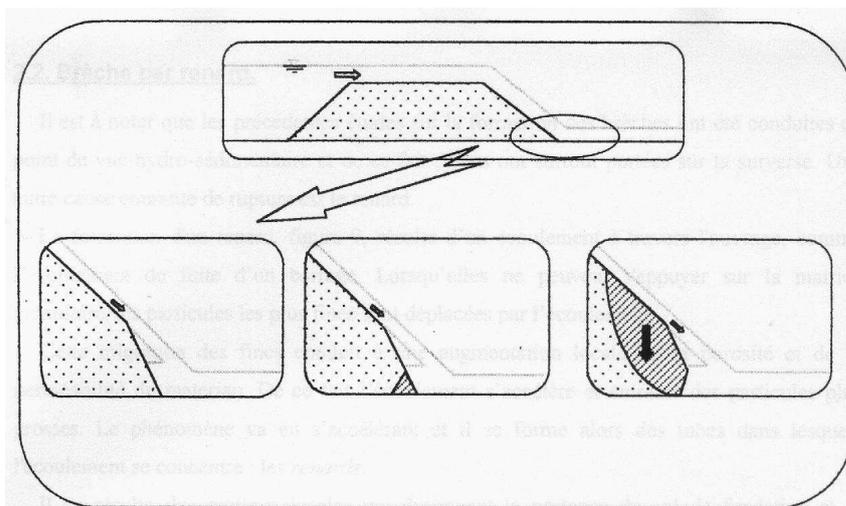


Figure II.6 Progression d'un Headcut

Bien que ces deux descriptions soient des schématisations simplifiées de la réalité, elles permettent de comprendre les aspects fondamentaux du problème.

Ainsi la rupture progressive d'un ouvrage en terre est la conséquence de trois phénomènes principaux :

- le premier est l'érosion locale provoquée par l'écoulement d'eau, qui exerce un frottement sur le sol, et qui se charge progressivement de particules solides ;
- le second est le glissement de massifs de sol devenus instables (glissement de pente), lorsque l'érosion a conduit à des pentes trop importantes ;
- le troisième est l'infiltration d'eau dans le corps de l'ouvrage, qui diminue la résistance de celui-ci, et le fragilise.

II.2.4. Concept hydrodynamique du transport des sédiments

II.2.4.1. Equation de continuité solide

Comme pour la phase liquide cette équation traduit la conservation de la masse, mais cette fois le volume de contrôle a un caractère solide et une structure poreuse dont le vide résultant est rempli d'eau.

Le volume des vides dans un volume de contrôle considéré, divisé par ce dernier, donne la porosité. L'importance de ce paramètre se voit dans la détermination du volume de la vase lors du dragage des retenues.

Pour établir l'équation de continuité solide, il faut se baser sur le schéma présenté à la figure II.7

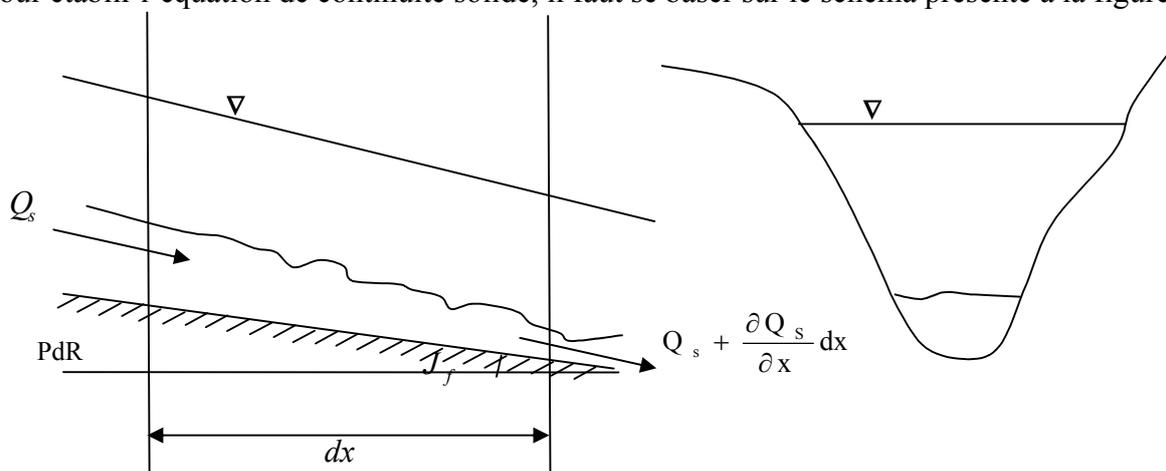


Figure II.7 Volume de contrôle pour l'équation de continuité solide

Le volume de l'échantillon considéré est : $V = B.dx.\frac{\partial Z}{\partial t}.dt$ (II.9)

Le volume solide réel : $V_{s,ré} = V - V_p$ (II.10)

Avec : V_p volume des pores.

De la définition de la porosité, nous pouvons tirer les relations suivantes :

$$P = \frac{V_p}{V} < 1 \Rightarrow V_p = V.P \Rightarrow V_{s,ré} = V - P.V$$

Alors : $V_{s,ré} = (1 - P).V$ (II.11)

Appliquons maintenant le principe de la conservation pour la partie solide seulement, nous aurons :
Le volume du solide entrant par la première section est donné par:

$$V_{s,ent} = Q_s .dt$$
 (II.12)

Le volume du solide sortant par la deuxième section dans le même temps dt est donné par:

$$V_{s,sor} = \left(Q_s + \frac{\partial Q_s}{\partial x} .dx \right) .dt$$
 (II.13)

La variation du volume de solide entre les deux sections de contrôles dans le temps dt est égale à :

$$\Delta V_s = V_{s,ent} - V_{s,sor} = - \frac{\partial Q_s}{\partial x} .dx .dt$$

Cette variation est contenue dans le volume de contrôle considéré, ce qui donne :

$$- \frac{\partial Q_s}{\partial x} .dx .dt = (1 - P).B.dx.\frac{\partial Z}{\partial t} .dt \Rightarrow \frac{\partial q_s}{\partial x} + (1 - P).\frac{\partial Z}{\partial t} = 0$$
 (II.14)

Avec : $q_s = \frac{Q_s}{B}$

Enfin, nous obtenons, $\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1 - P)} \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0$ (II.15)

Cette équation (II.15) est la forme finale de l'équation de continuité solide, elle lie la côte du fond et le débit solide à chaque pas de temps et de l'espace.

Dans notre travail, on va utiliser parfois la notion de la largeur moyenne c'est à dire que le canal est assimilé un canal rectangulaire, comme on essaie aussi d'utiliser une méthode qui tient compte de la réalité du cours d'eau.

L'adjonction de l'équation de continuité solide au système de Saint-venant forme le système Saint-venant-Exner gouvernant les deux phases d'écoulement (liquide+solide).

II.2.4.2. Lois de frottement

Dès qu'un liquide commence à s'écouler les forces de frottement s'exerçant sur les particules solides du lit ainsi que les particules du mélange Eau- Sédiment, causent une perte de charge. La nature turbulente des écoulements dans les cours d'eau naturels cause aussi une perte d'énergie. En réalité, l'entraînement des particules du lit peut débuter dans certaines régions tandis que d'autres peuvent rester immobile selon les conditions hydrauliques qui se présentent.

Le début de cet entraînement caractérisé fréquemment par un seuil d'entraînement ou un seuil d'érosion

II.2.4.3. Vitesse critique

Plusieurs tentatives de détermination de la vitesse d'entraînement n'ont pas réussi de présenter une formule universelle.

Commençons avec Brahm (1753) qui a relié la vitesse critique du fond au poids de la particule par la relation :

$$(U_b)_{cr} = K.W^{1/6} \dots\dots\dots (II.16)$$

W : poids de la particule ;

K : constante.

D'autres formules compliquées sont mises au point, elles réunissent plusieurs types de forces entre elles et l'angle de cohésion ; malheureusement, elles ne sont pas pratiques.

Hjulström (1935) a proposé d'utiliser la vitesse moyenne de l'écoulement qui excède de 40% celle du fond lorsque la hauteur de l'écoulement dépasse 1m (Graf, 1971). Il a présenté un abaque fixant la limite d'érosion et celle de sédimentation pour un granulat monodispersé et une vitesse d'écoulement donné. Cet abaque s'adapte bien au calcul des canaux d'irrigation qui présente une granulométrie généralement uniforme.

II.2.4.4. Tension critique

Il y a érosion des parois (fond) à partir d'une certaine valeur critique exprimée par:

- la vitesse moyenne critique U_{cr} , ou la vitesse critique u_{bcr} , près du fond,
- la tension critique de frottement τ_{ocr}

La vitesse du fond est une grandeur difficile à déterminer, parce qu'il n'y a pas de relation claire qui la relie avec la vitesse moyenne d'écoulement. De ce fait, il est plus intéressant d'utiliser la tension de frottement τ_0 comme critère du début d'entraînement des particules solides.

Parmi les premiers chercheurs qui ont tenté de trouver une expression pour cette contrainte, nous pouvons citer FORCHHEIMER (1914). Il a donné une relation entre la composante du poids dans le sens d'écoulement et le frottement sur le fond.

$$\tau_0 = \gamma.h.J_f \dots\dots\dots (II.17)$$

Avec : h, hauteur de la colonne d'eau

Cette équation est plus générale si on remplace la hauteur d'écoulement h par le rayon hydraulique R_H , ce qui donne la relation (II.18).

$$\Rightarrow \tau_0 = \gamma.R_h.J_f \dots\dots\dots (II.18)$$

La vitesse moyenne est donnée par :

$$U = C\sqrt{R_h J_f} \dots\dots\dots (II.19)$$

En hydraulique fluviale, on utilise souvent une tension adimensionnelle de frottement, τ_*

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma).d} = \frac{\gamma.R_h.J_f}{(\gamma_s - \gamma).d} \dots\dots\dots (II.20)$$

où d est un diamètre du granulat (à spécifier), γ_s et γ étant le poids volumique du granulat et du l'eau respectivement. Au moyen de cette relation, on compare les paramètres d'écoulement avec les paramètres granulométriques.

Pour l'érosion d'un lit composé de granulats uniformes d'un diamètre important,

$$\frac{\rho U_{cr}^2}{gd(\rho_s - \rho)} = 2.5 \left(\frac{d}{D_h} \right)^{-0.2}$$

qu'est valable pour $0.01 < (d/D_h) < 1.0$

En s'appuyant sur le concept de l'hydrodynamique, SCHIELDS (1936) a pu démontrer une relation entre la tension adimensionnelle de frottement τ_* et le nombre de Reynolds de frottement Re^* ,

$$\tau_* = f(Re^*)$$

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)d} = f\left(\frac{u_* \cdot d}{\nu}\right) \dots\dots\dots (II.21) \quad \text{et} \quad Re^* = \frac{u_* \cdot d}{\nu} \dots\dots\dots (II.22)$$

où $u_* = \sqrt{\tau_0/\rho}$

SCHIELDS a déterminé cette relation en utilisant des résultats expérimentaux ; une courbe moyenne assez bien définie caractérise le début de l'érosion exprimé par τ_{*cr}

Pour le diamètre des granulats on prend couramment $d \equiv d_{50}$. A noter que le seuil critique se situe entre:

$$0,03 < (\tau_{*cr}) < 0.06 \dots\dots\dots (II.23)$$

La détermination de τ_{*cr} se fait par approximations successives.

L'utilisation de la relation de Schields n'est pas simple vu son importance, YALIN (1972) a proposé d'éliminer cet inconvénient par la combinaison de:

$$\frac{Re_*^2}{\tau_*} = \frac{d^3 g (\rho_s - \rho)}{\nu^2 \rho}$$

Plutot que d'utiliser Re^* on propose d'utiliser un diamètre de granulat adimensionnel:

$$d_* = d \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{g}{\nu^2} \right)^{1/3} \dots\dots\dots (II.24)$$

l'equation (II.21) s'écrit alors:

$$\tau_* = f(d_*) \text{ comme le montre la figure (II.8).}$$

Si l'on connaît les propriétés du fluide et du granulat on peut facilement déterminer la valeur de τ_{*cr} et ensuite la valeur de τ_{ocr}

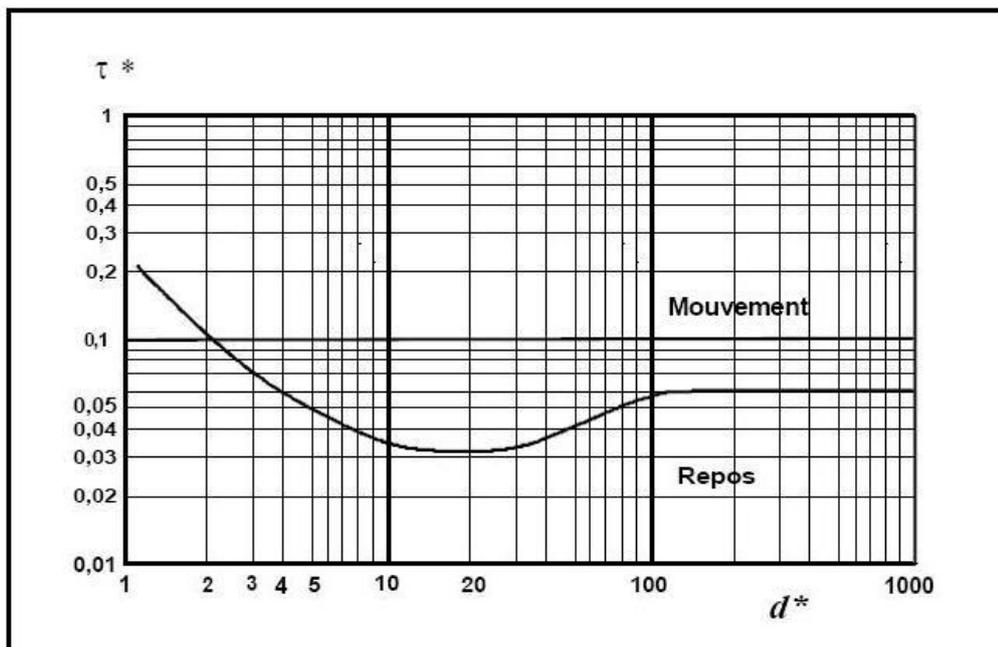


Figure II.8. Tension adimensionnelle de frottement τ_* en fonction du diamètre adimensionnel du granulat d_* , (YALIN, 1972)

DUBUAT (1876) a déjà développé ce concept, malgré ça il n'a été reconnu qu'après les travaux de SCHOKLITCH acclamés par FORCHHEIMER, et suite à plusieurs expériences, DUBUAT propose la formule suivante :

$$(\tau_0)_{cr} = \sqrt{0,201\gamma(\gamma_s - \gamma)\delta}d^3 \dots\dots\dots (II.25)$$

- Avec : γ : Poids volumique de l'eau ;
 γ_s : Poids volumique des sédiments ;
 d : Diamètre des grains solides ;
 δ : Coefficient ($\delta=1$ pour les sphères, $\delta=4,4$ pour les grains plat).

Dans les années trente, ces travaux ont été marqués dans l'histoire. Il a proposé des formules de charriage tenant compte de la variété des diamètres des sédiments.

D'autres formules basées sur des expériences aux laboratoires ont vue le jour, entre autres, celle de LELIAVSKY (1955) à cause de sa simplicité :

$$(\tau_0)_{cr} = 166.d \text{ [g/m}^2\text{]} \dots\dots\dots (II.26)$$

Le progrès notable de la mécanique des fluides fait introduire la notion de la vitesse de frottement U_* résultante de la turbulence de l'écoulement. Elle est donnée par :

$$U_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \dots\dots\dots (II.27)$$

A noter que la tension tangentielle est composée d'une tension laminaire résultante de l'effet de la viscosité et une tension turbulente résultante de la turbulence de l'écoulement.

$$\tau_0 = \tau_l + \tau_t \dots\dots\dots (II.28)$$

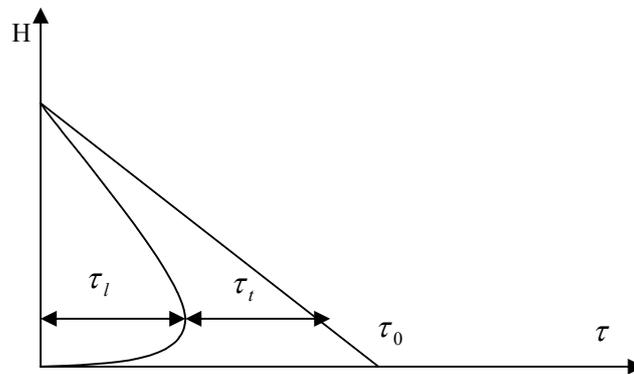


Figure II.9 Répartition de la tension tangentielle

II.2.5. Comportement rhéologique du transport des sédiments

A partir d'une concentration volumique en sédiments supérieure à 8%, un mélange eau sédiment n'est plus newtonien ; il faut alors tenir compte de la présence des sédiments dans l'écoulement.

Suivant la quantité de matière solide transportée dans l'écoulement, les approches choisies pour la modélisation sont différentes. Alors que pour de faibles concentrations en sédiments, on considère l'écoulement biphasique (car la vitesse de l'eau et des sédiments peut être très différente), pour des écoulements hyperconcentrés (concentrations comprises entre 1 et 30%) on considère plutôt le

mélange, d'un point de vue comportemental, comme monophasique. Tout se passe comme si l'on avait affaire à un seul fluide (très) visqueux (BRIVOIS O., 2005).

Nous présentons ces différentes approches dans ce qui suit.

II.2.5.1. Ecoulements à faible concentration en sédiments

On écrit souvent la viscosité d'un tel mélange sous la forme :

$$\mu = \mu_r \mu_0 \dots\dots\dots (II.29)$$

μ : est la viscosité dynamique du mélange,
 μ_r : la viscosité relative, qui tient compte des sédiments
 μ_0 : la viscosité dynamique du fluide porteur

Plusieurs approches différentes ont conduit à des expressions du type (Tableau:1-1)

$$\mu_r = \left(1 - \frac{\phi}{\phi_m}\right)^{-q} \dots\dots\dots (II.30)$$

Tableau II.1 Paramètres de l'équation (II.30) (ILDEFONSE et al.,1997)

	ϕ_m	q
Théorie des Milieux Effectifs	0,40	1
Extension de la Théorie d'Einstein	0,60	1,5
Théorie de Mooney, équation de Krieger	ϕ_m	$2,5\phi_m$
Principe de Minimum d'énergie dissipée par viscosité	ϕ_m	2

Notons que pour des sphères monodispersées, l'empilement maximum correspond à l'arrangement cubique faces centrées, $\phi_{FCC} = 0,74$. Mais l'expérience donne plutôt des valeurs proches de l'arrangement dense aléatoire (random close packing), $\phi_{RCP} = 0,637$

Une formule relativement semblable est proposée par LEIGHTON et ACRIVOS (1986) :

$$\mu_r = \left(1 + \frac{1,5 \phi}{\phi/\phi_m}\right) \dots\dots\dots (II.31)$$

où $\phi_m = 0,58$

Ainsi, la viscosité dépendant localement de la quantité de sédiments qui s'y trouve, il apparaît primordial de s'intéresser aux phénomènes de diffusion par dispersion des sédiments au sein du fluide. De tels écoulements présentent souvent une répartition particulière des sédiments au sein de l'écoulement ; variable suivant l'intensité de l'écoulement, suivant la taille et la densité des particules...

Les phénomènes responsables de la migration des particules dans le fluide peuvent alors être :

- **la diffusion turbulente**, due à la turbulence régnant dans l'écoulement, qui a plutôt tendance à distribuer les sédiments dans l'épaisseur de l'écoulement ;
- **la gravité**, si les sédiments sont plus lourds que le fluide ; ils auront alors tendance à rester près de la paroi, et à moins diffuser dans l'épaisseur de l'écoulement ;
- **les gradients de vitesse**, (LEIGHTON et ACRIVOS, 1987) ont en effet montré l'existence de tels flux (dans les deux directions perpendiculaires à l'écoulement), dans des écoulements non turbulents.

Dans le cas particulier, d'un écoulement bidimensionnel permanent à l'équilibre, il est possible de calculer analytiquement la répartition des sédiments dans l'écoulement. On considère pour cela que le flux ascendant des particules, dû à la turbulence, compense exactement le flux descendant dû à la gravité (exprimé grâce à une vitesse de chute semblable à la vitesse de Stokes). On obtient alors la formule de ROUSE (voir par exemple, GRAF et CELLINO (2002)).

II.2.5.2. Ecoulements à forte concentration en sédiments

Pour ces écoulements, deux types de modèles distincts existent : des modèles viscoplastiques pour les matériaux plutôt cohésifs, et des modèles granulaires pour les matériaux plutôt non cohésifs, (ILDEFONSE B et al.,1997).

a. Modèle viscoplastique

Cette première approche consiste à considérer les écoulements hyperconcentrés comme des fluides à seuil, dont la loi de comportement est du type :

$$\begin{cases} \gamma = 0, \text{ quand } \tau < \tau_c \\ \tau = \tau_c + f(\gamma), \text{ quand } \gamma > 0 \end{cases} \dots\dots\dots (II.32)$$

où γ est le gradient de vitesse, τ la contrainte tangentielle et τ_c le seuil de contrainte. f est une fonction croissante de γ qui s'annule en 0.

Le plus simple de ces modèles est le modèle de BINGHAM, où f est une fonction linéaire de γ dans laquelle le coefficient de proportionnalité est la viscosité plastique. On peut aussi citer le modèle de HERSCHEL-BULKLEY, de la forme :

$$\tau = \tau_c + K\gamma^n \dots\dots\dots (II.33)$$

où K et n sont deux paramètres (pour des suspensions le paramètre n est en général inférieur à 0,5).

Dans la même catégorie, on peut citer le modèle quadratique de O'BRIEN et JULIEN (JULIEN et LAN., 1991), plus sophistiqué afin de décrire une plus large gamme de comportements possibles. En effet ce modèle prend en compte la cohésion entre les particules, les interactions visqueuses entre les particules et le fluide porteur, les impacts des particules et la turbulence.

b. Modèle granulaire

A partir de mesures expérimentales, effectuées au rhéomètre concentrique cylindrique, BAGNOLD dans (HUNT et al., 2002) a étudié, pour une large gamme de concentrations solides, de viscosités du fluide et de taux de cisaillement, les propriétés rhéologiques de suspensions liquide/solide.

Il a ainsi mis en évidence l'existence de plusieurs régimes d'écoulement, en fonction d'un paramètre N , nommé nombre de BAGNOLD. Ce paramètre est défini comme :

$$N = \frac{\rho d^2 \lambda^{1/2} \gamma}{\mu} \dots\dots\dots (II.34)$$

avec μ viscosité dynamique du fluide, γ le taux de cisaillement, ρ la densité du mélange liquide/solide (le solide et le liquide ont ici la même densité) et λ la concentration linéique, définit comme le rapport entre le diamètre du grain et la distance de séparation moyenne entre grain.

$$\lambda = 1 / [(\varnothing_m / \varnothing)^{1/3} - 1] \dots\dots\dots (II.35)$$

où \varnothing_m est la concentration volumique maximum possible.

Ainsi, pour des valeurs de $N < 40$, BAGNOLD définit un régime « macro visqueux », ou frictionnel, pour lequel les contraintes tangentielles (et normales) varient comme :

Cette formule a été établie pour des pentes faibles (inférieures à 2%), dans des conditions particulières d'écoulement et de granulométrie.

De nombreux auteurs ont proposé des formules de transport par charriage sur des pentes plus importantes. Les expressions proposées font alors explicitement intervenir l'angle de la pente. Ainsi, la contrainte critique de la formule de SMART et JAEGGI (1983) est :

$$\tau_{*cr} = 0,05 \cos \alpha \left(1 - \frac{\tan \alpha}{\tan \phi}\right) \dots\dots\dots (II.40)$$

où ϕ est l'angle de frottement interne du sol non cohésif, et α la pente.

La contrainte critique τ_c^* n'est plus une constante matérielle dans ce type d'approche. Ceci n'est pas surprenant, car on ne s'est pas intéressé aux quantités localement érodée ou déposée.

Le débit global transporté intervient alors dans l'équation de conservation de masse solide, intégrée sur la dimension transversale, et permet de calculer la position du fond $z(t)$:

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1-P)} \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (II.41)$$

Où p est la porosité du matériel formant le sol.

II.2.6.2. Les matériaux cohésifs

L'approche semble un peu différente. Le taux d'érosion par unité de surface de sol E est relié à la différence $\tau_b - \tau_{cr}$ par des expressions qui sont le plus souvent de la forme :

$$E = M \left(\frac{\tau_b}{\tau_{cr}} - 1\right)^n \quad \text{si } \tau_b > \tau_{cr} \dots\dots\dots (II.42)$$

où M et n sont deux paramètres. La contrainte critique du sol τ_{cr} est une constante matérielle, susceptible de dépendre de la profondeur (du fait de la consolidation des sédiments). La loi de Partheniades ($n=1$) est la plus utilisée.

Le taux d'érosion intervient dans l'équation de conservation de masse solide intégrée sur la dimension transversale :

$$\frac{\partial(ch)}{\partial t} + \frac{\partial(chU)}{\partial x} = E \dots\dots\dots (II.43)$$

Où c est la concentration de sédiments fins en suspension, h l'épaisseur moyenne de l'écoulement, et U la vitesse moyenne.

II.2.7. Méthodes de quantification des sédiments transportés

II.2.7.1. Par l'utilisation des formules

a. Pour le transport total

Commençant par les formules qui déterminent le transport solide total. Elles sont de deux types, selon le mode de calcul.

1. Formules directes

Elles ne se basent sur aucune théorie comme les formules de Borland, de Churchill et de Brune. Généralement, elles ne nécessitent pas assez de paramètres, ce qui les rend simple à utiliser.

Si on considère l'exemple de Brune, sa formule est proposée qu'après l'observation et l'étude de 44 barrages.

2. Formules indirectes

Elles nécessitent un calcul préalable de certains paramètres, ces deniers peuvent être identifiés grâce à la modélisation physique.

Elles sont relativement simples à utiliser ; leurs problèmes résident dans la caractérisation de plusieurs propriétés physiques de la phase liquide et de la phase solide de l'écoulement, comme la formule d' (ACARGOLU et al.,1968), qui a présenté 40% de succès.

$$\phi_a = 10.39 \psi_a^{-2,52} \dots\dots\dots (II.44)$$

Avec :

ψ_a : Paramètre d'intensité de frottement qui est fonction d'autres paramètres.

ϕ_a : Paramètre de transport, lui même est une fonction d'autre paramètres.

La formule de ACKERS et WHITE (1973) dans (Graf et al. ,1996) a prouvé un meilleur succès s'élevant à 64%.

La formule globale de SOGREAH présente aussi un avantage notable, car le débit solide Q_s est exprimé en fonction du débit liquide pour éviter les approximations dans le choix des autres paramètres (géométrie, rugosité...). Elle est utilisable jusqu' à des pentes, du cours d'eau de l'ordre de 20%.

b. Pour la suspension

Bien qu'il existe différentes formules, nous citons celle d'EINSTEIN 1950, la plus utilisée actuellement. Sa difficulté réside dans le calcul numérique de quelques intégrales nécessaires au calcul de la quantité des sédiments en suspension. Le débit solide en suspension par unité de largeur est évalué par intégration du produit de la concentration et de la vitesse d'écoulement sur la hauteur où se produit cette dernière.

Dans ce type de quantification, les mesures in situ de la concentration au moins pour une profondeur sont nécessaires. Les autres peuvent être déduites par la formule de ROUSE (1938) qui est donnée par :

$$\frac{Cs}{Csa} = \left(\frac{h-z}{z} * \frac{a}{h-a} \right)^{n^*} \dots\dots\dots (II.45)$$

Avec :

Csa : Concentration volumique à un niveau de référence a ;

Cs : Concentration volumique chercher ;

Z : Hauteur pour lequel la concentration Cs est cherché ;

a : Limite inférieure de la bande (en hauteur) où la suspension se produit ;

h : Hauteur total de l'écoulement (limite supérieur) ;

n^* : Nombre de Rouse qui lui même fonction de V_{ss} et U_* ($n^* = \frac{V_{ss}}{KU_*}$) ;

V_{ss} : Vitesse de sédimentation ;

K : Constante de Van Karman ;

U_* : Vitesse de frottement.

Après cette description, nous constatons que ces formules se classent dans la deuxième catégorie (méthode directe).

c. Pour le charriage

En cas de charriage, plusieurs formules ont été proposées. Beaucoup d'entre elles sont de nature empirique; elles incluent souvent des nombres adimensionnels (GRAF et al., 1996). Cela permet de les améliorer aux laboratoires et de les rendre utilisables dans la nature. Elles se classent dans la catégorie des formules indirecte. Elles ne donnent des résultats satisfaisants, que dans un domaine limité de valeurs des paramètres. Citons en quelques unes des plus fiables :

EINSTEIN (1942) :

$$q_{sb} = \frac{\sqrt{(s_s - 1)gd_{50}^3}}{0,465} \exp\left(\frac{-0,391(s_s - 1)d_{50}}{R'_{hb} J_e}\right) \dots\dots\dots (II.46)$$

Où :

R'_{hb} , Rayon hydraulique du lit due aux rugosités

Remarque : du fait que les calculs se font pour une largeur unitaire, on prend $R'_{hb} = R_{hb}$.

MEYER PETER et al (1948) :

$$q_{sb} = \frac{1}{g(\rho_s - \rho)} \left(\frac{\rho g R_{hb} \xi_m J_e - 0,047 g(\rho_s - \rho) d_{50}}{0,25 \rho^{1/3}} \right)^{3/2} \dots\dots\dots (II.47)$$

Où :

R_{hb} : Rayon hydraulique du lit ;

g : gravité ;

ξ_m : Paramètre de rugosité donné par l'équation ci-dessous ;

$$\xi_m = \left(\frac{K_s}{K'_s} \right)^{3/2} \dots\dots\dots (II.48)$$

K_s : rugosité total du lit (équation II.49) ;

K'_s : rugosité due au granulats (équation II.50)

$$K_s = \frac{U}{R_{hb}^{2/3} J_e^{1/2}} \dots\dots\dots (II.49)$$

U : vitesse moyenne de l'écoulement ;

$$K'_s = \frac{26}{d_{90}^{1/6}} \dots\dots\dots (II.50)$$

$$K'_s = \frac{21,1}{d_{50}^{1/6}} \dots\dots\dots (II.51)$$

d_{50} , d_{90} : diamètre équivalent à 50%, et à 90% des grains solide.

SCHOKLITCH (1950) :

$$q_{sb} = \frac{2,5}{S_s} * J_e^{3/2} (q - q_{cr}) \dots\dots\dots (II.52)$$

Avec :

q_{sb} : Débit solide de charriage par unité de largeur ;

S_s : Densité relative ($S_s = \frac{\rho_s}{\rho}$, ρ_s masse volumique des sédiments, ρ masse volumique de l'eau) ;

J_e : Pente énergétique ($J_e = \frac{h_r}{dx}$, h_r perte de charge, dx longueur du tronçon) ;

q : Débit liquide par unité de largeur ;

q_{cr} : Débit liquide critique par unité de largeur donnée par l'équation (II.53).

$$q_{cr} = 0,26(s_s - 1)^{5/3} * \frac{d_{40}^{8/2}}{J_e^{7/6}} \dots\dots\dots (II.53)$$

Où : d_{40} est le diamètre équivalent des grains ; pour une granulométrie non uniforme. Nielsen (1992) :

$$q_{sb} = \sqrt{gR_h d^2 J_e \left(\frac{12R_h J_e}{(s_s - 1)d} - 0,05 \right)} \dots\dots\dots (II.54)$$

Remarque : Cette formule est donnée dans l'ouvrage de référence (CHANSON H., 1999) pour un diamètre (d) non identifié, mais l'auteur a fait une application avec le d_{50} .

Tableau II.2 Paramètres utilisés pour l'établissement de différentes formules (GRAF W.H.,1995)

Formule	d[mm]	J_f [-]	d_n diamètre équivalent pour granulat non uniforme	Densité Relative (s_s)
EINSTEIN 1942 équation (II.46)	0,8 à 28,6	-	d_{35}	1,25 à 4,25
MEYER PETER et al 1948 équation (II.47)	3,1 à 28,6	4.10^{-4} à 2.10^{-2}	d_{50}	1,25 à 4,2
SCHOKLITCHE 1950 Equation (II.52)	0,3 à 7	3.10^{-3} à 10^{-1}	d_{40}	-
NIELSEN 1992 Equation (II.54)	0,69 à 28,6	-	-	1,25 à 4,22

Remarque : Il existe une fourchette d'utilisation du diamètre, pour la formule d'Einstein faite par BROWN, [voir JESUS GRACIA SANCHEZ (CIGB1982, Q54 R8)]. Pour un $d=0,3$ et $0,5$ mm, le coefficient de correction est $F=0,6$ et $0,7$.

En conclusion, une classification unique n'arrive pas à faire un consensus sur les méthodes utilisées pour la quantification du transport solide.

GRAF et al (1996) ont donné la définition directe aux méthodes qui ne distinguent pas entre les deux types (suspension et charriage) du transport.

Pour eux, les méthodes indirectes sont celles qui font l'addition d'une formule de charriage avec une de la suspension. Ce type de méthodes tient compte de la physique du phénomène, d'où une réelle distinction est difficile à faire.

II.2.7.2. Par des mesures in situ

Les mesures in situ (prélèvement) s'avèrent comme le critère le plus utilisé et le plus représentatif pour caractériser la teneur en matière solide dans un échantillon de mélange.

L'échantillonnage des matériaux en suspension dans les cours d'eau naturels, semble avoir été pratiqué depuis fort longtemps à l'aide de simples bouteilles. Les techniques dans ce domaine ont progressivement évolué et des méthodes très simples, on est passé, à des procédés plus complexes mes plus précis. Dans cet objectif, la FAO (Food and Agriculture Organization) a publié un guide fixant les normes de jaugeage. VANRIJN (1989) aussi, a publié un manuel de mesure des sédiments.

Comme il est déjà signalé, le charriage est difficilement accessible par des mesures directes in situ. Dans le paragraphe qui suit une synthèse sur les méthodes de mesure in situ et de leur pratique est faite.

II.2.8. Procédés de quantification

Plusieurs méthodes et appareils ont été développés pour la mesure du débit solide et plus précisément de la concentration. La sensibilité de la manipulation et les exigences du constructeur rendent l'utilisation de ces méthodes limitées à un personnel qualifié.

II.2.8.1. Mesures du charriage

Généralement, le charriage est donné par poids par unité de temps et par unité de largeur. Nous mesurons le poids des matériaux du fond passant à une section transversale dans un temps donné par l'une des méthodes cités ci-dessous, bien qu'il soit difficile de satisfaire les conditions hydrauliques du jaugeage, (exemple, difficulté dans le maintien de la verticalité et l'horizontalité de l'appareil de jaugeage avec le mouvement des solides).

Les méthodes les plus usuelles sont :

- détecteur hydrophonique ;
- nasses de prise en rivière ;
- traceurs radioactifs ;
- procédé topographique (bathymétrie) ;
- fosse à sédiments ;
- modèles réduit.

Pour que ces mesures soient correctes, il faut procéder comme suit :

- Etalonner les appareils de mesure ;
- Diversifier les points de mesures aussi bien dans l'espace que dans le temps ;
- Respecter les consignes du constructeur car la forme du lit a une influence sur l'écoulement et par conséquent les résultats de mesure ;
- Faire plusieurs estimations de l'épaisseur de la couche de charriage. D'après EINSTEIN (1948), il est égale au moins au diamètre du plus grand grain solide charrié.

En réalité, le charriage est discontinu dans le temps et dans l'espace de l'amont vers l'aval. Sa variation dans le temps se traduit par des valeurs très élevées lors des crues qui reste mal connue, faute de mesure ou absence totale de celle-ci. La discontinuité spatiale provoque un dépôt avant tout obstacle et un affouillement derrière lui.

II.2.8.2. Mesures de la suspension

Le débit solide par suspension q_{ss} est donné comme un volume par unité de temps et par unité de largeur. Pour obtenir q_{ss} , il faut déterminer la concentration des sédiments C par échantillonnage du mélange Eau-Sédiment correspondant à des débits liquides ($q_{ss} = C.q$).

Une supposition est nécessaire pour entamer ce genre des mesures, celle-ci s'appuie sur le fait que les particules solide et liquide se meuvent à la même vitesse. Ces mesures se font sur toute la largeur de la section considérée.

Ces méthodes consistent à explorer le champ des vitesses et des concentrations. Elles se réalisent comme un jaugeage liquide. Les prélèvements d'échantillons doivent se faire avec des appareils à action très rapide. A nos jours, il existe plusieurs appareils de prélèvement, lesquels sont :

- Turbidisonde NEYPRIC ;
- Turbidisonde DELFT ;
- Prélèvement au moyen d'une pompe ;
- Prélèvement au moyen des bouteilles.

Un travail supplémentaire est nécessaire, il consiste en la représentation des résultats de mesures sur un système d'axe XOZ dont l'abscisse porte les valeurs de la largeur du cours d'eau et en ordonnée les profondeurs. La surface de l'épure obtenue permet d'évaluer le débit solide élémentaire traduit par la formule (II.55).

$$q_{ss} = \int C.U.dz \quad [\text{kg.m}^2/\text{s}] \quad \dots\dots\dots \text{(II.55)}$$

Le débit solide en suspension total est donné par :

$$Q_s = \int q_{ss} .X.dx \quad [\text{kg.m}^3/\text{s}] \quad \dots\dots\dots \text{(II.56)}$$

La fiabilité de la mesure du transport solide en suspension dépend de :

- Tenir compte ou non de la forte présence de la turbulence ;
- Respecter au maximum la normalité à la section d'écoulement ;
- Prendre en considération que la matière en suspension trouvée ne concerne pas le transport en suspension seulement mais aussi le transport intrinsèque.

Malheureusement, la mesure de la concentration en Algérie se fait en bordure du cours d'eau.

II.2.8.3. Par processus de modélisation

Deux types de modélisation, physique et mathématique, sont utilisés dans une tentative de prédire le mode et le taux de sédimentation (alluvionnement) d'une retenue ou autre ouvrage d'intérêt. L'objectif de ce paragraphe est de présenter les grandes lignes et quelques principes de la modélisation.

a. Modélisation physique

La modélisation physique en hydraulique a beaucoup contribué à la conception des structures hydrauliques, à la résolution des problèmes d'écoulement non permanent et effectivement aux problèmes du transport solide.

LEONARDO de VINCI est le premier à avoir étudié les phénomènes naturels par des modèles (SHEN, 1979). Il a conduit des travaux de modélisation sur les trajectoires des jets liquides de la formation des remous et des études des écoulements à ciel ouvert. Il a remarqué qu'à chaque partie le long d'un cours d'eau pour un temps donné, la quantité d'eau passante est la même.

La vraie modélisation physique des cours d'eau a commencé en 1913, avec ENGELS au laboratoire hydraulique des rivières de Dresden (Allemagne), dont il a construit un modèle à grande échelle. Des

travaux spécifiques aux transports sédimentaires sont effectués par EINSTEIN aux années quarante, suivis de plusieurs autres (SCHOKLITCHE, MEYER- PETER et al, GRAF, YUCEL,... etc.).

Récemment, ACKERS et al (1973) ont proposé des formules capables de prédire le transport des sédiments avec un succès notable. Suite à un grand nombre d'expérience in situ et au laboratoire, avec recours à des considérations d'analyse dimensionnelle.

b. Quelques règles de la modélisation physique du transport des sédiments

Dans un ordre de concevoir correctement un modèle physique de rivière, il faut premièrement définir ce modèle, connaître entièrement des principes de la modélisation pour avoir des connaissances techniques du type de problème étudié. Les règles citées ci-après découlent dans ce sens, à savoir :

- L'analyse dimensionnelle et le raisonnement physique sont les approches essentielles de la sélection des critères de similitude utilisés ;
- Les sections d'entrée et de sortie d'un modèle doivent être relativement stables et la distribution des vitesses entre ces sections doit être similaire à celle du prototype;
- Un lit mobile peut être nécessaire si une variation remarquable du mouvement de sédiment s'est produite dans le prototype. Mais, il est avantageux de commencer l'investigation avec un lit fixe, car l'interprétation est difficile à faire ;
- La vérification d'un modèle est absolument nécessaire, le modèle résultant doit être vérifié par trois conditions au minimum ; écoulement peu profond, écoulement moyen et écoulement profond.

La modélisation physique sert de support à la modélisation mathématique.

c. Modélisation mathématique

Avec le progrès informatique, la modélisation mathématique dans le domaine du transport solide est devenue capable de simuler le comportement hydrodynamique du cours d'eau. Dans ce paragraphe, nous essayons de présenter quelques modèles déjà utilisés.

Tous, les modèles utilisent les équations de base qui décrivent la phase liquide et la phase solide, à savoir:

- Equation de continuité liquide ;
- Equation de conservation de quantité de mouvement ;
- Equation de continuité solide ;
- Equation de transport des sédiments.

Une autre équation pour décrire la résistance de l'écoulement est nécessaire, celle de CHEZY qui est la plus utilisée dans le calcul de la perte d'énergie dont la solution de ce système d'équation donne un intérêt certain à cette modélisation. Notre objectif principal est de donner un état de connaissances de la modélisation mathématique, et de présenter une solution numérique pour ce problème.

Le terme modélisation mathématique en hydraulique fluviale est utilisé pour couvrir les problèmes d'écoulement non permanent et non uniforme (SHEN, 1979).

Des solutions analytiques peuvent exister pour des cas simples ou simplifiés.

Chapitre III

ESTIMATION DU DEBIT DE RUPTURE D'UN BARRAGE

Introduction: Initiation à la crue de rupture du barrage

L'onde de rupture naît à l'ouvrage même ou très près en aval. Elle dépend très étroitement des caractéristiques de l'ouvrage, de son mode de rupture et des conditions d'apport hydrologiques prises en compte. Lorsqu'on traite d'un scénario d'apports normaux, l'onde de rupture se propage comme une crue altérant brutalement le régime permanent de la rivière en aval et comme une onde négative de vidange remontant la retenue. Par ailleurs, dans un scénario d'apports hydrologiques extrêmes, l'onde de rupture se superpose aux écoulements d'une crue naturelle déjà présente. Les ordres de grandeur respectifs du débit de crue et du débit de rupture peuvent affecter significativement l'image même de la rupture et ses conséquences propres (MARCHE C., 2004).

L'analyse des causes de rupture les plus fréquentes permet d'associer aux ouvrages en remblai des modes de rupture généralement plus lents que pour les ouvrages en béton. Les relations de rupture observée montrent que les remblais se détruisent essentiellement par déversement et érosion de la crête et du parement aval, ou par érosion interne dans le corps de l'ouvrage ou dans sa fondation. Les deux modes supposent l'arrachement progressif et le transport des éléments constitutifs de l'ouvrage par l'écoulement et donc un démarrage assez lent et une accélération progressive pour parvenir à un équilibre dicté par le comportement de la retenue et les apports qui les alimentent.

Les mécanismes les plus courants associés à la rupture des ouvrages en béton sont le glissement et le renversement pour les barrages poids et la perte d'appui ou de fondation pour les barrages voûtes. La rupture d'un barrage poids entraîne un mouvement d'ensemble d'une partie de l'ouvrage dont l'inertie limite le développement et la vitesse. Le débit de fuite résulte ici encore d'un processus d'ouverture continu et partiellement limités par la présence des ruines de l'ouvrage. Par contre la rupture des ouvrages minces ressemble plus à une explosion libérant en quelques secondes un mur d'eau de la hauteur de la retenue.

La prévision de l'évolution du débit passant la section de l'ouvrage durant la rupture serait un exercice hydraulique relativement simple si on pouvait déterminer à chaque instant la géométrie des passages utilisables par l'eau. Le fait de connaître la forme de la brèche permettrait d'en calculer le débit instantané. Toutefois, les connaissances actuelles sur les phénomènes initiateurs (séisme, crue et autres), leurs multiples formes de développement et les incertitudes concernant les matériaux concernés (résistance, uniformité, mise en place, dégradations locales) rendent impossible la prévision de l'évolution d'une forme de brèche et, par conséquent, le calcul par les lois hydrauliques courantes d'un hydrogramme unique représentant de manière sûre la crue de rupture à l'ouvrage.

III.1. Formules

Les chercheurs se sont tout d'abord penchés sur la prévision du débit maximal envisageable, à l'ouvrage, en cas de rupture. Les travaux théoriques de Ritter (MARCHE C., 2004), supposant une retenue infinie et une rupture instantanée, donne une première estimation du débit maximal de la brèche:

$$Q_{\max} = 0,92Lh_0^{1,5} \dots\dots\dots (III.1)$$

Où:

L: largeur constante de l'ouvrage s'effaçant en mètre

H₀: profondeur initiale d'eau en amont

D'autres travaux COSTA dans (CIGB, 1998) ont fait ressortir le rôle constant joué par la hauteur du barrage, le volume de la retenue et la section type du barrage elle-même. Des formules, qui ont été établies, donnent une estimation utile du débit de pointe de l'hydrogramme de rupture de l'ouvrage. Parfois, elles prédisent aussi le temps nécessaire pour atteindre ce débit et renseignent donc quelque peu sur la forme de l'hydrogramme.

La formule de COSTA s'exprime comme suit:

$$Q_{\max} = 325 (H.V / 10^6)^{0,42} \dots\dots\dots (III.2)$$

On reconnaît aussi la formule de MOLINARO :

$$Q_{\max} = 0,116 (gH)^{0,5} .H^2 .(V / H^3)^{0,22} \dots\dots\dots (III.3)$$

Et celle de HAGEN :

$$Q'_{\max} = 370\sqrt{V'.H'} \dots\dots\dots (III.4)$$

Ces formules font intervenir la hauteur du barrage, H (en mètre) ou H' (en pieds), le volume de la retenue, V (en mètre cube) ou V' (en acres-pieds) et le débit max Q_{max} (en mètre cube par seconde) ou Q'_{max} (en pieds cube par seconde).

Pour les remblais, lorsque le matériau du barrage est de petite dimension et sans cohésion, la formule de LEMPERIERE semble plus fiable:

$$Q_{\max} = 0,7.\sqrt{gH} .H^2 .\sqrt{\frac{V}{H^3}} \dots\dots\dots (III.5)$$

On peut estimer le temps requis pour atteindre le débit de pointe avec l'équation:

$$T = 10.V^{0,5} / g^{0,5} .H \dots\dots\dots (III.6)$$

Le mécanisme de développement géométrique de la brèche dans les ouvrages en remblai a été étudié à partir des témoignages disponibles et des parties restantes des ouvrages (FREAD D.L. et HARBAUGH T.E., 1973). Dans la majorité des cas, que le processus ait commencé comme une érosion interne ou une érosion de crête, la forme de la brèche s'apparente à un seuil triangulaire ou trapézoïdal dont la largeur moyenne, B, est donnée par la formule:

$$B = 9,5.K_0(V.H)^{0,25} \dots\dots\dots (III.7)$$

ce qui se développe en un temps T estimé à:

$$T = 0,59.V^{0,47} .H^{-0,9} \dots\dots\dots (III.8)$$

Dont :

B: largeur moyenne de la brèche (en pieds)

T: durée de la formation de la brèche (en heures)

V: volume d'eau de la retenue (en acres-pieds)

K₀:coefficient égal à 1 pour une rupture par submersion et égal à 0,7 pour une rupture par érosion interne

de là, il est possible de revenir au débit maximal

$$Q_{\max} = 3,1B \frac{C}{T + C/\sqrt{H}} \dots\dots\dots (III.9)$$

Dans laquelle on définit C comme suit:

$$C = 23,4.A/B$$

A étant la surface au miroir (en acres-pieds) du réservoir à l'élévation du sommet du barrage. Avec ces formules, il convient de respecter leurs unités propres dont on trouvera facilement l'équivalent SI.

Il est possible de projeter une forme réaliste d'hydrogramme de rupture en recourant à une loi de débit de seuil épais et en supposant par exemple une croissance linéaire de la brèche dans le temps. Le résultat obtenu peut alors un dernier ajustement d'égalisation de la surface sous l'hydrogramme et du volume sorti de la retenue.

SINGH (1996) s'est lui aussi penché sur les caractéristiques des brèches en étudiant plus de 50 cas de rupture documentées. Son analyse fait ressortir l'importance des rapports H_s/H , dans lequel H_s provient du volume de la retenue:

$$H_s = V^{0,33} \dots\dots\dots (III.10)$$

Dans ces rapports, H est la hauteur de l'ouvrage et B_m est la largeur moyenne de la brèche. Il en ressort trois types de corrélation utiles. La première porte sur l'aspect de la brèche (rapport de sa largeur B au sommet de l'ouvrage à sa profondeur d):

$$B/d = 0,4 H_s/H \dots\dots\dots (III.11)$$

La deuxième donne le débit maximal de rupture:

$$Q_{\max} / (g.B_m^2.H^3)^{0,5} = 0,0125 H_s/H \dots\dots\dots (III.12)$$

et la troisième évalue la durée de la formation de la brèche:

$$T.(g/H)^{0,5} = 1,5.H_s/B_m \dots\dots\dots (III.13)$$

De plus, les travaux de SINGH mettent en lumière le fait que le rapport le plus fréquent observé entre les largeurs de brèche au sommet et au fond se situe autour de 1,29 et que 50% des temps de rupture sont inférieurs à 90 minutes. La validité de ces formules est meilleure pour des barrages de plus de 8 m de hauteur et ayant subi leur rupture après 1925.

III.2. Modèles prévisionnels

Les corrélations tirées des données historiques ne permettent pas de dépasser le stade général des estimations, car tout raffinement demande de considérer un plus grand nombre de paramètres caractéristiques des ouvrages mais réduit d'autant la taille de l'échantillon disponible dans chaque groupe. ZERROUK (2001) résume les contributions importantes de CRISTOFANO (1965), de SINGH et SCARLATOS (1985) et de FREAD (1987). Elles portent essentiellement sur la formation des brèches de déversement. Donc, il est possible d'ajuster chaque modèle pour reproduire une situation connue, mais il est plus instructif de comparer leurs capacités prédictives.

III.2.1. Modèles de rupture progressive du barrage

III.2.1.1. Formation de la brèche dans le cas d'une digue en remblai

Les deux principaux processus de formation d'une brèche sont les suivants:

a. Submersion

L'érosion du talus aval du remblai commence à partir des valeurs critiques d'un débit et d'une hauteur d'eau au-dessus de la crête. Ces valeurs critiques dépendent de la pente et de la protection du talus (herbe, enrochement, tapis plastique ou géotextile,...), avec des facteurs additionnels pour le cas des enrochements. Il s'agit de rupture par érosion externe.

Lorsque le niveau de l'oued ou du fleuve atteint la crête de l'ouvrage, le déborde sur la digue et inonde l'aval (figure III.1).

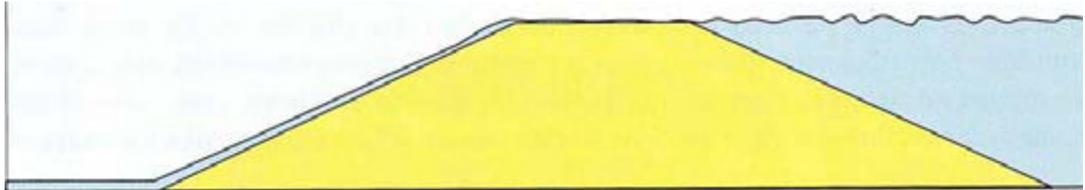


Figure III.1 Début de la submersion d'un ouvrage (CETE méditerranée, 2005)

Après quelques minutes de la submersion de l'ouvrage, le parement aval commence à s'éroder et les matériaux sont arrachés par la force du courant en pied de la digue (Figure III.2)

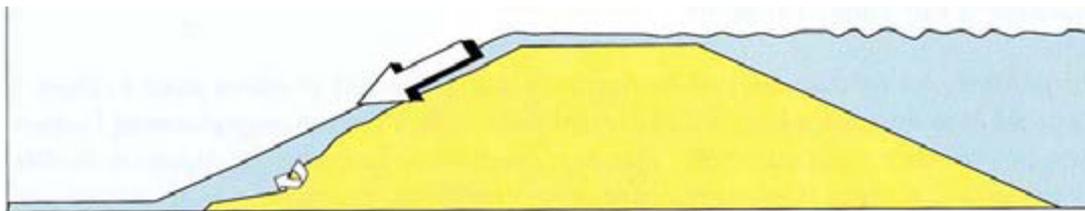


Figure III.2 Début de l'érosion du parement aval de l'ouvrage (CETE méditerranée, 2005)

Le parement de la digue continue à se dégrader et par conséquent une fouille importante se crée en pied de l'ouvrage (Figure III.3).

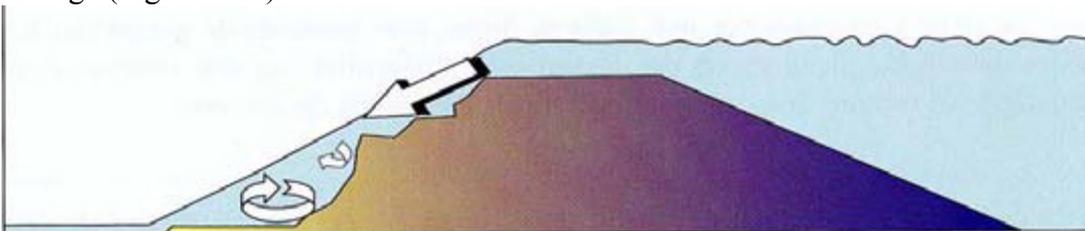


Figure III.3 Dégradation de l'ouvrage (CETE méditerranée, 2005)

b. Renard

C'est un type d'érosion interne qui résulte de différences élevées de pression entre les zones aval et amont de l'ouvrage, provoquant des écoulements internes importants. La rupture par renard débute à l'exutoire des percolations et progresse vers l'amont (érosion interne régressive).

Avec l'augmentation du niveau d'eau amont H (figure III.4), le remblai se sature progressivement. Le gradient hydraulique H/L augmente

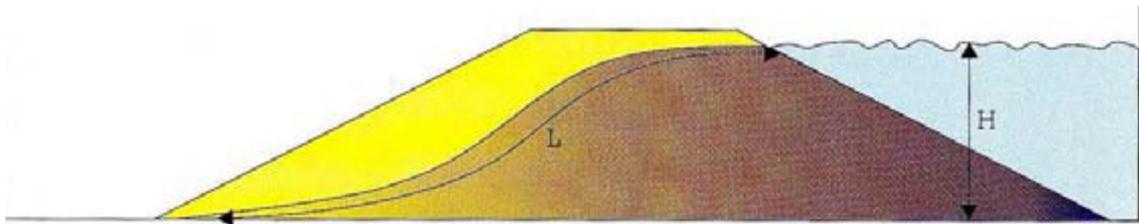


Figure III.4 Augmentation du gradient hydraulique (CETE méditerranée, 2005)

Après quelques minutes, le long des lignes de courant référentiel, un écoulement se crée générant une petite fuite à l'aval de l'ouvrage (Figure III.5).

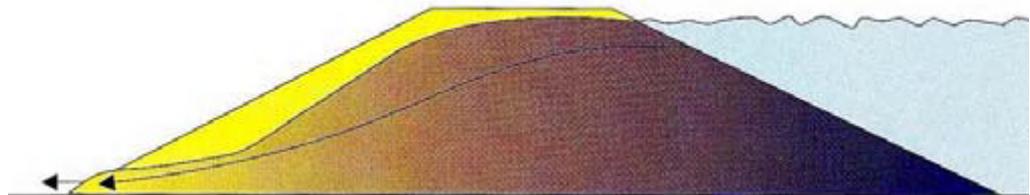


Figure III.5 Apparition d'une petite fuite à l'aval de l'ouvrage (CETE méditerranée, 2005)

Des matériaux peu cohésifs sont entraînés par l'écoulement au débouché de la fuite (Figure III.6). Progressivement, le chemin hydraulique se raccourcit, le gradient hydraulique augmente et accentue le phénomène

et accentue le phénomène.

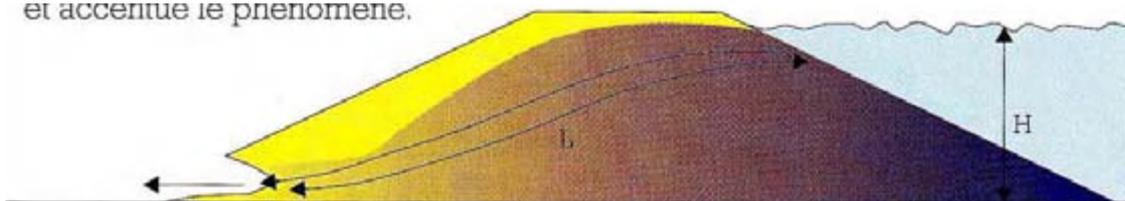


Figure III.6 Entraînement des matériaux peu cohésifs par l'écoulement (CETE méditerranée, 2005)

Les matériaux entraînés par l'eau de fuite laisse un vide, développant une cavité qui se propage vers l'amont et s'élargit à l'aval (Figure III.7). La galerie ainsi formée peut traverser entièrement l'ouvrage et conduire à sa ruine en une ou plusieurs crues successives.

plusieurs crues successives.

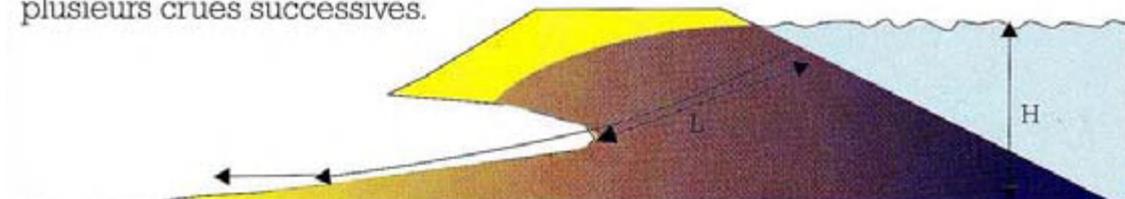


Figure III.7 Dégradation de l'ouvrage (CETE méditerranée, 2005)

III.2.1.2. Les principaux paramètres à prendre en compte pour décrire le processus de formation de la brèche

- Moment de la crue où la brèche débute : typiquement, rupture par renard alors que la cote de la ligne d'eau est en deçà de la crête ou rupture par surverse dans le cas inverse
- profondeur et vitesse d'ouverture initiales de la brèche

- forme de la brèche

Ces paramètres sont dépendants en particulier de la dynamique d'écoulement en amont de la brèche, mais aussi en aval : la différence de pression entre l'amont et l'aval est fortement influencée par la hauteur d'eau coté val.

III.2.1.3. Modèles de modélisation de la formation d'une brèche lors d'une surverse

Le but des modèles numériques est l'évaluation des risques, pour les personnes comme pour les biens, en cas de rupture d'un ouvrage. Il s'agit donc de déterminer en fonction du temps la forme de la brèche, pour un hydrogramme de crue donné, qui permet alors l'évaluation des débits déversés vers l'aval.

Il existe cinq types de modèles de modélisation de la formation d'une brèche lors d'une surverse, répertoriés (CIGB, 1998).

a. Modèle 1 : Brèche considérée comme un seuil avec une loi donnée d'élargissement

C'est l'approche la plus simple, elle fut suggérée en premier par FREAD et HARBAUGH (1973). La forme de la brèche est donnée a priori : triangulaire ou trapézoïdale. La largeur finale de la brèche, son temps d'évolution et le débit dans la brèche sont déterminés par des formules empiriques fonctions des caractéristiques de l'ouvrage et des conditions hydrauliques. Ces modèles sont calés sur des cas réels issus de bases de données.

b. Modèle 2 : Brèche considérée comme un seuil avec élargissement modélisé de la brèche

Ce modèle diffère du précédent en ce sens qu'il ne nécessite pas une loi, fixée à l'avance, d'élargissement de la brèche. A la place, on suppose que le degré d'érosion est proportionnel à la contrainte moyenne de cisaillement sur la surface de la brèche.

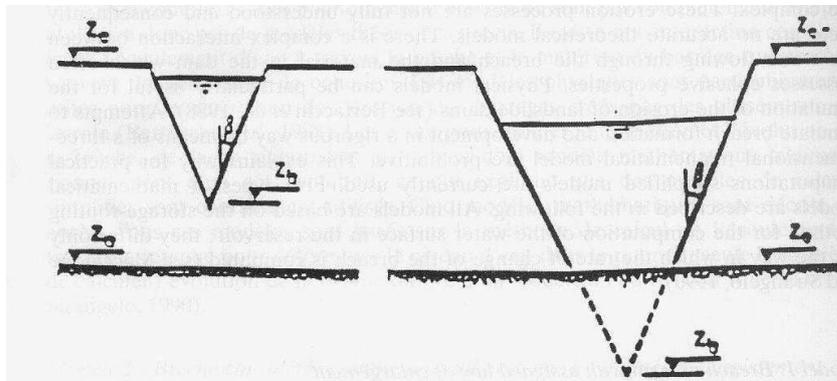


Figure III.8 Géométrie de la brèche dans les modèles 1 et 2 (CIGB, 1998)

CHRISTOPHANO (1965) dans WALH (1998)) fut probablement le premier à développer ce type de modèle : il relie la force d'entraînement de l'écoulement à travers la brèche à la force de cisaillement sur les particules de terre de la base de la brèche.

Il obtient ainsi le taux d'érosion du lit de la brèche en fonction du débit d'eau traversant la brèche. Il suppose la brèche de largeur de base constante avec le temps et toujours de forme trapézoïdale. L'inclinaison des pentes de brèche est supposée égale à l'angle du sol au repos, et l'inclinaison du fond de la brèche égale à l'angle de frottement interne du sol considéré. Mais la présence d'un coefficient arbitraire dans ce modèle, sans aucune réalité physique, rendit critiquable ses prédictions.

HARRIS et WAGNER (1967) dans CIGB (1998) et FREAD (1991) ont traité ce problème en supposant la brèche sujette à l'érosion, parabolique. Le débit à travers la brèche est approximé grâce à une formule de déversoir, et le transport sédimentaire calculé par l'équation de SCHOKLITSCH. Le

modèle requiert en plus de la taille des grains de sédiments, les caractéristiques géométriques de la brèche et une valeur seuil de débit pour initier l'érosion.

Le modèle BRDAM, du Bureau of Reclamation, présenté par Brown et Rogers (1977, 1981) est basé sur le travail de HARRIS et WAGNER, il est capable de simuler l'érosion due à la surverse comme à un renard.

Le modèle du National Weather Service, DAMBRK, développé par FREAD (1977) est un modèle paramétrique qui peut manier des formes de brèches rectangulaires, triangulaires ou trapézoïdales. La brèche est supposée s'agrandir verticalement à un taux prédéterminé pendant que l'épuisement de l'eau du réservoir est décrite par une simple équation de continuité. Pour être utilisé, le modèle nécessite la définition de la géométrie finale de la brèche, ainsi que la durée du temps de rupture. Ces exigences réduisent le modèle à un moyen d'identifier les différents événements possibles et non le plus probable.

Le modèle BREACH est une amélioration de DAMBRK. Il fut présenté par FREAD en 1984 (FREAD (1991)) et contribua à améliorer les techniques de simulation de rupture des barrages (digues) en terre. Ce modèle est itératif, basé sur un écoulement uniforme et quasi-stationnaire sur un déversoir à large seuil. Le transport sédimentaire est estimé par la formule de MEYER-PETER-MÜLLER modifiée par SMART. Outre les effets de l'érosion, ce modèle prend en compte les évolutions de la brèche qui résultent de l'instabilité des pentes de la brèche, des glissements et du cisaillement possibles dans le haut de la pente. Il permet aussi d'attribuer des matériaux différents au noyau du barrage, en surface du barrage et sur la pente aval. La base de la brèche est supposée être toujours parallèle à la face aval du barrage. La limite principale du modèle vient de la difficulté à estimer les valeurs de la contrainte de cisaillement critique pour l'érosion et la largeur finale de la brèche, qui sont deux données nécessaires.

Le modèle de SINGH et SCARLATOS (1988), BEED est très semblable à ceux précédemment cités. La vidange du réservoir est décrite par une simple équation de conservation de la masse de l'eau, l'écoulement est considéré quasi-stationnaire sur la face aval du barrage et le débit à travers la brèche est calculé comme celui d'un déversoir à large seuil. Le modèle est capable de simuler des ruptures progressives d'un barrage homogène en terre avec des formes de brèches rectangulaires, triangulaires ou trapézoïdales. La taille et la forme de la brèche initiale doivent être fournies comme conditions initiales. La formule de transport sédimentaire d'EINSTEIN-BROWN estime le processus d'érosion pendant que la méthode des « contours » (CHUGAEV, 1964) est appliquée à la stabilité des pentes sous l'action des forces de percolation. L'érosion latérale de la brèche est supposée se produire de telle façon que le rapport de la hauteur sur la largeur à la base de la brèche reste constant. De plus, la largeur de brèche sur la face aval est toujours prise égale à la largeur de la brèche à la crête.

c. Modèle 3 : Brèche considérée comme un seuil avec chenal érodable à l'aval

Cette approche, proposée par GIUSEPPETI et MOLINARO (1989), considère la brèche comme un chenal de pente uniforme et de section régulière (triangulaire avant que la brèche atteigne la fondation du barrage, puis trapézoïdale). La brèche adoptée est schématisée sur la figure III.9. Le débit sur la brèche est calculé, en imposant la condition critique au seuil de la brèche, au moyen des formules d'évacuateur de crue, la profondeur et la vitesse de l'écoulement au pied du barrage au moyen de l'équation de Bernoulli. Dans ce modèle, on suppose que le courant d'eau atteint sa capacité maximale de transport de sédiments au pied du barrage. Dans ces conditions, le débit du volume solide peut être calculé, via quelques approximations, en utilisant la formule connue du transport sédimentaire en rivière (formule d'EINSTEIN-BROWN). Ensuite, l'évolution des dimensions de la brèche est déterminée au moyen d'une équation de conservation des matériaux du barrage.

On suppose que le temps d'évolution de la brèche est suffisamment long, pour considérer l'écoulement le long de la brèche comme quasi-stationnaire.

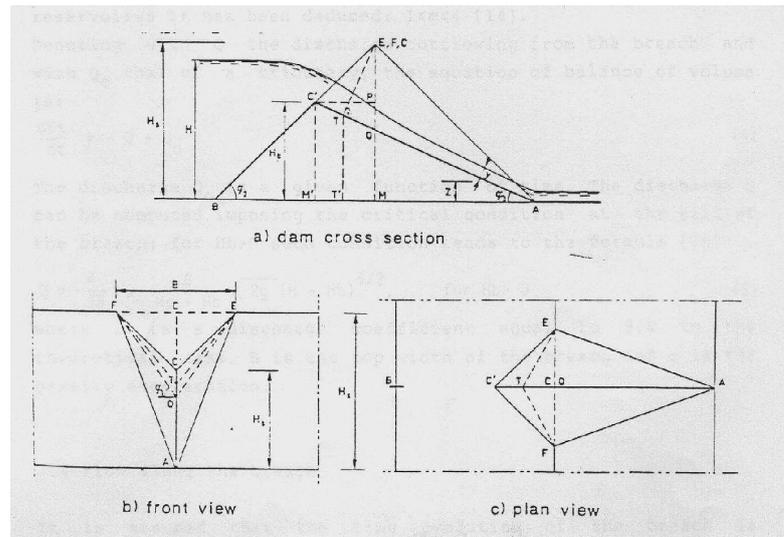


Figure III.9 Géométrie de la brèche dans le modèle 3(CIGB ,1998).

d. Modèle 4 : Brèche entière considérée comme un chenal érodable

Ce modèle est le plus avancé parmi ceux proposés et appliqués. L'écoulement le long du chenal de la brèche est calculé à partir des équations de SAINT-VENANT, tandis que l'évolution de la brèche est modélisée suivant une équation de continuité des sédiments, appelée également équation d'EXNER.

Cette équation permet le calcul de la variation d'élévation du lit en fonction du taux de transport des sédiments et des propriétés du matériau du lit.

Dans le modèle de LOU dans Reiter et al. (1998) et WAHL (1998)), le domaine hydrodynamique est simulé par les équations de SAINT-VENANT (instantanées) dont le terme d'inertie a été négligé. Le mécanisme du transport des sédiments est approché par une relation simplifiée, mais la présence d'un coefficient empirique réduit le domaine d'application de ce modèle.

PONCE et TSIVOGLU (1981) ont développé le travail de LOU. Considérant les conditions critiques de l'écoulement à la brèche, le débit sortant est calculé grâce aux équations complètes de l'hydrodynamique. Le transport des sédiments est estimé par la formule de MEYER-PETER-MÜLLER. Pour la morphologie de la brèche, le modèle inclut une composante qui relie la géométrie de la section transversale de la brèche au débit passant par le barrage. Cette relation, entre la largeur au sommet et la vitesse de l'écoulement, ajoute un degré de liberté pour représenter de façon plus réaliste le développement vertical et latéral de la brèche. Cette relation est appliquée de l'initiation de l'érosion jusqu'à l'apparition du pic de décharge, après quoi la brèche reste constante. De plus, un petit écoulement, limité, doit être défini comme condition initiale, sur la face aval du barrage (au départ, le débit sortant sera fonction de la taille du petit ruisseau défini précédemment). Mais le point faible de ce modèle reste la détermination du taux de croissance de la largeur du sommet de la brèche.

e. Modèle 5 : Ouverture d'une brèche dans un barrage en remblai

Considérée comme un processus par étapes : érosion, rupture et transport des matériaux du barrage.

1- Ouverture de brèche suivant deux phases : 1.Brèche initiale 2.Erosion latérale

Les essais sur modèles physiques et les observations au cours de ruptures de barrages en terre montrent que le processus d'ouverture de la brèche est fortement influencé par l'hétérogénéité du remblai

(noyau étanche). Pour les barrages créant des retenues de grande capacité, la rupture initiale est une brèche en forme de V ;

La seconde phase de rupture est constituée par une érosion latérale.

Les paramètres influençant la vitesse d'érosion sont :

- la protection existant sur le talus aval du barrage ;
- le type et les dimensions du noyau étanche du barrage ;
- les matériaux constituant le remblai et les filtres.

Après le début de rupture par submersion et érosion de surface, le processus d'érosion est une combinaison d'érosion locale du corps du barrage au contact avec le courant d'eau et de rupture des parois latérales de la brèche. En général, le noyau d'étanchéité résiste mieux à l'érosion que les autres matériaux du barrage.

Le noyau ou des parties de celui-ci se rompent après que les matériaux support ont été emportés par érosion. Le processus par étapes, érosion – glissement – rupture – transport, continue, jusqu'à ce que les facteurs suivant de limitation interviennent :

- la fondation ou les appuis présentant une résistance à l'érosion limitent la poursuite de celle-ci ;
- le plan d'eau dans le réservoir a baissé jusqu'au niveau limite de stockage ;
- la capacité d'écoulement dans la vallée à l'aval du barrage devient un facteur de limitation et les conditions de remous influencent l'écoulement à travers la brèche et le processus d'érosion.

Un modèle de ce type (Embankment Dam BREACH : EDBREACH) a été développé dans le cadre d'un projet de coopération Sino-Finlandais (REITER et al., 1993). Ainsi dans EDBREACH, tous les paramètres et facteurs cités précédemment sont pris en considération. La hauteur et la vitesse de l'écoulement au pied du barrage sont calculées au moyen de l'équation de BERNOULLI, le transport sédimentaire au moyen de la formule de MEYER-PETER-MÜLLER, et l'angle d'inclinaison des pentes de la brèche dépend de l'angle de frottement interne du matériau suivant une formule simple. Par contre, ce modèle est le seul à considérer l'écoulement sur le barrage divisé en trois régimes d'écoulement : un écoulement subcritique de l'amont à la crête du barrage, supercritique sur la face aval du barrage et finalement subcritique du pied du barrage à l'aval, là où les effets des remous se font sentir.

Ainsi, tous ces modèles de simulation numérique de l'érosion hydraulique, des plus simples aux plus sophistiqués, sont basés sur le couplage d'un modèle hydraulique et d'un modèle de transport solide.

Le modèle hydraulique est, suivant la finesse de la modélisation, le modèle de BERNOULLI avec quelques hypothèses hydrauliques, le modèle de Saint Venant unidimensionnel ou bidimensionnel ou de NAVIER STOCKES. Cependant les équations de NAVIER-STOKES avec turbulence, utilisées pour l'étude des rivières ne semblent pas encore avoir été utilisées pour la rupture progressive des barrages en remblai.

Le modèle de transport solide va, suivant la finesse de la modélisation, d'un simple modèle de charriage des particules solides suivant une évolution de la géométrie de l'ouvrage fixée (et en général éloignée de la réalité), à un modèle de charriage et de suspension intégré à une équation de conservation du débit solide. Les seuls modèles de transport solide disponibles sont des modèles empiriques. En particulier, tous les modèles de transport solide par charriage sont issus d'expérimentations dans le cadre de l'hydraulique fluviale (par exemple : les formules de MEYER-PETER-MÜLLER, d'EINSTEIN, de SCHOKLITSCH...etc.).

Outre ce couplage d'un modèle hydraulique et de transport solide, certaines modélisations, toutes ne le font pas, tiennent aussi compte de l'érosion par instabilité des pentes. On a vu précédemment que ce phénomène pouvait jouer un rôle important, pour l'érosion latérale sur sols non cohésifs, et pour l'érosion par blocs sur sols cohésifs. Il apparaît donc primordial de ne pas négliger ce phénomène.

III.2.2. Modèles de rupture instantanée du barrage

III.2.2.1. Modèle de Ritter

Il est intéressant de citer le modèle de RITTER, souvent cité en référence. Paradoxalement, ce modèle est à la fois le plus éloigné de la réalité (cas d'école) et le plus propice à fournir des ordres de grandeurs faciles à calculer et permettant de visualiser une certaine réalité physique.

Ritter considère un cas d'école permettant de tirer une solution analytique des équations de Saint Venant. Les hypothèses sont un lit d'écoulement de longueur infinie, à fond horizontal, de section transversale rectangulaire infinie, dont les parois sont lisses (CIGB, 1998).

Les équations de SAINT VENANT unidimensionnelles conduisent aussi à la forme initialement utilisée par RITTER dès 1892 pour aborder le cas de l'effacement d'un barrage en canal et y apporter une solution théorique. Il suffit pour ce faire de considérer la section d'écoulement rectangulaire et invariante et d'annuler les termes d'énergie dues aux frottements et autres.

Les équations de RITTER s'expriment comme suit:

$$\frac{\partial}{\partial x}(Uh) + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots (III.14)$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} = -g \frac{\partial h}{\partial x} \dots\dots\dots (III.15)$$

leur résolution conduit à un ensemble de résultats simples (figure III.5) d'ordre de grandeur intéressants, en pratique, pour se faire une idée de la situation potentielle engendrée aux environs de l'ouvrage.

Voici la solution de Ritter:

$$h = [2(gh_0)^{1/2} - (x/t)]^2 / (9g) \dots\dots\dots (III.16)$$

$$U = (2/3)[(gh_0)^{1/2} + (x/t)] \dots\dots\dots (III.17)$$

- où:
- x: dimension longitudinale
- t: temps
- g: accélération gravitationnelle
- h et U: profondeur d'eau et vitesse moyenne à l'abscisse x et au temps t, respectivement.

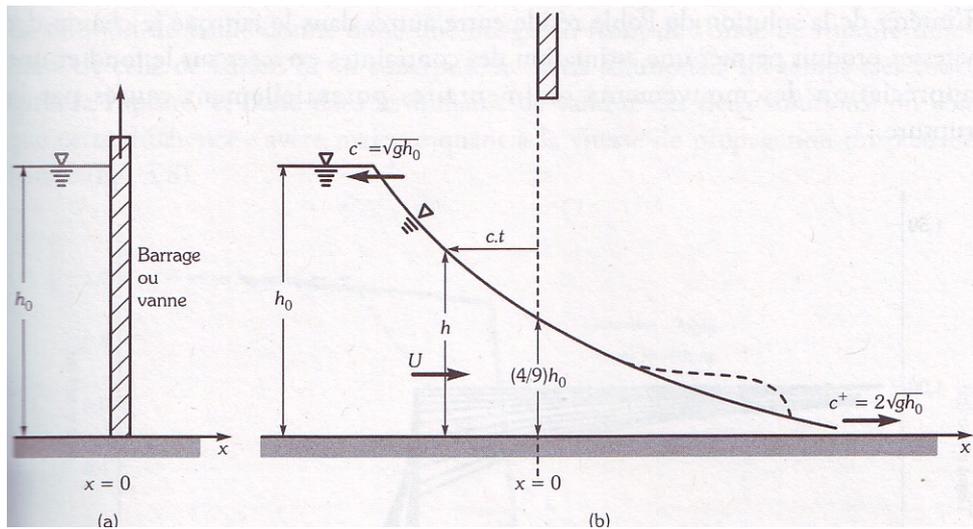


Figure III.5 : *Eléments principaux de la solution de RITTER: a) avant la rupture; b) après la rupture. (MARCHE C.,2004)*

A tout instant, le profil de l'onde est défini dans l'intervalle:

$$-1 < x / [t(gh_0)^{1/2}] < 2$$

Le débit à la sortie de la brèche s'écrit alors simplement en fonction de la hauteur d'eau initiale au droit de la brèche :

$$Q = 8h_0/27 * (gh_0)^{1/2} \dots\dots\dots (III.18)$$

Pour ce qui est des formulations de débit à remarquer, un ordre de grandeur de débit de pointe peut-être tiré de la relation suivante, où la rupture est supposée instantanée avec une forme rectangulaire de largeur L allant jusqu'à la base du remblai (CETE méditerranée, 2005) et pour une analyse des formules de débit maximum de brèches (BROICH K., 1998) :

$$Q = 0,92Lh_0^{1,5} \dots\dots\dots (III.19)$$

Mais le modèle de RITTER est surtout intéressant pour le profil de la ligne d'eau au droit de la brèche (alors que l'allure du profil en aval est donnée par la formulation de DRESSLER dont il est question plus bas).

III.2.2.2. Modèle de DRESSLER

Pour disposer d'une solution plus réaliste, plusieurs auteurs ont cherché à rajouter une rugosité au lit d'écoulement (CIGB,1998). La solution de DRESSLER datant de 1952, dont les résultats sont voisins de ceux d'autres auteurs qui ont utilisé des formulations différentes, démontre l'effet des pertes d'énergie.

Ainsi, elle montre que, si la formulation de RITTER ne peut s'appliquer en aval d'une zone proche de la brèche (zones III et IV sur l'illustration suivante), le profil de la cote d'eau n'est pas modifié au niveau de la brèche : la profondeur d'eau et la vitesse sont données par la solution de RITTER (il en est donc de même du débit).

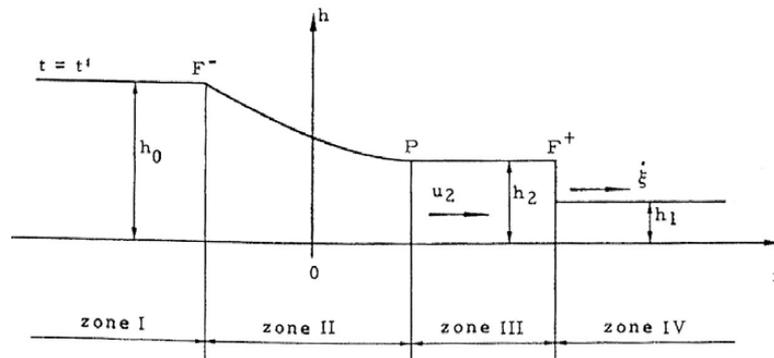


Figure III.6: Solution de DRESSLER (CIGB, 1998)

Ainsi, la formulation simple de RITTER est utilisable pour approcher le débit à la sortie de la brèche à partir de la valeur de la hauteur d'eau en amont de la brèche lorsque la rugosité est réaliste. D'après ce même modèle et les travaux de DRESSLER, on dispose d'un ordre de grandeur de la hauteur d'eau au droit de la brèche :

$$4/9 \text{ (hauteur d'eau en lit mineur)} < \text{hauteur d'eau à la brèche} < \text{hauteur d'eau en lit mineur}$$

Ceci constitue évidemment une approximation puisque le modèle de RITTER est très éloigné de la réalité (géométrie très simplifiée), même si ces valeurs extrêmes ont été confirmées par DRESSLER.

III.2.2.3. Modèle de SINGH

Le modèle de SINGH pour le développement d'une brèche par surverse représente une synthèse des progrès récents dans ce domaine. Il se fonde sur deux équations, l'une reproduisant le débit d'eau à la brèche:

$$A.Dh/dt = Q_b \dots\dots\dots (III.20)$$

et l'autre, l'approfondissement par érosion de celle-ci:

$$Dz/dt = E.U^n \dots\dots\dots (III.21)$$

où

A: surface au miroir de la retenue et fonction connue de l'élévation du plan d'eau H

z: élévation du fond de la brèche

E: coefficient d'érodibilité

U: vitesse moyenne d'écoulement à travers la brèche

n: exposant d'érodibilité

A tout instant, on peut calculer le débit de la brèche on considérant la brèche comme un seuil épais en régime permanent, grâce à l'équation suivante:

$$Q_b = U.S = (2g.Cd^2.(H - z))^{0,5} \dots\dots\dots (III.22)$$

On doit alors spécifier un coefficient de débit Cd.

Plusieurs éliminations permettent de parvenir à l'équation différentielle de l'évolution du plan d'eau H, à la cote de fond de brèche et au débit de brèche en fonction du temps et du choix des valeurs des coefficient E, n et Cd. Peu importe la forme de la brèche, on peut procéder à une solution itérative, mais on peut également dériver facilement une solution pour une brèche triangulaire.

Enfin, SINGH et WAHL (1998) suggèrent en conclusion que pour accroître encore les possibilités de prédiction du comportement des brèches, il faudrait compléter ce modèle générique par la prise en compte des interactions dynamiques entre la géotechnique des différentes couches de l'ouvrage et l'hydrodynamique des écoulements.

III.2.2.4. Modèle de PHOLE

Ainsi, Faut il le signaler, nous mentionnons la solution bidimensionnelle de PHOLE, laquelle se fonde sur une représentation de Lagrange des écoulements dans une tranche verticale et sur la théorie des représentations conformes. La figure III.7 montre une image de l'écoulement résultant de l'effacement d'un barrage de 1 m de hauteur, et son calcul par la solution de PHOLE.

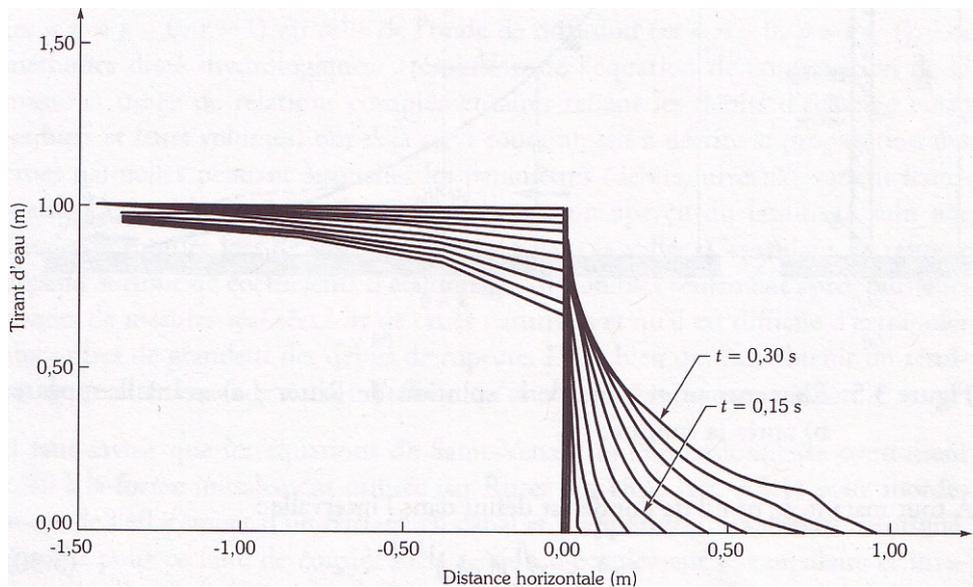


Figure III.7 Solution de Phole, lignes d'eau successives (MARCHE C.,2004)

On définit l'évolution de la surface libre par cumul de mouvement des particules calculé pendant chaque intervalle de temps. La figure III.8 reproduit un champ de vitesse établi d'après le même calcul quelque centimes de seconde après la rupture.

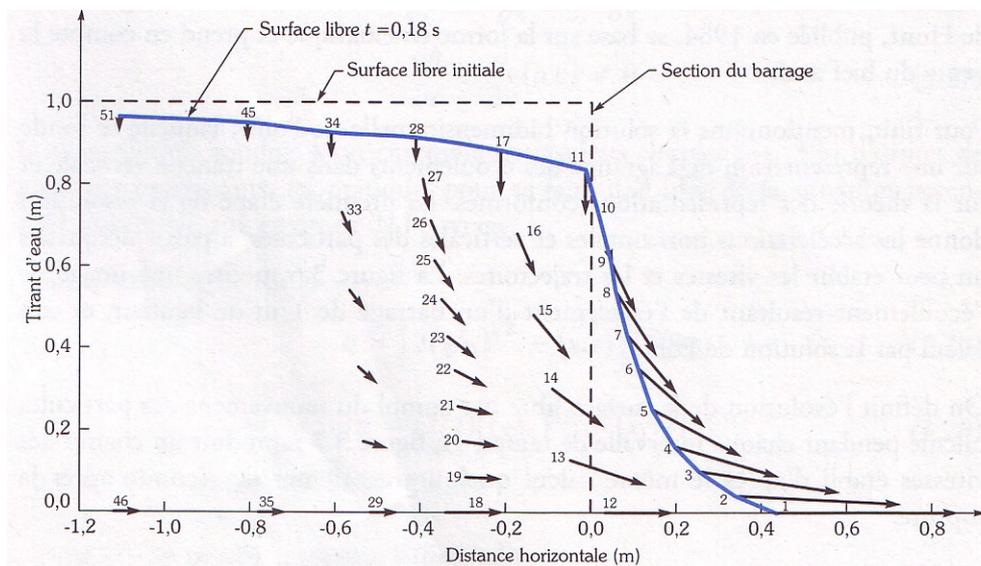


Figure III.8 : Solution de PHOLE, champ des vitesses (MARCHE C.,2004)

III.2.3. Comparaison des solutions selon PHOLE et RITTER

L'intérêt de la solution de PHOLE réside entre autres dans le fait que le champ des vitesses produit permet une estimation des contraintes exercées sur le fond et une appréciation des mouvements sédimentaires potentiellement causés par la rupture.

La solution de PHOLE donne donc une image du front de l'onde de rupture différente de celle de RITTER. Si on suppose les deux solutions à un temps très court après la rupture, et donc dans le

domaine de validité des deux solutions, on voit que cette différence s'avère majeure quant à la vitesse de propagation du pied de l'onde Figure III.9.

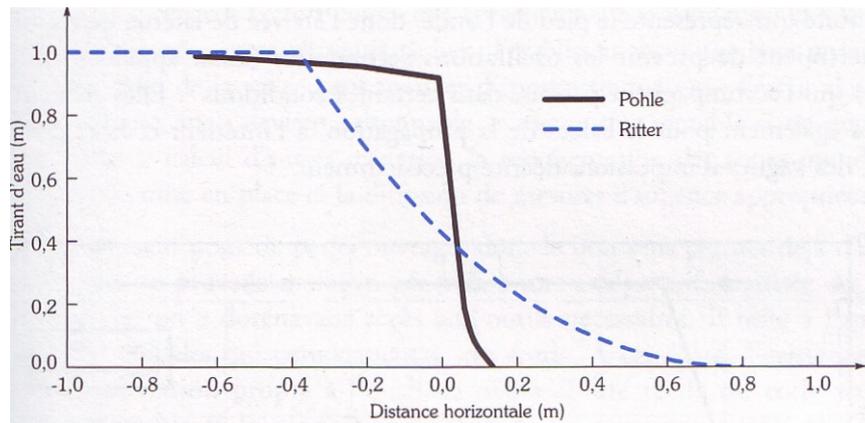


Figure III.9 Comparaison des solutions de PHOLE et de RITTER (MARCHE C.,2004)

III.2.4. Comparaison des débits de rupture selon Phole et Ritter

Les deux méthodes permettent de définir le débit à l'ouvrage. Pour un ouvrage de largeur b, La solution de RITTER donne:

$$Q_{br} = (8/27)b(gh_0^3)^{1/2} \dots\dots\dots (III.23)$$

et la solution de PHOLE par:

$$Q_{bP} = \frac{10}{7} Q_{br} \sqrt{\frac{g}{h_0}} t \dots\dots\dots (III.24)$$

Selon MARCHE (2004), On considère cette solution comme valide tant que le débit de la formule selon PHOLE Q_{bP} , reste inférieur au débit donné par la formule de RITTER Q_{br} .

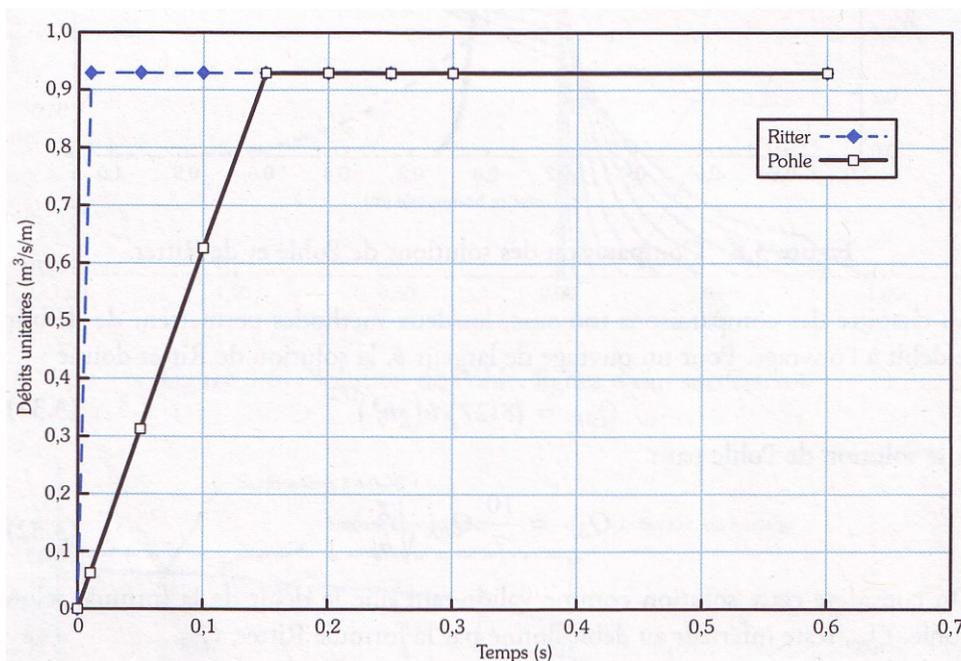


Figure III.10 Comparaison des débits de rupture selon PHOLE et RITTER (MARCHE C.,2004)

III.2.5. Estimation du débit de rupture à l'ouvrage en prédéfinissant la géométrie de l'ouverture maximale

Selon une approche normée ou selon son jugement, l'analyste en charge de l'étude de sécurité doit définir, pour chaque scénario, la géométrie de l'ouverture maximale représentant le développement ultime de la brèche à l'ouvrage. On peut établir une première estimation du débit engendré à chaque ouvrage en utilisant une forme simple de la loi d'évacuation d'un seuil trapézoïdal épais:

La formule du débit Q_b passant un tel seuil a la forme suivante:

$$Q_b = c_v k_s [3,1b_i(h - h_b)^{1,5} + 2,45z(h - h_b)^{2,5}] \dots\dots\dots (III.25)$$

où:

- c_v : correction de la vitesse d'approche
- b_i : largeur instantanée de la base de la brèche
- h : hauteur d'eau en amont
- h_b : hauteur du fond de brèche
- z : pente des parois de brèche
- k_s : correction de submergence possible.

On obtient cette submergence comme suit:

$$k_s = 1,0 - 27,8 \left[\frac{h_t - h_b}{h - h_b} - 0,67 \right]^3 \quad \text{si } (h_t - h_b)/(h - h_b) > 0,67 \dots\dots\dots (III.26)$$

autrement $k_s = 1,0$

h_t : hauteur instantanée de l'eau dans le bief aval.

Si la rupture supposée se fait par érosion interne, on remplace la formule (III.25) par une formule du débit par un orifice:

$$Q_b = 4,8A_e(h - \bar{h})^{1/2} \dots\dots\dots (III.27)$$

dans laquelle l'aire d'érosion est:

$$A_e = 2b_i(h_p - h_b) \dots\dots\dots (III.28)$$

Ces deux équations font intervenir les paramètres suivants:

- h_e : hauteur du centre de l'aire d'érosion interne
- \bar{h} : Hauteur de contrôle du débit égale à la plus élevée des valeurs instantanées de h_e ou de h_t
- b : largeur instantanée de l'aire d'érosion.

Une extension relative suffisante de l'érosion interne dans l'ouvrage, donnée par la condition

$$h < 3h_e - 2h_b \dots\dots\dots (III.29)$$

fait repasser l'écoulement d'orifice à un écoulement de seuil de même dimension. Selon la condition III.29, le changement se produit lorsque le niveau h de la retenue a suffisamment diminué ou lorsque la dimension de l'orifice a suffisamment augmentée.

L'usage des formules III.25 à III.29 permet à l'analyste, prenant en compte les estimations des équations III.7 et III.11 ou d'autres équivalentes, d'obtenir une estimation préliminaire tout à fait acceptable pour juger de l'intérêt des scénarios retenus, en comparaison en particulier avec les débits maximaux des crues naturelles déjà enregistrées dans la vallée. Dans certains cas, on peut juger le calcul de rupture inutile si on dispose déjà d'observations faites à un débit comparable. Toutefois, il faut se rappeler qu'il s'agit d'une évaluation préliminaire puisque le calcul complet de la rupture peut amener à une limitation du débit par submergence d'aval ou par baisse rapide de la retenue.

III.2.6 Conclusion

De tels essais ont une utilité réelle, mais leur exploitation se complique du fait que les seules lois de la similitude de FROUDE prévalent lorsque la brèche est formée mais que les faibles nombres de Reynolds sur le modèle ne permettent pas de reproduire adéquatement les cisaillements, les érosions et les sédimentations selon la similitude de FROUDE. Toute technique de compensation appliquée aux matériaux altère significativement l'extrapolation à une autre échelle des résultats. Les essais véritablement valides sont ceux qu'on fait en grandeur nature; il s'avère long et difficile de les mettre en oeuvre.

III.2.7. Modèles couplés hydrauliques et géotechniques

De nouveaux modèles couplés hydrauliques et géotechniques arrivent au stade de développement (MARCHE C., 2002). Ils incorporent et exploitent des connaissances fondamentales plus fidèles aux particularités des écoulements de laves torrentielles, des éléments statistiques et parfois des règles traduisant des expertises spécifiques.

La figure III.11 montre le degré de validité qu'on peut d'ores et déjà en attendre dans la description séquentielle détaillée de la brèche, de son débit et du comportement de la retenue

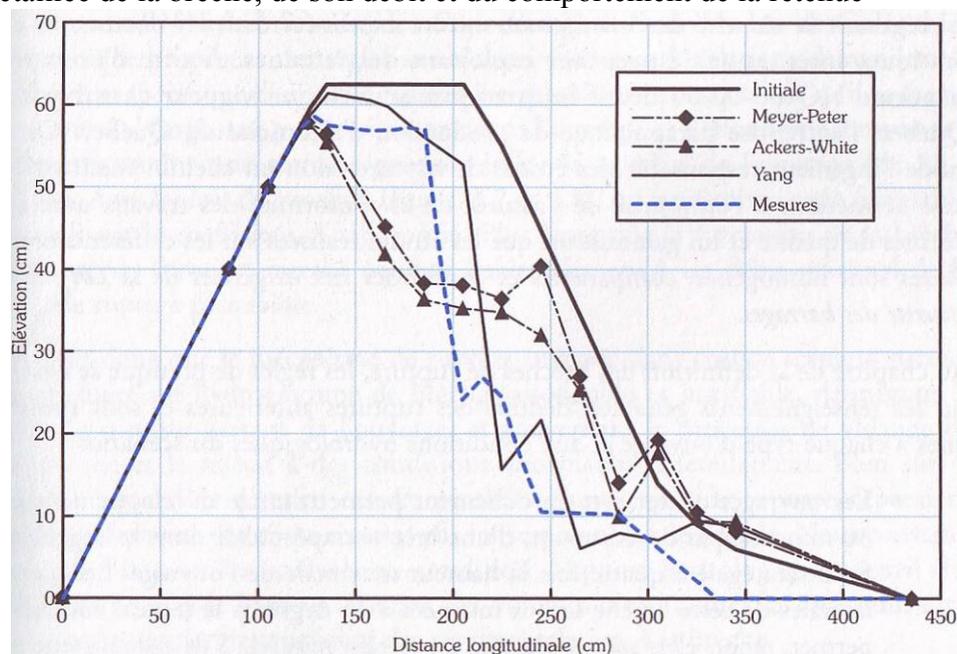


Figure III.11 Prédiction du thalweg de brèche par modèle numérique (MARCHE C., 2004)

III.3. Méthodes normées

Comme on peut le constater, il est impossible aujourd'hui, même en connaissant toutes les caractéristiques de conception d'un ouvrage et en définissant explicitement la cause et le mécanisme

initiateur de la rupture, de prédire de manière fiable l'endroit, la forme et le rythme de développement de la brèche de rupture ainsi que le débit coulant à chaque instant par cette brèche. Les connaissances actuelles sur les phénomènes initiateurs (séisme, crue, etc.), leurs multiples formes de développement, de même que les incertitudes concernant les matériaux en jeu (résistance, uniformité, mise en place, dégradations locales) ne permettent pas de tracer un hydrogramme unique représentant de manière sûre la crue de rupture à l'ouvrage.

Néanmoins, si on excepte le cas des digues fusibles, on peut ignorer certains de ces paramètres et produire tout de même une étude de sécurité utile. L'objectif est toujours de donner une image réaliste de la rupture potentielle et non d'en prévoir le déroulement réel (dans le cas d'un ouvrage fusible, la précision et la sûreté du fusible exigent plus de précautions).

III.3.1. Règles Pratiques sur la définition des brèches de rupture

Les règles pratiques se basent sur les renseignements généraux déduits des ruptures antérieures et sont spécifiques à chaque type d'ouvrage et aux conditions hydrologiques du scénario.

- Les ouvrages en terre et en enrochement permettront le développement en 30 minutes, par déversement, d'une brèche trapézoïdale dont la largeur au fond sera égale à quatre fois la hauteur maximale de l'ouvrage. Les parois latérales de cette brèche seront inclinées à 45 degrés si le terrain naturel le permet, sinon elles seront ajustées au terrain naturel. S'ils comportent un masque d'étanchéité amont, le temps de rupture pourra être augmenté.
- Les ouvrages poids en béton permettront le développement en six minutes d'une brèche rectangulaire, d'une largeur égale à quatre fois la hauteur mais ajustée aux joints de construction de l'ouvrage. Les ouvrages voûtes à contreforts suivront la même règle alors que la largeur de la brèche sera ajustée aux contreforts.
- Dans tous les cas, on supposera la brèche formée au centre de la partie la plus profonde de la vallée. Le fond de la brèche sera abaissé si l'ouvrage est établi sur des fondations érodables et que la pente du fond de la vallée en aval est prononcée.
- Si, malgré le développement de la brèche, le déversement sur la crête des ouvrages continue pendant plusieurs heures, la largeur de la brèche pourra s'accroître jusqu'à atteindre la demi-longueur de l'ouvrage.
- En complément, au départ des calculs de rupture en apports hydrologiques normaux, on estime que les réservoirs sont à leur niveau maximal d'exploitation; les ouvrages d'évacuation sont fermés et le débit en rivière est à sa valeur module. Pour les calculs réalisés en conditions d'apports hydrologiques exceptionnels, les mêmes conditions prévalent mais les évacuateurs sont ouverts. Le débit initial au droit de l'ouvrage correspondra donc à la somme des débits de rupture, d'évacuation et de turbinage, puis on réduira le débit de turbinage à 0 en 15 minutes.

Le National Weather des Etats Unis (FREAD D. L., 1984) et B.C. Hydro de Colombie-Britannique proposent des règles semblables. Certaines législations demandent le traitement spécifique d'un cas d'érosion interne. Dans ce cas on sait qu'il se forme un tunnel s'élargissant progressivement dans l'ouvrage et s'effondrant lorsque son diamètre atteint une certaine proportion de la hauteur de l'ouvrage (de 50 à 75 %). Avec les lois de FROELICH (FREAD D.L. et HARBAUGH T.E., 1973), on peut suivre cette formation en utilisant le coefficient K_0 approprié. Plus lente que la formation de la brèche de surverse, l'érosion interne conduit habituellement à un débit maximal de la crue de rupture plus faible.

On voit donc que le mécanisme de rupture invoqué dans chaque scénario permet de produire un hydrogramme de brèche raisonnable et justifiable, définissant la crue de rupture partant de l'ouvrage, et gouvernant le processus de vidange de la retenue et le retour à des conditions normales d'écoulement.

Chapitre IV

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

IV.1. Situation du barrage

Le barrage du Hamiz est construit à 35 km au SE d'Alger, un peu à l'amont du débouché dans la Plaine de la Mitidja de l'Oued Arbatache qui, prenant ensuite le nom d'Oued Hamiz, draine l'extrémité orientale de la grande plaine algéroise. Il se situe ainsi à 6 km du village du Fondouk, à 25 km de la mer.

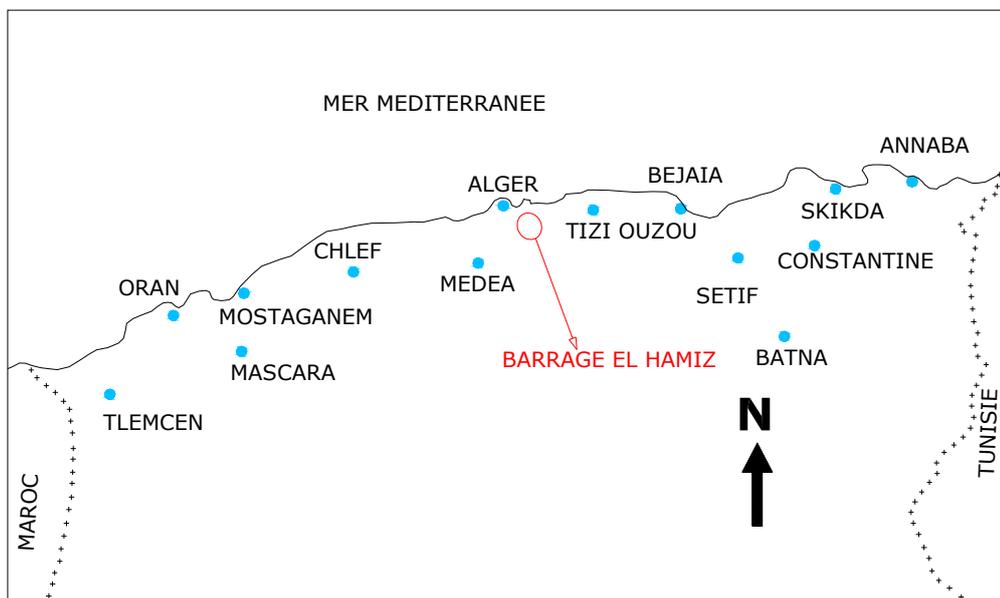


Figure IV.1 Situation de la zone d'étude (carte d'état Major de l'Algérie)

IV.2. Historique du barrage

IV.2.1. Construction

La construction du barrage du Hamiz fut envisagée dès 1852. Le choix de l'emplacement était pratiquement commandé par la topographie : avant son débouché dans la partie orientale de la Plaine de la Mitidja, en amont du Fondouk, l'Oued Arbatache s'encaisse d'abord dans des calcaires et des grès, puis dans des schistes plus tendres.

Le barrage fut construit de 1869 à 1879, et cinq contreforts, dont l'établissement avait été rendu nécessaire par l'apparition de trois fissures, furent édifiés de 1887 à 1889.

L'ouvrage en maçonnerie ordinaire de 38 m de hauteur est un barrage-poids avec déversoir latéral

Les caractéristiques sont :

- cote de base 129,00 m (NGA)
- niveau du déversoir 164,00 m (NGA)
- crête 167,00 m (NGA)
- longueur de la crête 161,70 m
- épaisseur à la crête 6,65 m
- largeur de la base 18,15 m

IV.2.2. Caractéristiques du bassin versant

- Superficie du bassin versant: 139 km²
- Précipitation moyenne annuelle: 839 mm d'eau
- Débit annuel moyen de l'oued : 51,6 millions de m³
- Module : 1,6 m³/seconde ;
- Module relatif : 12 l/seconde/km²
- Débit minimum semi-permanent 120 l/seconde
- Débit minimum : 0 l/seconde ;
- Coefficient de ruissellement : 0,42
- Crue maxima enregistrée : 12 nov. 1935 : 510 m³/seconde.

IV.2.3. Vocation du barrage

L'ouvrage est utilisé pour l'irrigation des riches terres de la plaine de Mitidja. Ainsi, une quantité d'eau est transférée au moyen d'un tunnel hydrotechnique vers le barrage de kedara qu'est destiné à l'alimentation en eau potable.

IV.2.4. Capacité théorique du barrage

La capacité théorique de stockage était en 1879 la suivante :

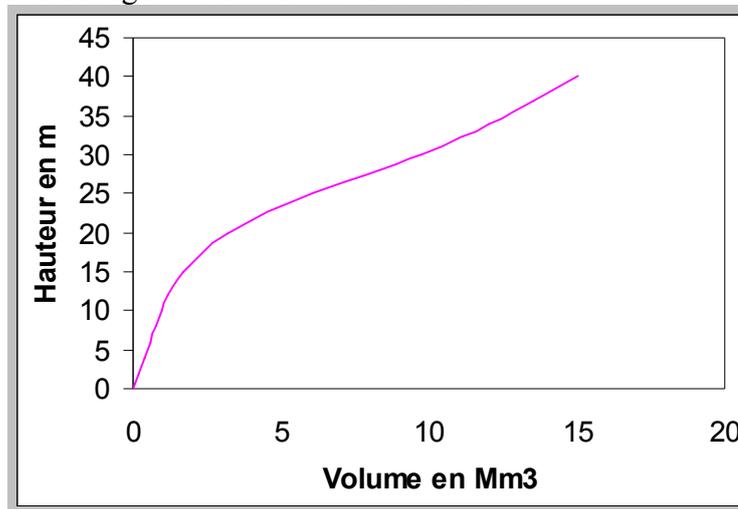


Figure IV.2 Capacité théorique du barrage en 1879

IV.2.5. Comportement après la mise en eau

Toute la partie rive droite de l'ouvrage étant assise sur les calcaires fissurés du Lutétien, de nombreux ennuis devaient surgir quant à l'étanchéité ; ils furent de deux sortes : des fuites à la base et une considérable augmentation des débits d'une source située près du mur de pied, au fur et à mesure de la montée du plan d'eau.

Une source chaude de 2,37 l/seconde existait en effet, avant l'édification du barrage, sur la rive droite de l'oued, à la cote 131,650 m (NGA).

Lors de la mise en eau, une source froide apparut à proximité immédiate de l'autre, à la cote 131,940 m (NGA).

Le débit des deux sources augmenta considérablement au fur et à mesure de l'élévation du niveau de l'eau (mai 1890). Cette augmentation n'était sensible qu'à partir d'une hauteur d'eau de 33 m environ. On décida donc de découvrir toute la surface de rocher comprise entre les cotes 32,50 et 36 et d'obturer tout ce qui n'était pas sain.

De décembre 1890 jusqu'en 1910 malgré divers travaux, la situation resta inchangée ; mais à la suite de nouveaux travaux d'étanchement, le débit de la source n'était plus, en 1913, que de 50 l/seconde pour une hauteur de retenue de 33 m. Le débit se réduisit à 25 l/seconde en 1914.

IV.2.6. Travaux de consolidation

Sous l'action des chasses faites par les vannes de fond, un bassin s'était formé à l'aval du barrage. Cette excavation fut attribuée à un tourbillon à axe horizontal se formant sous la veine d'eau sortant des évacuateurs. On vidangea cette excavation en 1905. Les fondations n'étaient pas atteintes, mais le canal tronç commun était endommagé ; la partie menacée fut soutenue par une voûte surbaissée.

En 1916, un contrefort supplémentaire fut construit sur la rive gauche et des travaux furent effectués au contrefort rive droite.

Une nouvelle vidange, identique à celle de 1905, fut faite en 1923. On constata que les fondations étaient toujours intactes, mais que les micaschistes sur lesquels reposait l'ouvrage dans la partie médiane se décomposaient à tel point qu'on pouvait les enlever à la pioche. Un mur de pied et un massif d'enrochements furent construits.

Le barrage fut surélevé en 1935 pour atteindre une hauteur de 45 m et une longueur au sommet de 170 m.

IV.2.7. Envasement du barrage

Le bassin versant de l'Oued Arbatache est constitué en quasi-totalité par des sédiments marneux. On conçoit que l'envasement de la cuvette soit important, malgré l'action des chasses opérées par les vannes de fond. La figure IV.2 établit cette importance (année 1914) :

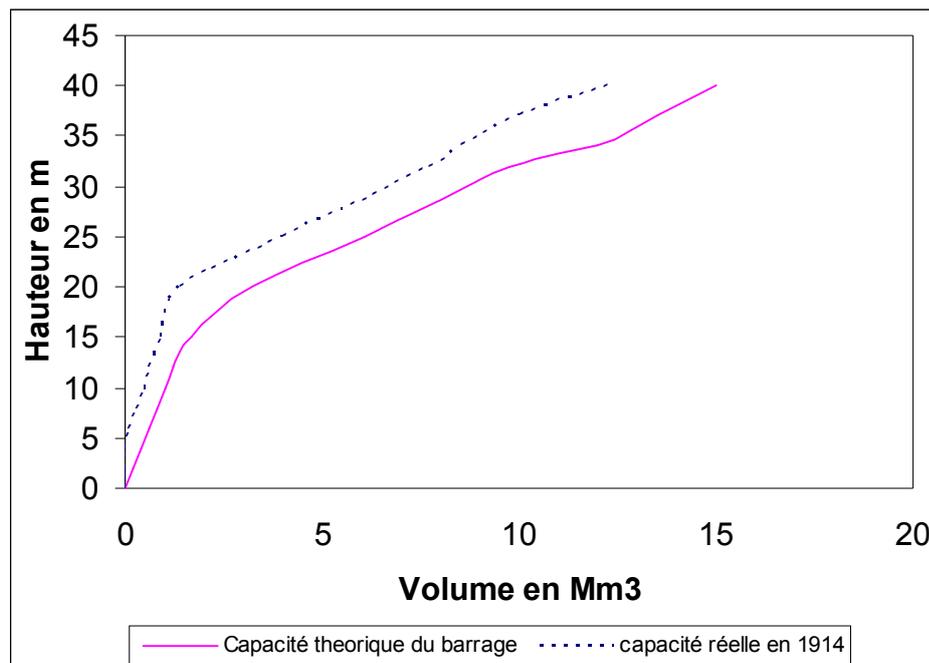


Figure IV.3 : Envasement du barrage 1914

IV.3. Le barrage actuel

IV.3.1. Surélévation et renforcement du premier barrage, construction de l'évacuateur

En 1933 fut décidée l'adjonction, à l'amont de l'ancien ouvrage, d'un massif de béton dont le double but était de consolider l'ouvrage en renforçant son profil et de le surélever de 7 m, afin d'augmenter la capacité de la retenue.

D'autre part, le passage des crues sur le déversoir primitif occasionnant sur la rive droite de graves érosions menaçant les appuis, on décida de le remplacer par un déversoir circulaire de superficie permettant l'évacuation de crues de 600 m³/seconde grâce à une galerie souterraine. Les travaux furent exécutés de 1933 à 1935. Ils furent précédés par le fonçage de petits puits de

reconnaissance et de quatre sondages destinés à étudier la nature des terrains sous le corps de l'ouvrage.

La galerie souterraine du déversoir résulte d'un aménagement de la galerie de dérivation, établie pour l'évacuation des eaux lors de la surélévation. Le fond de la galerie se trouvant à une cote inférieure à celle de l'ancienne source, cette dernière émigra dans la galerie.

IV.3.2. Etablissement du rideau d'étanchéité

Du fait de la fissuration des calcaires, le débit de la source naturelle située à l'aval du premier barrage augmentait de façon considérable au fur et à mesure de la montée du niveau de l'eau dans la cuvette. A la suite de divers travaux d'étanchement (coulages et placages de béton effectués sur les calcaires d'amont), ce débit fut notablement réduit. Il restait cependant une trentaine de l/seconde en 1916 pour la cote de retenue maxima. Il semble que la situation soit restée identique jusqu'à la surélévation de l'ouvrage.

De 1935 à 1938, en deux campagnes, une série de sondages d'injection réalisèrent un voile d'étanchéité. De plus, l'évacuateur de crues et sa galerie sont protégés par un rideau de cimentation établi à partir de 21 sondages

Le total des pertes est actuellement insignifiant. (Pour l'année 1938, le maximum a été de 15 l/minute).

En 1942, la vanne circulaire du déversoir fut modifiée pour augmenter de 1 m la cote de la retenue.

IV.3.3. Dimensions actuelles de La digue

L'ouvrage, tel qu'il existe actuellement, réalise un barrage-poids:

- Hauteur : 45m
- hauteur maxima au-dessus du point le plus bas des fondations : 50 m.
- La largeur totale à la base est de 41 m
- Largeur maxima au niveau des fondations : 47 m.
- La largeur en crête est de 3,30 m.
- La longueur de la partie droite est de 185,50 m ;
- la longueur totale développée de 222,00 m.
- Le fruit du parement amont est de 1/4, celui d'aval est variable (parabolique).

Le cube exact de la maçonnerie de l'ancien barrage n'est pas connu ; le volume de béton de ciment est de 60.000 m³.

IV.3.3. Capacité de la retenue

La retenue était évaluée en 1935 à 22 millions de m³. L'envasement, calculé d'après l'apport solide de l'oued, serait de l'ordre de 200 000 m³/an. Le volume de la retenue est évalué, en 1950, à 17 millions de m³. La superficie du lac plein est de 12,8 hectares. D'après le dernier levé bathymétrique réalisé en 2004 la capacité de la retenue était estimée à 15,4 Mm³ (ANBT).

IV.3.4. L'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue a un débit maximum de 750 m³/seconde. La hauteur de la crête du barrage au-dessus de celle du déversoir est de 5 m.

IV.3.5. Vidange de fond

Les ouvrages de vidange par deux vannes " papillon " de 40 m³/seconde chacune, doublées à l'amont par deux vannes " wagon " de sécurité.

IV.3.6. Les drains

Pour combattre les sous-pressions, deux drains partant du terrain naturel de fondation débouchent dans la galerie de visite.

IV.3.7. La prise d'eau

Les ouvrages de prise sont constitués par 2 robinets de 5 m³/s.

IV.3.8. Usine électrique

L'usine électrique installée au pied du barrage est équipée pour utiliser un volume de 45 millions de m³ après surélévation éventuelle de 20 m du barrage. La chute varie de 17 à 42 m. Fonctionnant comme ouvrage de rupture de charge, l'utilisation est conditionnée par les débits prélevés à l'aval. En dehors des périodes d'irrigation, la centrale peut utiliser sans restrictions les suppléments de cube jugés non nécessaires aux cultures.

L'équipement comprend : deux turbines Francis à axe horizontal d'une puissance unitaire de 635 cv sous 28 m pour un débit de 1 200 l/seconde, deux alternateurs triphasés 5 750 v de 7 350 kva, deux transformateurs élévateurs de 5 750/31 500 v.

IV.4. Caractéristiques de la vase du Hamiz

IV.4.1. Importance et nature des sédiments

Offrant un plan d'eau de près de 130 ha, quelques années après sa construction, la retenue du barrage du Hamiz présentait en 1964 l'aspect d'une immense vasière avec une épaisseur de sédiment variant entre 20 et 25 m dans l'axe de la retenue.

Les forages effectués montrent que les sédiments déposés dans la retenue sont constitué presque exclusivement de vases argileuses sur les 700 premières mètres en amont du barrage, les éléments sableux n'apparaissent qu'à proximité de l'ancien lit de l'oued et dans la partie très amont de la retenue où la granulométrie varie considérablement avec la profondeur et où l'on constate de véritables "feuilles sédimentaires" qui caractérisent vraisemblablement un régime particulier de l'oued.

Les vases sont extrêmement fines et le diamètre moyen de la fraction détritique est de 1 micron; en tenant compte de la fraction calcaire qui représente 20 %, le diamètre moyen serait 2 microns. Ces vases contiennent très peu d'humâtes (0,1 % à l'aval et 0,6 % en amont) et leur teneur en eau en place varie entre 45 et 55 %, ce qui correspondrait à des densité comprises entre 1,6 et 1,7.

Les sables sont constitués par deux groupes, le premier ayant des diamètres moyens de 0,06 à 0,1 mm, et le second des diamètres moyens de 0,4 à 0,5 mm avec un maximum de 1,5 mm.

A ces sables peuvent s'incorporer des graviers et des galets, d'ailleurs en petit nombre, ainsi que des galets de vase qui se forme au cours du charriage d'éléments de sols argileux accumulés aux rives.

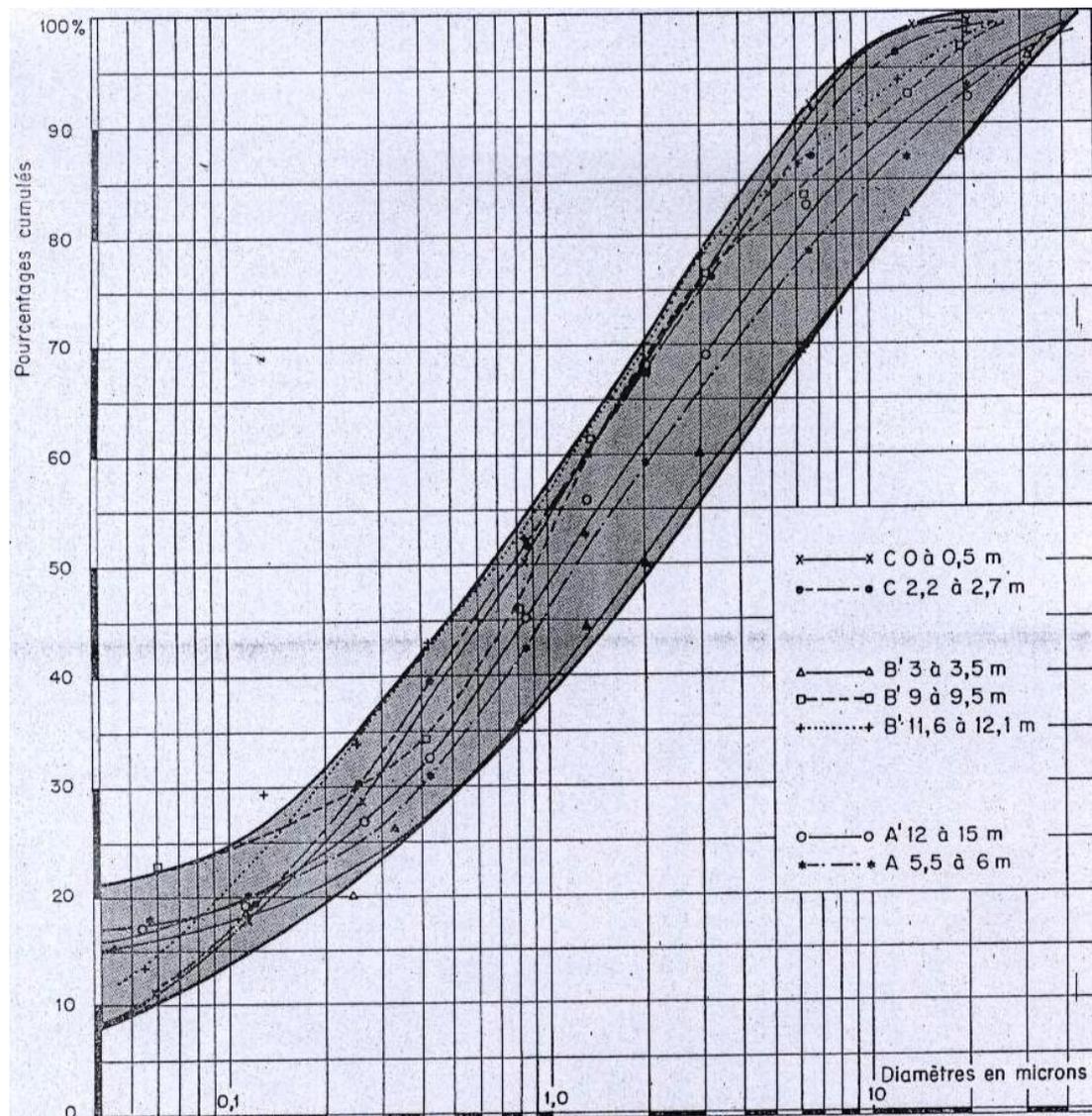


Figure IV.4 Courbe granulométrique des vases contaminées dans le barrage El Hamiz (VALEMBOIS J. et MIGNIOT C. 1975)

IV.4.2. Propriétés physiques des sédiments et comportement sous les actions hydrodynamiques

IV.4.2.1. Vitesse de chute

Les vases sont plus complexes et leurs vitesses de chutes dépendent de leurs concentrations dans les eaux du Hamiz. A l'état de particule élémentaire, la vase aura une vitesse de chute de 0,001 mm/s et pourra atteindre 0,13 mm/s pour une concentration en particule solide de 20g/l. au delà de cette concentration, la chute est entravée et la vitesse diminue.

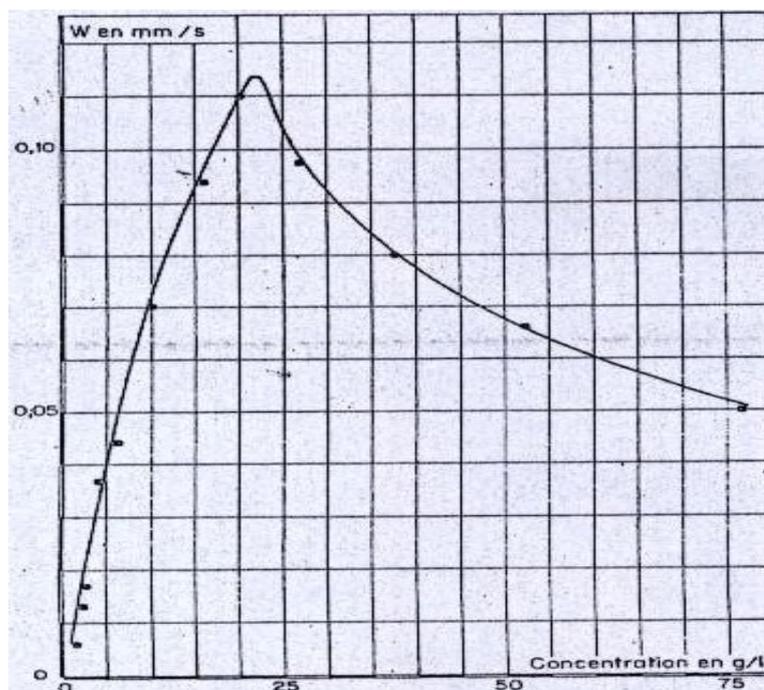


Figure IV.5 Variation de la vitesse de chute des vases en fonction de la concentration (milieu aqueux naturel) (VALEMBOIS J. et MIGNIOT C. 1975)

IV.4.2.2. Tassement

Les vases pures, dépourvues d'éléments supérieurs à 40 microns, se tassent au cours du temps, leur concentration moyenne passant de 350 g/l après quelques jours à près de 700 g/l après un an, avec un gradient entre la surface et le fond où l'on peut trouver des vases ayant une concentration de 1000 g/l (densité 1,6). Exposées à l'air, ces vases subissent une dessiccation et peuvent atteindre 1400 g/l. En fonction de l'âge des dépôts et des conditions d'exposition à l'air, on pourra donc avoir une multitude de caractéristiques des vases.

IV.4.2.3. Rhéologie

La rigidité de la vase du Hamiz, définie par la mesure du couple nécessaire pour provoquer le début d'entraînement d'un rotor immergé dans la mixture permet de caractériser l'état physique des dépôts.

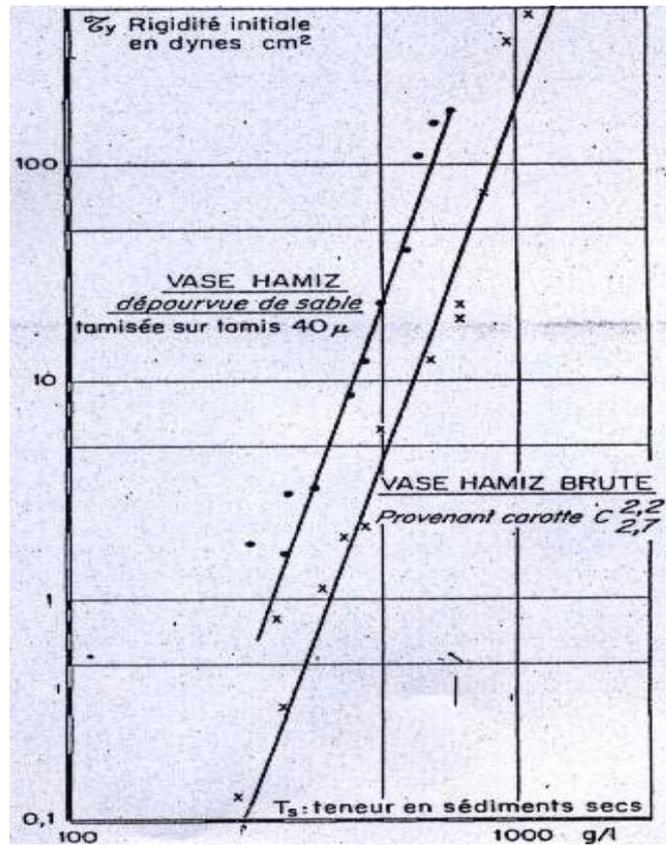


Figure IV.6 Variation de la rigidité initiale des vases en fonction de la teneur en sédiment sec (VALEMBOIS J. et MIGNIOT C. 1975)

Cette rigidité (τ_y , en N/m^2) varie rapidement avec la concentration (T_s) en particule solide. Pratiquement, pour les vases du Hamiz

$$\tau_y \neq n T_s^4$$

T_s est la masse de sédiments secs contenus dans la mixture en (kg/m^3 ou en g/l)

n est un facteur qui dépend du complexe sol-eau et varie entre $3,6 \cdot 10^{-11}$ pour une vase parfaitement pure et $0,8 \cdot 10^{-11}$ si cette vase contient des éléments sableux.

IV.5. Sismicité de la zone d'étude

Comme la zone d'étude se trouve dans la cote Nord de l'Algérie, cette dernière se situe dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre. Elle est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes: la plaque eurasienne, au Nord, chevauche la plaque africaine au sud. C'est dans cette faille de chevauchement que se déclanchent les séismes de la région.

A cet effet, le barrage de El Hamiz est, en fait, exposé aux des séismes fréquents qui ne cessent de frapper la cote Nord du pays.

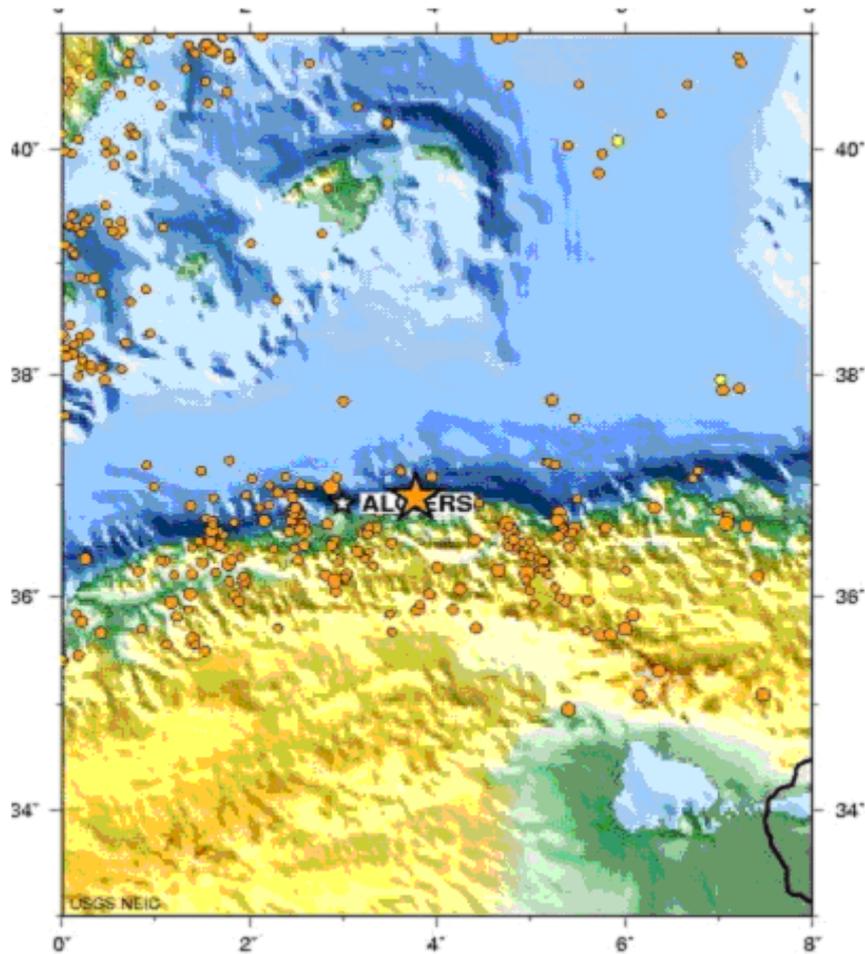


Figure IV.7 Carte satellite des foyers sismiques en Algérie de nord
(<http://neic.usgs.gov>)

IV.6. Caractéristiques de l'oued d'El Hamiz en aval du barrage

Les matériaux dans la retenue dont une description sommaire vient d'être donnée, devront, une fois érodés et rejetés à l'aval du barrage, parcourir une distance de plus de 32 km pour atteindre la mer. La connaissance des caractéristiques de l'oued dans cette zone est nécessaire pour aborder la modélisation de l'écoulement et du transport des sédiments dans les différents tronçons.

IV.6.1. Profil en long

Le profil en long est la représentation exhaustive de la morphologie de l'oued selon son axe. Il fait apparaître les distances partielles, les distances cumulées, les altitudes, les pentes et les méandres.

En effet, la différence de niveau entre le barrage et la mer atteint 130 m, donnant une pente moyenne de 3,5 pour mille. Cette pente décroît graduellement de l'amont vers l'aval, passant de $6,5 \cdot 10^{-3}$ sur les 13 premiers kilomètres à $2,8 \cdot 10^{-3}$ sur les 7 kilomètres suivants et 1, sur le tronçon terminal (Annexe N°1)

IV.6.2. Profil en travers et morphologie des différents secteurs

Le profil en travers est la représentation des coupes transversales du cheminement. Dans le cadre de notre étude, nous avons établi 16 profils en travers. Le choix de la position du profil se fait en prenant en considération la variation de la pente et le risque d'inondation exposé.

En associant aux pentes de l'oued El Hamiz ses caractéristiques morphologiques, on peut en fait distinguer quatre secteurs où le processus de l'écoulement peut être différents (Figure IV.8)

IV.6.2.1. Du barrage à Fondouk

L'oued représente un lit majeur de 10 à 20 m de largeur entaillée dans des dépôts anciens, la vallée s'élargit ensuite progressivement vers l'aval. Les fonds sont tapissés d'éléments à granulométrie dispersée contenant des graviers et de gros galets.

IV.6.2.2. De Fondouk à Hemadi

Bien que la pente du profil en long reste forte ($5 \cdot 10^{-3}$), le lit de l'oued s'élargit considérablement et peut atteindre 100 m de largeur. Dans cette partie, on ne retrouve pas de traces de creusement dans d'anciens dépôts et les fonds sont pavés de gros éléments apportés et déposés dans ce secteur au cours des crues. Il faut attendre le confluent de l'oued El Hamiz et de l'oued Barek pour que des dépôts de sable apparaissent.

IV.6.2.3. De Hemadi à la route nationale 5

C'est à dire à 25 Km environ en aval du barrage, le profil de l'oued devient très calibré à l'intérieur du terrain limoneux de la Mitidja et la pente d'écoulement diminue considérablement (1 à $1,5 \cdot 10^{-3}$). La largeur du lit majeur est voisine de 20 m avec une profondeur de 5 m environ et de nombreux méandres apparaissent. Les galets et graviers sont de plus en plus rares et les sables fins, mélangés quelques fois à des limons, apparaissent.

IV.6.2.4. De la route nationale 5 à la mer

Le profil de l'oued très encaissé, les fonds sont constitués uniquement d'éléments fins et les berges couvertes d'une végétation intense, la pente des fonds atteint $2,4 \cdot 10^{-3}$ après le confluent avec l'oued Bourea.

Les caractéristiques de ces secteurs seront exploitées pour la conception du modèle géométrique de la zone inondable.

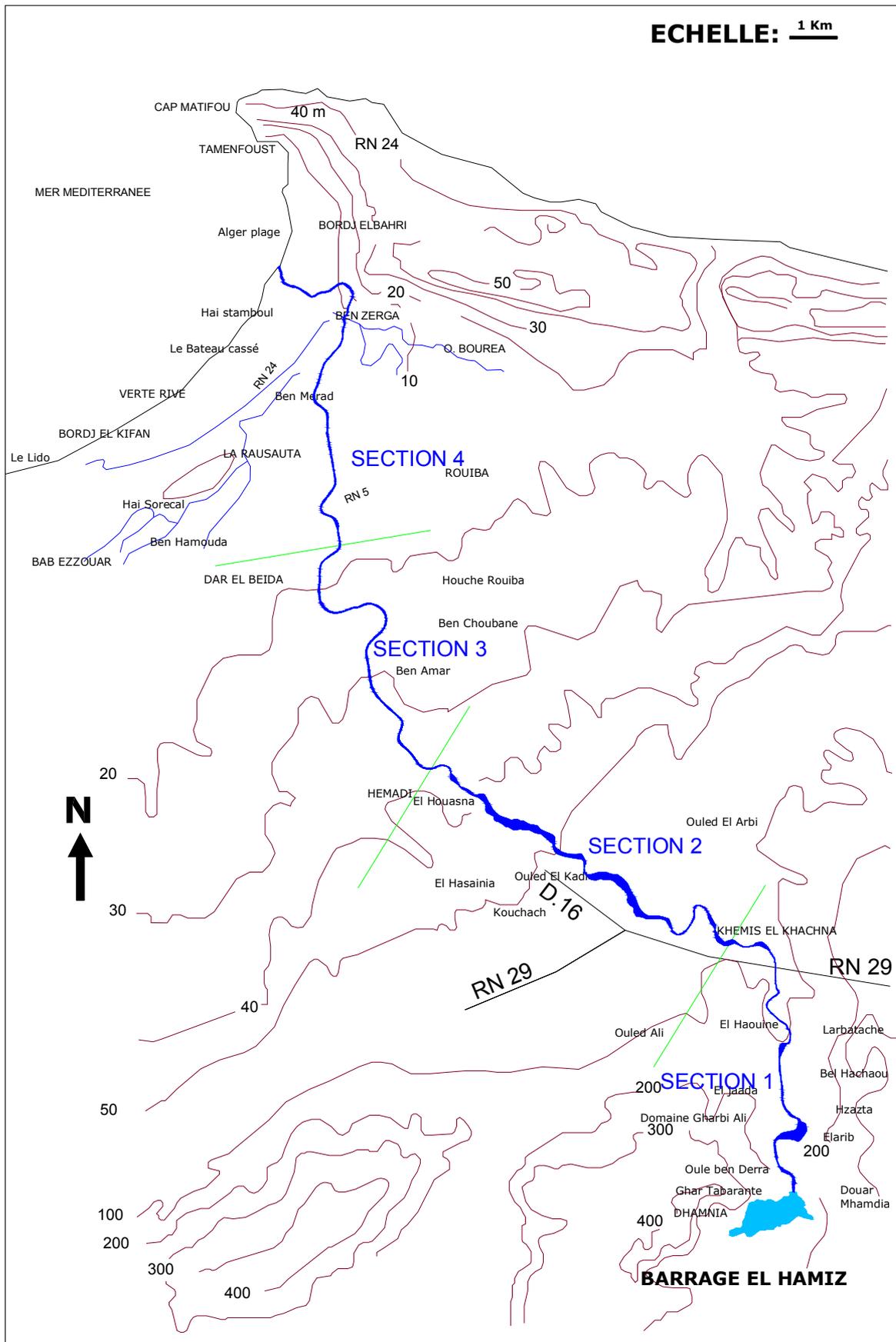


Figure IV.8 Les différents secteurs de l'oued de El Hamiz

Chapitre V

MODELISATION ET SIMULATION DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE

V.1. Notion de modèle

On confond souvent plusieurs entités sous le terme de modèle ; par exemple quand on parle d'un modèle Saint-Venant, il peut être question d'un code de calcul qui résout une certaine version des équations de Saint-Venant pour l'hydraulique à surface libre. Il peut aussi s'agir du modèle mathématique lui-même, c'est à dire une formulation des équations, assortie des hypothèses sous lesquelles ces équations sont une représentation acceptable de la réalité. Enfin cela peut aussi être un paquet de données associées à un logiciel qui produit des simulations d'écoulement sur un tronçon de rivière déterminé. Pour être en mesure de faire des choix de modélisation éclairés, il convient donc de distinguer: (Faure J. B., 2004)

- Le modèle mathématique

Ce sont les équations assorties des hypothèses qui en fixent le cadre de validité. Il y a toutes sortes d'équations possibles, équations aux dérivées partielles, équations différentielles, équations algébriques.

- Le code de calcul

Il réalise le traitement numérique du modèle mathématique, c'est à dire la résolution approchée des équations. Généralement ce traitement repose sur des choix techniques et des simplifications qui relèvent de l'expertise du concepteur du logiciel. Selon les choix qui auront été faits, on obtiendra un code de calcul qui résout une sous-classe plus ou moins large des équations d'origine.

- Le modèle numérique

C'est le regroupement d'un modèle mathématique, d'un code de calcul capable de « jouer » ce modèle (résoudre les équations) et d'un ensemble de données statiques. Ces données sont qualifiées de statiques par opposition aux données dynamiques qui sont celles qui vont changer au cours de l'exploitation du modèle. Par exemple on peut considérer que, dans une problématique de cartographie de zones inondées, la géométrie et l'occupation du sol sont des données statiques alors que les apports de débit aux frontières de la zone d'étude sont des données dynamiques car on va exploiter le modèle en jouant différents scénarios de crue.

V.2. Calage du modèle

Dans la plupart des modèles, une part des données est mesurable (ou considérée comme telle) et l'autre ne l'est pas. C'est typiquement le cas des équations de Saint-Venant dans lesquelles la géométrie est en général considérée comme mesurable alors que les paramètres des lois de perte de charge (coefficients de Manning ou de Strickler dans la loi de Manning-Strickler, coefficient de Chézy), sont difficilement accessibles, d'autant plus que dans leur utilisation concrète on leur assigne un rôle plus large que ne le prévoit pas la théorie.

Ces paramètres sont des paramètres de calage, c'est à dire qu'on les obtient comme on peut sous la contrainte de minimiser l'écart entre le résultat d'une ou plusieurs simulations et les observations que ces simulations sont censées reproduire.

V.3. Conditions aux limites

Le choix des conditions aux limites dépend du régime d'écoulement. Dans le cas d'un écoulement fluvial, les équations de Saint-Venant ont besoin d'une condition à la limite à chaque entrée du modèle (noeuds amont) et d'une condition à la limite à chaque sortie (noeuds aval). En général on impose le débit à chaque entrée et un niveau ou une relation hauteur-débit (loi de tarage) à chaque sortie. Il est important que les conditions aux limites aval soient cohérentes avec les conditions amont ; dans le cas d'une cote imposée, il faut que le décalage temporel sur les niveaux et débits entre l'amont et l'aval soit respecté ; dans le cas d'une loi de tarage il faut que la loi couvre un intervalle de niveaux et débits suffisamment large pour prendre en compte l'ensemble de l'épisode de crue à simuler.

V.4. État initial

Sauf dans le cas où l'on résout la variante stationnaire des équations de Saint-Venant, on a besoin de définir un état initial, c'est à dire un débit et un niveau en chaque point de calcul.

La procédure à utiliser pour construire un tel état initial dépend beaucoup des capacités du code de calcul utilisé. Il peut fournir une procédure qui réalise l'initialisation par l'état permanent correspondant aux conditions aux limites à l'instant initial, il peut permettre de récupérer comme état initial un état calculé auparavant.

Dans tous les cas, il est important de faire démarrer une simulation instationnaire sur un état initial qui satisfasse les équations de Saint-Venant ; dans le cas contraire le programme va simuler une transition entre cet état aberrant et un état physiquement correct ; cette transition peut être longue et coûteuse.

Dans le cas, rare, où l'on dispose de données nombreuses et contemporaines pour initialiser une simulation, le programme utilisé doit être capable de réaliser une interpolation de la ligne d'eau en chaque point de calcul compatible avec les équations de Saint-Venant.

Dans la plupart des cas on n'aura pas de données autres que les données permettant de définir les conditions aux limites ; le choix naturel sera alors de définir l'état stationnaire correspondant comme état initial.

V.5. Pertes de charge par frottements

La plupart des codes de calcul qui résolvent les équations de Saint-Venant utilisent la formule empirique de perte de charge de Manning-Strickler qui relie la pente de la ligne d'énergie au débit, mais d'autres existent comme la formule de Chézy ou Collebrook. On préférera la formule de Chézy pour les études d'hydraulique côtière et celle de Collebrook pour les conduites. Il ne faut cependant pas oublier que ces formules ont été établies pour des écoulements permanents uniformes ; leur utilisation pour modéliser des écoulements instationnaires est une source supplémentaire d'incertitude.

Dans la pratique, on intègre dans l'idée de frottement et dans son calcul, un ensemble de phénomènes qui dissipent de l'énergie de façon diffuse et régulière (qui n'est pas localisé). A l'échelle où cette dissipation d'énergie est appréciée, c'est une perte de charge régulière exprimée par unité de longueur de rivière. Cette perte de charge se visualise dans les schémas par la pente de la ligne d'énergie.

Dans tous les cas la formule utilisée repose sur le choix d'un ou plusieurs coefficients caractéristiques des frottements à prendre en compte. Ces coefficients sont difficiles à estimer et sont généralement considérés comme des paramètres de calage. Ceci implique qu'il est particulièrement important et utile, lors de la construction d'un modèle numérique, de collecter le maximum d'informations sur des événements de référence : débit de l'événement, hauteurs d'eau observées, laisses de crue, ...

V.6. Pertes de charge singulières

On distingue les pertes de charge par élargissement et rétrécissement et les pertes de charge provoquées par les ouvrages ou structures placées en travers de l'écoulement (seuils, ponts, vannes, ...).

Les pertes de charges par élargissement et rétrécissement sont évaluées par la formule de Borda et généralement prises en compte automatiquement par les codes de calcul. La formule de Borda définit une perte de charge proportionnelle à la variation du carré de la vitesse moyenne entre deux sections successives.

Les pertes de charges provoquées par des ouvrages ou structures en travers sont définies par des lois spécifiques à chaque type de structure. La littérature abonde en formules d'ouvrages mais toutes reposent sur des hypothèses que l'utilisateur ne doit pas négliger. De même que pour les pertes de charge par frottement, chaque formule utilise un ou plusieurs coefficients que le modélisateur doit caler sur des observations. Plus ces observations seront nombreuses et détaillées, plus le calage sera aisé et le modèle numérique précis.

V.7. Prévission de la propagation de la crue de rupture

La simulation de la propagation de l'inondation en aval de la brèche utilise les connaissances sur la formation de la brèche comme données d'entrée du calcul de propagation. La description du processus de formation de la brèche est alors prévue à l'avance, et prise en compte sous forme de fichiers d'entrée : (CETE méditerranée, 2005)

- des conditions hydrauliques au cours du temps (limnigramme ou hydrogramme en limite amont matérialisée par la trace en plan de la future brèche, conditions initiales)
- des paramètres géométriques (maillage de la digue).

Certains modèles intègrent un module de calcul de formation de la brèche, et / ou la formalisation des données d'entrée du module de propagation de manière automatique (pas d'arrêt et reprise manuelle du calcul). Dans ce dernier cas, ceci signifie simplement que les transformations des paramètres ont été programmées à l'avance dans un fichier de commande et que la reprise du calcul en cours de simulation est automatique.

Les modèles 1D sont privilégiés pour l'étude de la rupture de barrages parce que le linéaire à prendre en compte est très important, ce qui rend les modèles 2D difficiles, voire impossibles à utiliser. D'autre part, la situation des barrages est souvent telle qu'une seule direction privilégiée est à considérer pour la propagation en aval de la brèche (vallées encaissées).

V.8. Considérations pratiques de construction des modèles

V.8.1. Conditions initiales et propagation sur front sec

La plupart des modèles numériques nécessitent une hauteur d'eau (ou un débit) minimum en amont du domaine de propagation pour des raisons de stabilité numérique. De plus, quelques modèles peuvent présenter des problèmes de fonctionnement sur un terrain initialement sec (CIGB, 1998, pp. 156-158).

Pour le problème de la condition à la limite amont qui doit correspondre à une hauteur d'eau non nulle (pratiquement, supérieure à quelques centimètres au moins), deux cas peuvent se présenter :

- la limite du modèle englobe la digue : le problème de la limite amont ne se pose pas (lit mineur), mais des problèmes de convergence pourraient être à prendre en compte en cours de calcul, lorsque la cote d'eau atteint la crête de la digue pour le cas de la surverse (hauteur d'eau proche de zéro en début de surverse). Ce type de problème peut aussi apparaître lorsque la simulation concerne une rupture par renard, où la cote de la crête de la digue passe d'une valeur fixée à une valeur brusquement inférieure. Ce problème peut être contourné en reprenant les calculs à cet instant, avec des aménagements numériques comme par exemple la diminution du pas de temps de calcul. Finalement, le problème peut être contourné moyennant l'intervention du modélisateur, c'est-à-dire avec un coût accru par rapport au cas d'une propagation sans singularité. Cependant, cette augmentation de coût ne devrait pas être prise en compte de manière spécifique dans la mesure où le coût d'intervention sur le calcul devrait être évalué

dans le poste correspondant à la description de la brèche (reprises de calculs en cours de simulation destinées à modifier le maillage décrivant la forme de la brèche).

- la limite du modèle est située sur la brèche : dans ce cas, le début du calcul peut être initié au moment où la digue est sollicitée par un débit. Les instants précédant ne présentent pas d'intérêt puisqu'ils ne correspondent à aucune inondation (pas de débit). Pour le cas de la surverse, la simulation d'une hauteur d'eau non nulle en début de processus de rupture est réaliste dans la mesure où le processus est initié par le débordement, par-dessus la crête. Pour le cas du renard, il faut préparer les conditions initiales pour simuler une brèche en début d'ouverture, avec une ligne d'eau débitante dont la cote est inférieure à la crête de la digue (par exemple en construisant une sorte de "petite brèche", de largeur limitée au sommet et plus importante en pied, exactement comme le principe de la fente de Preissmann). Ceci est tout à fait réaliste dans la mesure où la simulation de la propagation de l'onde de rupture s'attache bien à décrire la propagation et non la formation de la brèche.

Pour le problème de la **propagation sur front sec**, il est difficilement envisageable de simuler une lame d'eau non nulle sur l'ensemble de la zone inondable dans la mesure où, pour être réaliste, cette lame d'eau devrait être très faible : il faudrait construire une faible inondation initiale, de surface semblable à celle du terrain, donc non plane.

V.9. Stabilité numérique, convergence

La convergence des modèles numériques peut être globalement interprétée comme la capacité de ce modèle à produire une solution (un ensemble de solutions). Ce n'est pas parce qu'un modèle converge qu'il converge vers une solution correspondant à la solution réelle.

On connaît bien par exemple le cas des deux solutions, l'une négative, l'autre positive, d'une racine carrée.

Les instabilités numériques sont des processus qui peuvent conduire à l'arrêt brusque du calcul à cause de l'impossibilité de continuer un processus de résolution d'un système d'équations, par exemple lors d'une opération de division par un nombre numériquement nul, à la précision du calcul près ("plantage" du calcul).

Mais plus grave encore, les instabilités numériques peuvent conduire à une solution erronée, qui peut sembler plausible : reprenons par exemple le cas des deux solutions, l'une négative, l'autre positive, d'une racine carrée. Comment discerner automatiquement la bonne solution des autres ? (On dit que le calcul est caractérisé par plusieurs "bassins d'attraction" numériques). Le processus numérique peut être incapable de discerner "la bonne solution", et converger vers celle qui est calculée la première dans l'ordre chronologique des calculs.

Le processus numérique peut être affiné pour converger vers la solution la plus proche de la réalité, moyennant quelques précautions que connaissent bien les modélisateurs expérimentés.

L'une des solutions, la plus connue, est le choix d'une précision de calcul assez fine pour conduire à la bonne convergence sans être trop sévère. En général, il faut mettre en oeuvre parallèlement plusieurs procédés pour garantir un calcul correct et pas trop coûteux en temps de calcul et de dépouillements.

Dans tous les calculs d'inondation débordante sur front initialement sec, les modèles numériques sont très sensibles aux variations de paramètres tels que (CIGB, 1998, p.164) :

- changements brusques de surface mouillée dans les profils en travers des modèles 1D, sur les éléments de modèles 2D.
- termes de pertes d'énergie locale (pertes de charges singulières par exemple)
- changements brusques de rugosité (pertes de charges linéaires)
- changements brusques de vitesse locale (nombre de Froude)
- interférence des composantes locales de l'écoulement avec d'autres composantes telles que les limites internes d'un modèle qui engloberait un autre modèle (un modèle 2D dans un modèle à casiers ou un modèle 1D) ou bien une limite aval où une grandeur hydraulique est imposée (la cote d'eau aval), ou bien les conditions initiales intermédiaires d'une simulation avec reprise des calculs après modification du maillage (crête de digue abaissée un peu trop rapidement).

Les solutions pour améliorer la convergence des calculs sont connues des simulateurs expérimentés :

- **affiner le maillage** dans les zones où des singularités géométriques ou hydrauliques sont à attendre (sections de calcul et planimétrie pour les modèles 1D, nombre de noeuds du modèle 2D, en prévoyant une transition progressive entre les zones affinées et les zones non affinées),
- **réduire le pas de temps** des itérations à des dates où des variations hydrauliques ou numériques sont suspectées,
- **affiner au mieux les conditions initiales**, y compris en cas de reprise intermédiaire des calculs.

V.10. Choix du modèle

Les modèles 1D s'adaptent à beaucoup de cas de rupture de barrage, et peuvent conduire à une précision d'aussi bonne qualité que les modèles 2D, dans le cas d'une topographie simple. C'est une conclusion que l'on peut généraliser si l'on est certain que l'écoulement suivra une seule ou peu de directions privilégiées. Si par exemple le terrain en aval de la digue est vallonné de deux ou trois talwegs, il est acceptable de placer une série de profils en travers dans chacun des talwegs et de construire un modèle 1D ramifié. Cependant, la mise en oeuvre de ce type de modèle est délicate et requiert un modélisateur confirmé.

V.11. Précision et fiabilité des résultats

La précision à attendre pour les résultats de modélisation de la propagation de l'onde de rupture d'une brèche n'est pas encore connue.

Les résultats des différents tests effectués sur le **cas de Malpasset** montrent que la vitesse de propagation de l'onde de rupture est erronée de manière sensible, quel que soit le modèle testé.

La cause de cette erreur n'a pas été identifiée (CADAM, 2000).

Ainsi, on peut conclure que les résultats fiables que l'on peut raisonnablement attendre d'un modèle de propagation en aval d'une brèche sont les suivants : (CETE méditerranée, 2005)

- les chemins préférentiels de l'écoulement
- l'étendue de la zone inondable
- l'organisation relative des temps d'arrivée de l'onde dans telle ou telle zone, des durées de submersion (route d'accès pour les secours, bâtiments sensibles,...)
- l'ordre de grandeur, et l'ordre de grandeur seulement, des vitesses locales de propagation et de la vitesse de propagation de l'onde, des temps d'arrivée aux points à enjeux les durées de submersion lorsque la décrue est lente (sinon, ces valeurs seront connues en ordre de grandeur seulement)

Dans les deux premiers cas, la précision des données topographiques a une plus grande influence sur la précision des résultats que le modèle lui-même (CETE Méditerranée, 2001).

V.12. Études de sensibilité

On peut classer les paramètres à étudier en priorité dans l'étude de sensibilité, par ordre de priorité décroissant, en supposant que l'instant de la crue en lit mineur où se produit la brèche est fixé :

- dimensions de la brèche
- valeurs des rugosités et viscosités (viscosité dite "numérique") par zones homogènes
- durée de formation de la brèche
- taille du maillage : planimétrie et espacement des profils en travers (modèles 1D), nombre de noeuds du maillage 2D.

La taille de la brèche est largement le paramètre dont l'influence est la plus importante, tandis que la forme de la brèche est jugée d'importance très minoritaire (CIGB, 1998 p.116).

V.13. Construction du modèle du site

Dans le cadre de cette étude qui traite une grande longueur de la vallée principale (32 km), il est particulièrement intéressant de recourir aux différents traitements numériques de l'information géographique. Ce traitement a pour objectif la construction du modèle numérique des surfaces de terrains potentiellement touchées.

V.13.1. Modélisation de la retenue

Afin de pouvoir étudier l'écoulement dans la retenue pendant la vidange de cette dernière ainsi que la mise en mouvement de la vase, nous avons exploité la courbe surface- hauteur de la retenue pour ressortir une relation en progression polynomiale entre la hauteur d'eau et la surface correspondante avec un coefficient de détermination de $R^2 = 99.5 \%$.

En effet cette relation a pour forme:

$$H = -0.0082*S^4 + 0.192*S^3 - 1.2248*S^2 + 4.4291*S \dots\dots\dots (V.1)$$

H: hauteur d'eau dans le barrage en mètre

S: superficie de la retenue en Hectare

V.13.2. Modélisation de la vallée

La modélisation de la vallée comprend 6 étapes essentielles et indissociables.

V.13.2.1. La délimitation du domaine à recouvrir

Le domaine à recouvrir s'étend du barrage d' El Hamiz jusqu'à la mer méditerranéenne en franchissant la route nationale N°5.

V.13.2.2. Recherche et importation des cartes d'état major

Pour ce faire, nous avons consulté l'institut national de la cartographie et de la télédétection (INCT), qui nous a fourni les cartes d'état major abritant la zone d'étude. En effet, pour assurer une meilleure finesse du modèle, nous avons utilisé 4 cartes avec une échelle de 1/25000.

V.13.2.3. Digitalisation des cartes

Après avoir scanné les cartes, une digitalisation est nécessaire pour reconstituer les courbes de niveau, la forme de la vallée et par conséquent le modèle numérique du terrain.

V.13.2.4. Positionnement du profil en long

Le profil en long est tracé suivant l'axe de l'oued El Hamiz (cf. IV.6.1), il contient les paramètres nécessaires au calcul de la propagation de l'onde de rupture.

V.13.2.5. Positionnement des profils en travers

Selon la morphologie du site, il y a lieu de distinguer 4 secteurs (cf. IV.6.2). Ces secteurs sont subdivisés en 14 parties. Soit 15 profils en travers donnant une schématisation plus au moins grossière de la vallée.

V.13.2.6. Modélisation des profils en travers

Afin de calculer les paramètres hydrauliques et sédimentologiques au niveau de chaque profil en travers, nous avons tracé les courbes: largeur en fonction de la hauteur. L'exploitation de ces courbes par la méthode des progressions polynomiales nous a permis de ressortir une relation reliant la hauteur à la largeur correspondante avec un coefficient de détermination de 99 %.

V.14. Modélisation du processus de rupture

V.14.1. Estimation du débit Max de la brèche

Les travaux théoriques de RITTER (1892), supposant une retenue infinie et une rupture instantanée, donne une première estimation du débit maximal de la brèche:

$$Q_{\max} = 0,92Lh_0^{1,5} \dots\dots\dots (V.2)$$

V.14.2. Hydrogramme de rupture de l'ouvrage

Pour pouvoir tracer l'hydrogramme de rupture il y a lieu de considérer les hypothèses suivantes:

- la rupture est provoquée suite à un séisme,
- le séisme provoque l'effacement complet du barrage,
- la rupture du barrage est instantanée,
- l'ouverture max de la brèche se développe dans 9 minutes,
- l'hydrogramme de rupture est triangulaire dont le temps de montée est égal au temps nécessaire pour que l'ouverture de la brèche soit maximale,
- le débit max de rupture est obtenu à l'ouverture max de la brèche,
- le temps de décrue est le temps nécessaires pour la vidange totale du volume restant dans la retenue.
- la bathymétrie de la retenue est supposée plate.

A partir de ces hypothèses, nous traçons l'hydrogramme de rupture qui reste une schématisation très simplifiée du phénomène et ce, pour simplifier les calcul de simulation de l'écoulement en aval du barrage.

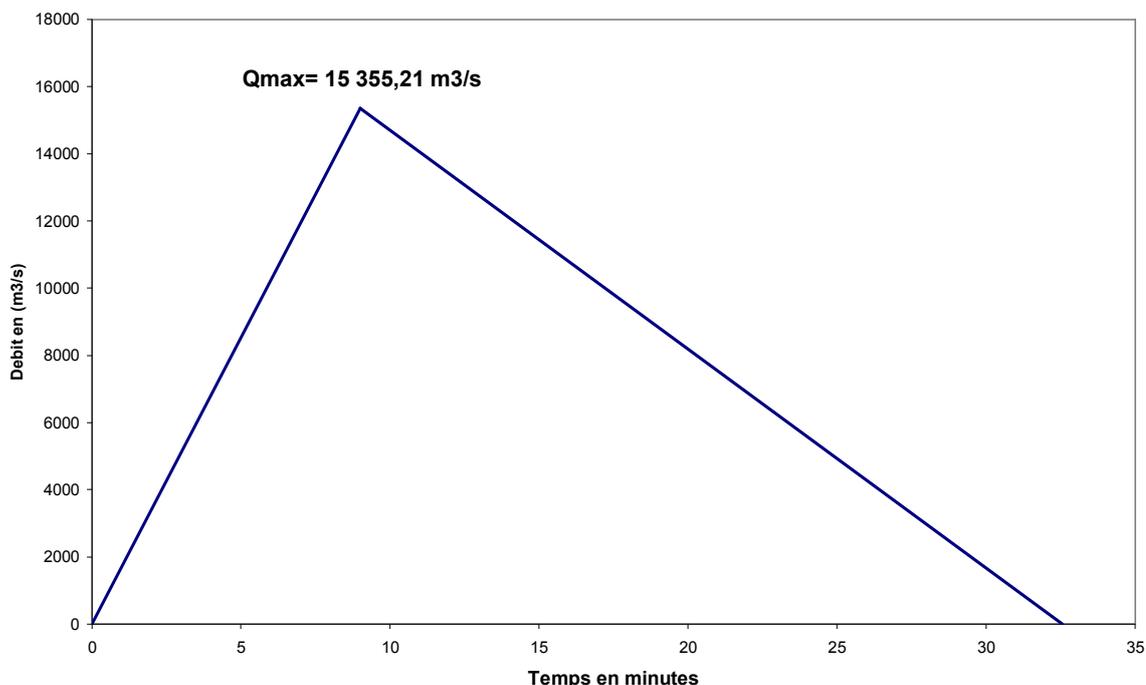


Figure V.1 Hydrogramme triangulaire de la rupture de l'ouvrage

V.14.3. Modélisation de l'hydrogramme de rupture

Étant donné que la forme de l'hydrogramme est triangulaire, son exploitation par voie de modélisation est très commode surtout que ce dernier se scinde en deux parties distinctes:

- **La montée:** la durée de cette partie représente le temps nécessaire pour que l'ouverture de la brèche soit maximale, et par conséquent on enregistre le débit max.
- **La décrue:** la durée de cette partie représente le temps nécessaire pour la vidange totale du volume d'eau restant dans de la retenue.

La surface de l'hydrogramme de rupture représente le volume d'eau stocké dans la retenue avant la rupture.

V.14.4. Calcul du volume d'eau restant dans la retenue

En exploitant l'hydrogramme de rupture, nous pouvons calculer le volume d'eau restant dans la retenue au cours de la vidange de la retenue.

V.14.5. Modélisation de la hauteur d'eau dans la retenue

La modélisation par la méthode des régressions polynomiales de la courbe Capacité hauteur du barrage nous a permis de ressortir une relation entre la hauteur d'eau et le volume correspondant avec un coefficient de détermination de 99,7%. Elle est sous forme:

$$H = -0.0041 \cdot V^4 + 0.1504 \cdot V^3 - 1.9223 \cdot V^2 + 11.296 \cdot V \dots\dots\dots (V.3)$$

H: la hauteur d'eau dans le barrage en m

V: le volume d'eau dans le barrage en Mm³

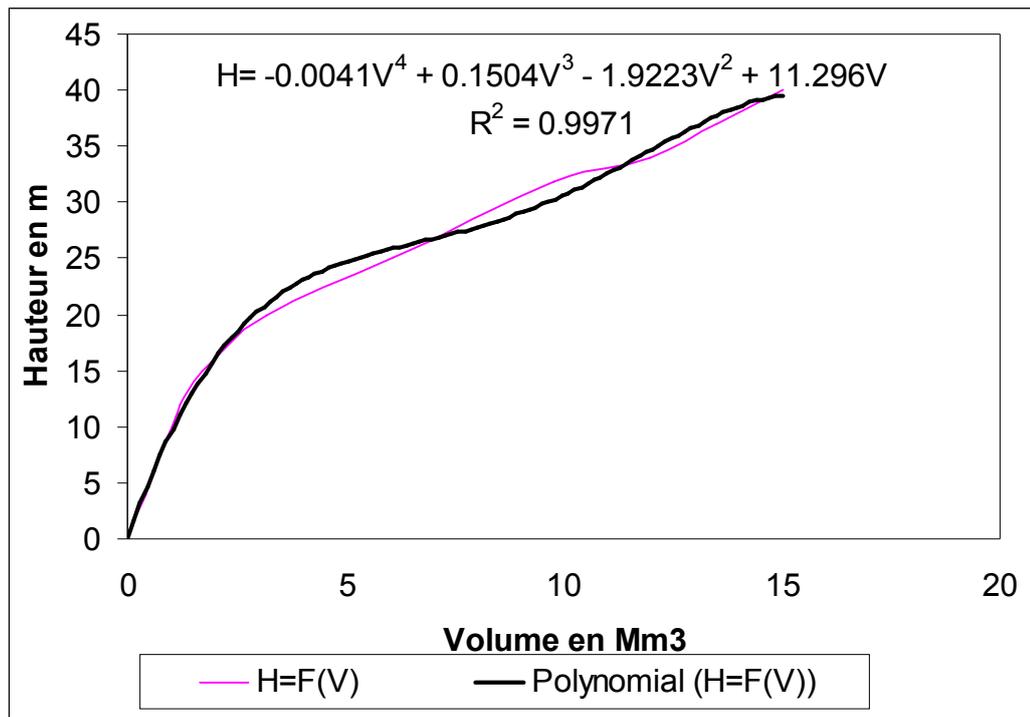


Figure V.2 Courbe hauteur volume de la retenue

A partir de cette relation nous calculons les hauteurs d'eau instantanées dans le barrage au cours de la rupture.

V.14.6. Estimation du débit solide érodé dans la retenue

V.14.6.1. Modélisation de la surface érodée

L'exploitation de la courbe surface hauteur du barrage avec la méthode des régressions polynomiales nous a permis de ressortir la relation liant la surface de la retenue avec la hauteur. Elle est sous forme:

$$S = 0.00002 \cdot H^4 - 0.00137 \cdot H^3 + 0.02066 \cdot H^2 + 0.36147 \dots \dots \dots (V.4)$$

$$R^2 = 99,2\%$$

H: hauteur d'eau dans le barrage en mètre

S: superficie de la retenue en Hectare

V.14.6.2. Evaluation des contraintes de cisaillement

L'évaluation des contraintes de cisaillement locales se fait suivant l'hypothèse de l'écoulement permanent tangent:

$$\tau_0 = \gamma \cdot h \cdot J_f \dots \dots \dots (V.5)$$

Avec:

J_f : pente de frottement

Les contraintes de cisaillement dans la retenue sont fonction de la hauteur d'eau dans cette dernière, les contraintes max sont au niveau de la brèche.

V.14.6.3. Calcul du débit solide érodé

Le débit solide érodé par unité de surface se calcule par la formule:

$$q_s = \lambda \left(\frac{\tau_0}{\tau_{cr}} - 1 \right)^n \quad \text{si } \tau_0 > \tau_{cr} \quad \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec:

$$n = \frac{3}{2}$$

$$\lambda = 8\sqrt{(s-1)gd_s^3 (\tau_{*cr})^{3/2}} \quad \text{et} \quad (\tau_{*cr} \text{ à déterminer d'après le graphe de Shields})$$

$$\tau_{cr} = \rho_e (s-1)gd_s^3 \tau_{*cr}$$

Le débit solide total est obtenu en multipliant le débit solide unitaire par la surface érodée. Cette dernière est la différence entre la surface initiale (avant rupture) et la surface calculée à l'instant t

V.14.7. Modélisation de l'écoulement

Les crues de rupture de barrage sont des écoulements à surface libre, non permanents, non uniformes à composantes principales horizontales. Les équations de Saint Venant décrivent leur passage et leur transformation à travers les différentes sections de la vallée, appelés laminage de la crue de rupture. On écrit cette formulation de Saint Venant sous la forme d'un système de deux équations, l'une représente la conservation de la masse du fluide, l'autre, la conservation de sa quantité de mouvement. Ces conservations supposent une distribution verticale de pression hydrostatique de même que des vitesses verticales nulles et des accélérations verticales faibles. Leur validité se limite aux variations assez lentes dans l'espace et dans le temps. Les vitesses locales calculées sont horizontales et représentent une estimation moyenne sur la profondeur.

Si on néglige les vitesses transversales par rapport aux vitesses longitudinales et omettre les différences de niveau d'eau transversales, ces équations intégrées sur la dimension transversale pourront se réduire à une forme unidimensionnelle ou filaire. Le calcul en unidimensionnel signifie en pratique, qu'on simplifie davantage les données de calcul. La propagation de l'écoulement se fait le long de l'axe de la vallée.

La résolution des équations de Saint Venant donne l'évolution de la cote d'eau Z(t) et du débit Q(t) en fonction de la distance longitudinale x et du temps t.

Les équations de Saint Venant peuvent être écrites de la manière suivante:

L'équation de la continuité exprime la conservation de masse du fluide

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (V.7)$$

L'équation dynamique exprime l'équilibre entre les forces motrices (pente et inertie)

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha Q^2}{S} \right) + gS \frac{\partial z}{\partial x} + gSJ_f = 0 \quad \dots\dots\dots (V.8)$$

Où B(z) et S(z) sont respectivement la largeur du plan d'eau et l'aire de la section mouillée.

Ce sont donc des fonctions de la géométrie de la section d'écoulement. g est l'accélération de la gravité.

α est le coefficient de Boussinesq qu'est pris égal à 1.

J_f est le gradient longitudinal d'énergie qui résulte des forces résistantes de frottement.

En écoulement graduellement varié (c'est à dire dans le domaine de validité des équation de Saint Venant), on utilise les des relations empiriques pour l'expression de la dissipation d'énergie. Dans notre cas on utilise la formule de Manning Strickler.

$$J_f = \frac{Q|Q|}{K^2}$$

K est la débitance, exprime la qualité intrinsèque de la section à laisser couler l'eau. Cette variable dépend donc de la géométrie et des propriétés de frottement entre la veine fluide et les parois.

La formule de Strickler fait intervenir la débitance K de la section hydraulique

$$K = k_{str} \cdot A \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (V.9)$$

Où

- A(z) est l'aire de la section mouillée,
- R_h(z) est le rayon hydraulique,
- K_{str} est le coefficient de rugosité de Strickler.

V.14.8. Méthodes de résolution des équations de SAINT VENANT

V.14.8.1. Méthode des éléments finis

Le principe de cette méthode consiste à subdiviser la région d'étude en un ensemble de sous-domaines ou éléments délimités par des noeuds. Dépendamment de la dimension du problème et de ses caractéristiques physiques, plusieurs sortes d'éléments (linéaires, triangulaires, quadratiques ou cubiques) peuvent être envisagés. Cette méthode utilise une approche intégrale (fonctions continues) pour résoudre les équations différentielles. L'approche variationnelle et l'approche des résidus pondérés (Galerkin ou collocation) peuvent être utilisées à cette fin. Les variables dépendantes sont ainsi approximées par des fonctions d'interpolation de base (linéaires, triangulaires, quadratiques ou cubiques) et l'expression intégrale doit être développée pour chaque élément en fonction de tous ses noeuds. Ce développement combiné à des conditions aux limites appropriées nous donne une série d'équations différentielles linéaires (ou équations algébriques) de premier ordre dépendant du temps. La résolution de ces équations se fait ensuite par différences finies en ce qui concerne la discrétisation temporelle. L'avantage de cette méthode consiste en sa robustesse (capacité de tenir compte des géométries irrégulières complexes) et en sa précision élevée. Son principal inconvénient réside dans le concept théorique de base qui n'est pas à première vue intuitif. Cette méthode présente aussi une certaine difficulté dans la programmation et dans la modification des données d'entrée. La dispersion numérique reste toujours un problème inévitable qui limite l'utilisation de la méthode sous certaines conditions.

V.14.8.2. Méthode des différences finies

Traditionnellement, c'est la méthode la plus utilisée. Elle consiste à discrétiser le domaine d'étude en blocs ou mailles (de forme carrée ou rectangulaire), identifiés par des points ou noeuds. Son principe est simple et consiste à remplacer l'équation différentielle en chaque noeud par une série d'équations algébriques de différences finies issues du développement en séries de Taylor (généralement d'ordre 2). Cette méthode a l'avantage d'être de conception théorique facile à comprendre et les données d'entrée sont faciles à manipuler. Son inconvénient réside dans la difficulté à représenter des domaines de géométries irrégulières et complexes et dans la possibilité d'engendrer de la dispersion numérique. Bien que ce phénomène puisse être atténué par une discrétisation spatiale et temporelle plus fine, cette solution risque toutefois de s'avérer coûteuse en temps de calcul.

V.14.9. Schéma de résolution des équations de SAINT VENANT

Il y a deux grandes catégories de schémas numériques utilisés pour résoudre les équations de Saint-Venant :

V.14.9.1. Schéma explicite

Dans lesquelles les variables d'état au temps $t+dt$ sont exprimées explicitement en fonction des mêmes variables au pas de temps t précédent.

V.14.9.2. Schéma implicite

Dans lesquelles les variables d'état au temps $t+dt$ sont liées aux mêmes variables au pas de temps t précédent par l'intermédiaire d'une équation (linéaire ou non, non-linéaire dans le cas de Saint-Venant) qu'il faut résoudre avec une méthode adaptée.

V.14.10. Choix du schéma de discrétisation

En général, les schémas explicites sont contraints par des critères de stabilité qui conduisent à imposer des petits pas de temps (condition de Courant-Friedrichs-Lévy, CFL) alors que les schémas implicites permettent le plus souvent de s'en affranchir (schémas dits « inconditionnellement » stables).

En outre, les schémas implicites sont plus lourdes à programmer et plus coûteuses à chaque pas de temps que les méthodes explicites, mais comme elles demandent moins de pas de temps, elles sont globalement sensiblement plus économiques.

De ce fait, nous allons discrétiser les équations de Saint Venant selon la méthode des différences finies en schéma implicite.

V.14.11. Discrétisation des équations de SVT

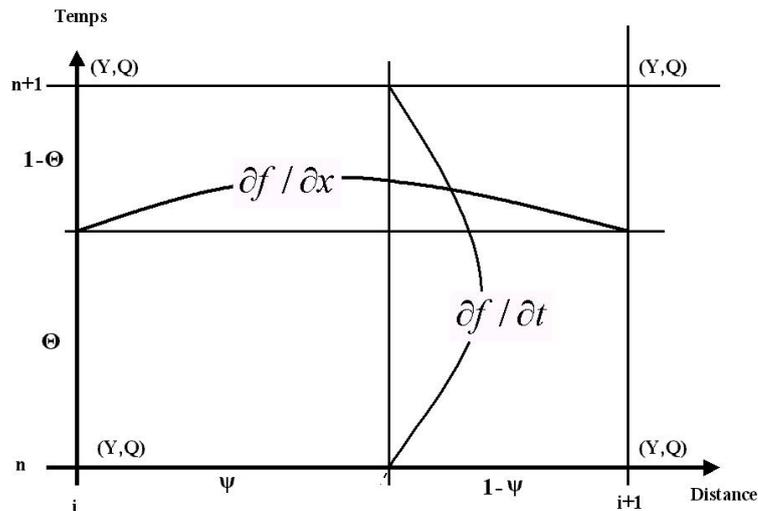


Figure V.3 Schéma implicite de Preissmann

Pour discrétiser les équations SVT, on utilise une méthode de différences finies basée sur le schéma implicite de Preissmann définie par les règles suivantes:

Toute fonction f dans les équations différentielles de SVT est discrétisée comme suit:

$$f = \theta[\psi f_i^{n+1} + (1 - \psi)f_{i+1}^{n+1}] + (1 - \theta)[\psi f_i^n + (1 - \psi)f_{i+1}^n] \dots\dots\dots (V.10)$$

Rappelons que par convention $i = n + 1$, et précisons que Δx devrait en toute rigueur être noté Δx_n , le pas d'espace variant a priori dans le bief considéré.

Les dérivées en x et t sont calculées au premier ordre de la façon suivante:

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \frac{1}{\Delta x} [\theta(f_{i+1}^{n+1} - f_i^{n+1}) + (1-\theta)(f_{i+1}^n - f_i^n)] \dots\dots\dots (V.11)$$

Les dérivées temporelles s'écrivent:

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t} [\psi(f_i^{n+1} - f_i^n) + (1-\psi)(f_{i+1}^{n+1} - f_{i+1}^n)] \dots\dots\dots (V.12)$$

La discrétisation donne un poids égal aux deux points de calcul successifs i et i+1 aux extrémités du tronçon fluvial ($\psi = 0,5$)

Le choix du coefficient θ se fera en rapport à la stabilité du modèle.

V.14.11.1. Discrétisation de l'équation de continuité

$$\frac{1}{2\Delta t} (B_{i+1}\Delta z_{i+1} - B_i\Delta z_i) + \frac{\theta}{\Delta x} (\Delta Q_{i+1} - \Delta Q_i) + \frac{1}{\Delta x} (\Delta Q_{i+1}^n - \Delta Q_i^n) = 0 \dots\dots\dots (V.13)$$

Si nous posons $\Delta Q_i = Q_i^{n+1} - Q_i^n$ et $\Delta z_i = z_i^{n+1} - z_i^n$ l'équation (V.13) peut s'écrire:

$$C\Delta z_{i+1} + D\Delta Q_{i+1} = F\Delta z_i + G\Delta Q_i + H \dots\dots\dots (V.14)$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} C = \frac{B_{i+1}}{2\Delta t} \\ D = G = \frac{\theta}{\Delta x} \\ F = \frac{B_i}{2\Delta t} \\ H = -\frac{1}{\Delta x} (Q_{i+1}^n - Q_i^n) \end{array} \right.$$

V.14.11.2. Discrétisation de l'équation dynamique

Nous utilisons l'équation dynamique dans une forme différente.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{S} \right) = -\frac{Q^2}{S^2} \frac{\partial S}{\partial x} + \frac{2Q}{S} \frac{\partial Q}{\partial x} \dots\dots\dots (V.15)$$

I vient donc en considérant l'équation (V.7)

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{S} \right) = -\frac{Q^2}{S^2} \frac{\partial S}{\partial x} + \frac{Q}{S} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{QB}{S} \frac{\partial z}{\partial t}$$

Nous avons donc:

$$\begin{array}{cccccc} \frac{\partial Q}{\partial t} & - \frac{QB}{S} \frac{\partial z}{\partial t} & + \frac{Q}{S} \frac{\partial Q}{\partial x} & - \frac{Q^2}{S^2} \frac{\partial S}{\partial x} & + gS \frac{\partial z}{\partial x} & + gSJ_f = 0 \\ \text{I} & \text{II} & \text{III} & \text{IV} & \text{V} & \text{VI} \end{array}$$

I Nous obtenons directement:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \approx \frac{1}{2\Delta t} (\Delta Q_{i+1} + \Delta Q_i) \dots\dots\dots (V.16)$$

II En écrivant $\Delta S = B\Delta z$ et en négligeant les produits $\Delta Q\Delta B$, nous obtenons:

$$-\frac{QB}{S} \frac{\partial z}{\partial t} \approx \frac{1}{4\Delta t} (\Delta z_{i+1} + \Delta z_i) \left(\frac{Q_{i+1}^n B_{i+1}^n}{S_{i+1}^n} + \frac{Q_i^n B_i^n}{S_i^n} \right) \dots\dots\dots (V.17)$$

III En négligeant les produits $\Delta Q\Delta S$, obtenons:

$$\begin{aligned} \frac{Q}{S} \frac{\partial Q}{\partial x} \approx & \frac{1}{2\Delta x} (Q_{i+1}^n - Q_i^n) \cdot \left[\left(\frac{\theta}{(S_{i+1}^n)^2} \right) \cdot (A_{i+1}^n \Delta Q_{i+1} - Q_{i+1}^n B_{i+1}^n \Delta z_{i+1}) \right] \\ & + \frac{1}{2\Delta x} (Q_{i+1}^n - Q_i^n) \cdot \left[\left(\frac{\theta}{(S_i^n)^2} \right) \cdot (A_i^n \Delta Q_i - Q_i^n B_i^n \Delta z_i + \frac{Q_{i+1}^n}{S_{i+1}^n} + \frac{Q_i^n}{S_i^n}) \right] \\ & + \frac{\theta}{2\Delta x} (\Delta Q_{i+1} - \Delta Q_i) \left(\frac{Q_{i+1}^n}{S_{i+1}^n} + \frac{Q_i^n}{S_i^n} \right) \end{aligned}$$

IV En négligeant les produits $\Delta Q\Delta S$

$$\begin{aligned} -\frac{Q^2}{S^2} \frac{\partial S}{\partial x} \approx & -\Delta z_{i+1} \frac{\theta B_{i+1}^n}{4\Delta x} (v_i^n + v_{i+1}^n) \left[(v_i^n + v_{i+1}^n) - \frac{2Q_{i+1}^n (S_{i+1}^n - S_i^n)}{(S_{i+1}^n)^2} \right] \\ & + \Delta z_i \frac{\theta B_i^n}{4\Delta x} (v_i^n + v_{i+1}^n) \left[(v_i^n + v_{i+1}^n) - \frac{2Q_i^n (S_{i+1}^n - S_i^n)}{(S_{i+1}^n)^2} \right] \\ & - \Delta Q_{i+1} \frac{\theta}{2\Delta x} (v_i^n + v_{i+1}^n) \left(\frac{S_{i+1}^n - S_i^n}{S_{i+1}^n} \right) \dots\dots\dots (V.18) \\ & - \Delta Q_i \frac{\theta}{2\Delta x} (v_i^n + v_{i+1}^n) \left(\frac{S_{i+1}^n - S_i^n}{S_i^n} \right) \\ & - \frac{1}{2\Delta x} (v_i^n + v_{i+1}^n)^2 (S_{i+1}^n - S_i^n) \end{aligned}$$

Avec $v=Q/S$

V En négligeant les produits $\Delta z\Delta S$

$$\begin{aligned} g.S \frac{\partial z}{\partial x} \approx & \frac{g}{2\Delta x} \theta (z_{i+1}^n - z_i^n) (B_{i+1}^n \Delta z_{i+1} - B_i^n \Delta z_i) \\ & + \frac{g}{2\Delta x} \theta (S_{i+1}^n - S_i^n) (\Delta z_{i+1} - \Delta z_i) \dots\dots\dots (V.19) \\ & + \frac{g}{2\Delta x} (S_{i+1}^n - S_i^n) (z_{i+1}^n - \Delta z_i^n) \end{aligned}$$

VI En considérant l'équation (V.17) nous obtenons:

$$\begin{aligned}
g.S.J_f \approx & \Delta z_{i+1} \frac{g\theta}{2} \left[B_{i+1} JF2 - 2(S_i + S_{i+1}) Q_{i+1} |Q_{i+1}| \left| \frac{k'_{i+1}}{2k_{i+1}^3} \right| \right] \\
& + \Delta z_i \frac{g\theta}{2} \left[B_i JF2 - 2(S_i + S_{i+1}) Q_i |Q_i| \left| \frac{k'_i}{2k_i^3} \right| \right] \\
& + \Delta Q_{i+1} g\theta \frac{1}{2} (S_i + S_{i+1}) \frac{|Q_{i+1}|}{k_{i+1}^2} \dots\dots\dots (V.20) \\
& + \Delta Q_i g\theta \frac{1}{2} (S_i + S_{i+1}) \frac{|Q_i|}{k_i^2} \\
& + \frac{g}{2} (S_i + S_{i+1}) JF2
\end{aligned}$$

$$\text{où } \begin{cases} k' = \frac{\partial k}{\partial z} \\ JF2 = \frac{1}{2} \frac{|Q_{i+1}| |Q_{i+1}|}{k_{i+1}^2} + \frac{1}{2} \frac{|Q_i| |Q_i|}{k_i^2} \end{cases}$$

La perte de charge due aux frottements sur le fond et sur les berges, dans un tronçon fluvial, est calculée comme la moyenne pondérée entre les points de calcul aux extrémités de ce tronçon fluvial. Les points de calcul sont définis par une coupe transversale.

Soit AM le point amont et AV le point aval du tronçon. La pente des frottement est calculée comme suit:

$$\begin{aligned}
J_f &= \Psi J_{f,AM} + (1 - \Psi) J_{f,AV} \\
&= \Psi \frac{Q_{AM} |Q_{AM}|}{k_{AM}^2} + (1 - \Psi) \frac{Q_{AV} |Q_{AV}|}{k_{AV}^2} \dots\dots\dots (V.21)
\end{aligned}$$

Avec:

- Ψ le coefficient de pondération spatiale ($0 \leq \Psi \leq 1$),
- $J_{f,x}$ la pente de frottement au point x du tronçon, où $x = \{AM, AV\}$,
- Q_x le débit de la section x, où $x = \{AM, AV\}$,
- k_x la débitance de la section x, où $x = \{AM, AV\}$.

Tout comme nous l'avons fait pour l'équation de continuité, nous pouvons réécrire la discrétisation de l'équation (V.8) sous la forme:

$$C' \Delta z_{i+1} + D' \Delta Q_{i+1} = F' \Delta z_i + G' \Delta Q_i + H' \dots\dots\dots (V.22)$$

où

$$\left\{ \begin{array}{l}
C' = \frac{B_{i+1}^n (V_{i+1}^n + V_i^n)}{4\Delta x} \left[\frac{2Q_{i+1}^n (S_{i+1}^n - S_i^n)}{(S_{i+1}^n)^2} - (S_{i+1}^n + S_i^n) \right] - \frac{1}{4\Delta t} \left(\frac{Q_{i+1}^n B_{i+1}^n}{S_{i+1}^n} + \frac{Q_i^n B_i^n}{S_i^n} \right) \\
- \frac{1}{2\Delta x} (Q_{i+1}^n - Q_i^n) \frac{\theta}{(S_{i+1}^n)^2} Q_{i+1}^n B_{i+1}^n + \frac{g\theta}{2\Delta x} [B_{i+1}^n (z_{i+1}^n - z_i^n) + (S_{i+1}^n + S_i^n)] \\
+ \frac{g\theta}{2} \left[B_{i+1}^n JF2 - 2.(S_{i+1}^n + S_i^n) Q_{i+1}^n \left| Q_{i+1}^n \right| \frac{k'_{i+1}}{2.k_{i+1}^3} \right] \\
D' = \frac{1}{2\Delta t} + \frac{1}{2\Delta x} (Q_{i+1}^n - Q_i^n) \frac{\theta}{(S_{i+1}^n)^2} S_{i+1}^n + \frac{\theta}{2\Delta x} \left(\frac{Q_{i+1}^n}{S_{i+1}^n} + \frac{Q_i^n}{S_i^n} \right) \\
+ \frac{-\theta}{2\Delta x} (V_{i+1}^n + V_i^n) \frac{(S_{i+1}^n - S_i^n)}{S_{i+1}^n} + \frac{1}{2} g\theta (S_{i+1}^n + S_i^n) \frac{|Q_{i+1}^n|}{k_{i+1}^2} \\
F' = \frac{1}{4\Delta t} \left(\frac{Q_{i+1}^n B_{i+1}^n}{S_{i+1}^n} + \frac{Q_i^n B_i^n}{S_i^n} \right) - \frac{1}{2\Delta x} (Q_{i+1}^n - Q_i^n) \left[-\frac{\theta}{(S_i^n)^2} Q_i^n B_i^n + \frac{Q_{i+1}^n}{S_{i+1}^n} + \frac{Q_i^n}{S_i^n} \right] \\
- \frac{\theta B_i^n}{4\Delta x} (V_{i+1}^n + V_i^n) \left[(V_{i+1}^n + V_i^n) + \frac{2Q_i^n (S_{i+1}^n - S_i^n)}{(S_{i+1}^n)^2} \right] - \frac{g}{2\Delta x} \theta (z_{i+1}^n - z_i^n) B_i^n \\
+ \frac{g}{2\Delta x} \theta (S_{i+1}^n + S_i^n) - \frac{g\theta}{2} \left[B_i^n JF2 - 2.(S_{i+1}^n + S_i^n) Q_i^n \left| Q_i^n \right| \frac{k'_i}{2.k_i^3} \right] \\
G' = -\frac{1}{2\Delta t} - \frac{1}{2} g\theta (S_{i+1}^n + S_i^n) \frac{|Q_i^n|}{k_i^2} - \frac{-\theta}{2\Delta x} (V_{i+1}^n + V_i^n) \frac{(S_{i+1}^n - S_i^n)}{S_i^n} - \\
\frac{1}{2\Delta x} (Q_{i+1}^n - Q_i^n) \left[\frac{\theta}{(S_i^n)^2} S_i^n + \frac{Q_{i+1}^n}{S_{i+1}^n} + \frac{Q_i^n}{S_i^n} \right] \\
H' = \frac{1}{4\Delta x} (V_{i+1}^n + V_i^n)^2 (V_{i+1}^n - V_i^n) - \frac{g}{2\Delta x} (S_{i+1}^n + S_i^n) (z_{i+1}^n - z_i^n) - \frac{g}{2} (S_{i+1}^n + S_i^n) JF2
\end{array} \right.$$

V.14.12. Résolution du système des équations discrétisées

La discrétisation des équations de SVT dans le cas d'un tronçon entre les points i et $i+1$ produit alors deux équations linéaires: (LIDO 2.0, 2007)

$$D\Delta Q_{i+1} + C\Delta z_{i+1} = G\Delta Q_i + F\Delta z_i + H$$

$$D'\Delta Q_{i+1} + C'\Delta z_{i+1} = G'\Delta Q_i + F'\Delta z_i + H'$$

En appelant $X_i = \begin{pmatrix} \Delta Q_i \\ \Delta z_i \end{pmatrix}$ le vecteur inconnu au point i , les équations ci dessus peuvent s'écrire:

$$a_i X_i = b_i X_{i+1} + c_i \quad \dots\dots\dots (V.23)$$

Où a_i et b_i sont des matrices de (2X2) et c_i un vecteur colonne:

$$a_i = \begin{pmatrix} D & C \\ D' & C' \end{pmatrix}, \quad b_i = \begin{pmatrix} G & F \\ G' & F' \end{pmatrix}, \quad c_i = \begin{pmatrix} H \\ H' \end{pmatrix}$$

V.14.13. Les conditions initiales

Au début du calcul, les conditions initiales nécessaires pour le calcul de la surface libre de l'écoulement qui sont les débits et les hauteurs à chaque point de la grille doivent être connues. Pour notre cas, avant la rupture de l'ouvrage (c'est à dire à l'instant t=0), nous considérons qu'il y a un débit liquide faible qui coule dans la vallée qui génère une fine lame d'eau.

V.14.14. Les conditions aux limites

Dans le domaine I, l'écoulement dans le réservoir est sub-critical, de ce fait, la condition aux limites amont est l'hydrogramme de rupture. La condition aux limites à l'aval est l'hydrogramme observé à l'aval du barrage.

Les conditions aux limites s'écrivent dans leur généralité sous la forme:
 $R\Delta Q + S\Delta Z = T$

Soit encore:

$$\left\{ \begin{array}{l} d_1 X_1 = e_1 \\ d_{im} X_{im} = e_{im} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \left(\text{pour la limite amont} \right) \\ \left(\text{pour la limite aval} \right) \end{array} \dots\dots\dots (V.24)$$

(où d_1 et d_{im} sont des vecteurs ligne, e_1 et e_{im} des scalaires, et im le nombre de point de calcul).

le système des $(im - 1)$ équations (V.23) (il s'agit d'équations vectorielles à deux composantes, soit $2(im - 1)$ équations scalaires) et deux équations (V.24) (scalaires) peut se mettre sous une forme matricielle classique $MX=N$ où l'inconnu est:

$$X = \begin{bmatrix} X_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ X_{im} \end{bmatrix}$$

Pour résoudre ce système, on n'emploie pas de méthode universelle de résolution s'appliquant à tout système, mais on emploie sa structure en utilisant la méthode de double balayage.

Cette méthode consiste, en partant d'une limite de bief où l'on connaît la loi:

$$R\Delta Q + S\Delta Z = T$$

à déterminer à l'aide des relations (V.23) dans toutes les sections de calcul desdites "d'impédance" de la forme:

$$R_i \Delta Q_i + S_i \Delta Z_i = T_i$$

Le calcul des coefficients de la relation d'impédance se fait de la manière suivante:

Partant de l'aval, dans un premier temps, on calcul les coefficients FA, FB, ...FF de la relation dite de transfert, suivante:

$$\begin{bmatrix} \Delta Q_{i+1} \\ \Delta Z_{i+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} FA_{i+1} & FB_{i+1} \\ FD_{i+1} & FE_{i+1} \end{bmatrix} X \begin{bmatrix} \Delta Q_i \\ \Delta Z_i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} FC_{i+1} \\ FF_{i+1} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (V.25)$$

Cette relation est déduite de (V.23) et l'on trouve:

$$FA_{i+1} = (C'G - CG') / (DC' - D'C)$$

$$FB_{i+1} = (C'F - CF') / (DC' - D'C)$$

$$FC_{i+1} = (C'H - CH') / (DC' - D'C)$$

$$FD_{i+1} = (-D'G + DG') / (DC' - D'C)$$

$$FE_{i+1} = (-D'F + DF') / (DC' - D'C)$$

$$FF_{i+1} = (-D'H + DH') / (DC' - D'C)$$

Si l'on connaît la relation d'impédance dans la section repérée par l'indice i

$$R_i \Delta Q_i + S_i \Delta Z_i = T_i$$

Dans la section repérée par l'indice $i+1$, nous aurons:

$$R_{i+1} \Delta Q_{i+1} + S_{i+1} \Delta Z_{i+1} = T_{i+1}$$

où les coefficients R_{i+1} , S_{i+1} , T_{i+1} sont donnés par:

$$\begin{cases} R_{i+1} = R_i FA_i + S_i FD_i \\ S_{i+1} = R_i FB_i + S_i FE_i \\ T_{i+1} = -R_i FC_i + S_i FF_i + T_i \end{cases}$$

On balaye ainsi de proche en proche les sections de l'aval vers l'amont (montée). Arrivé à l'autre extrémité du bief, on possède deux équations à deux inconnues: la relation d'impédance précédemment calculée et la loi à la limite, donné du problème.

Les inconnues sur cette frontière étant calculées, il reste à déterminer celles des points intérieurs au domaine, ce qui se fera par un second balayage, en sens inverse (redescente).

Pour ce faire, on transportera l'information d'une section à une autre en utilisant une relation entre ΔQ_{i+1} et ΔQ_i , c'est à dire:

$$\begin{cases} \Delta Q_{i+1} = FA_{i+1} \Delta Q_i + FB_{i+1} \Delta Z_i + FC_{i+1} \\ \Delta Z_{i+1} = FD_{i+1} \Delta Q_i + FE_{i+1} \Delta Z_i + FF_{i+1} \end{cases}$$

V.14.15. Etude de la stabilité numérique pour la phase liquide

La stabilité numérique est directement associée avec la méthode implicite de calcul. Le schéma implicite en différences finies de MacCormack est stable si la condition du Courant-Friedricks-Lewy (CFL) est satisfaite. la condition est donnée par:

$$C_n = \frac{\text{Max}(|v| + \sqrt{gh})}{\Delta x / \Delta t} \leq 1$$

C_n : le nombre de Courant de l'écoulement, il doit être inférieur à 1 pour la stabilité numérique.

$\text{Max}(|v| + \sqrt{gh})$: représente la valeur max sur la gamme entière des points de la grille de calcul

Où :

Δx : le pas d'espace $\Delta x = L/N$.

Δt : le pas de temps $\Delta t = \Delta X / \text{Max}(|v| + \sqrt{gh})$

N : nombre de section de calcul.

V.15. Modélisation du transport des sédiments dans la vallée

Après avoir trouvé la solution de la phase liquide, on évalue maintenant le transport des sédiments induits par cet écoulement (TINGSANCHALI T. et CHINNARASRI C., 2001).

Le transport des sédiments peut être calculé par l'équation de continuité solide (l'équation d'EXNER): on considère généralement que le débit solide est égal à la capacité de transport.

$$\frac{\partial Z'}{\partial t} + \frac{1}{(1-P)} \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0 : \dots\dots\dots (V.26)$$

où

- p est la porosité du matériel formant les sédiments.

Le débit solide transporté par unité de largeur se calcule par la formule de MEYER-PETER-MÜLLER (1948):

$$q_s = \lambda \left(\frac{\tau_0}{\tau_{cr}} - 1 \right)^n \quad \text{si } \tau_0 > \tau_{cr}$$

Avec:

$$\tau_0 = \gamma \cdot h \cdot J_f$$

$$J_f = \frac{Q|Q|}{K^2}$$

$$Q_s = q_s \cdot B$$

$$n = \frac{3}{2}$$

$$\lambda = 8 \sqrt{(s-1)gd_s^3 (\tau_{*cr})^{3/2}} \quad \text{et} \quad (\tau_{*cr} \text{ à déterminer d'après le graphe de Shields})$$

$$\tau_{cr} = \rho_e (s-1)gd_s^3 \tau_{*cr}$$

s: la densité du matériau transporté

V.15.1. Discrétisation de l'équation de continuité solide

$$\frac{1}{2\Delta t} (B_{i+1} \Delta z'_{i+1} - B_i \Delta z'_i) + \frac{\theta}{\Delta x(1-P)} (\Delta Q_{s_{i+1}} - \Delta Q_{s_i}) + \frac{1}{\Delta x(1-P)} (\Delta Q_{s_{i+1}}^n - \Delta Q_{s_i}^n) = 0 \dots\dots (V.27)$$

Si nous posons $\Delta Q_{s_i} = Q_{s_i}^{n+1} - Q_{s_i}^n$ et $\Delta z'_i = z_i^{m+1} - z_i^m$ l'équation (V.27) peut s'écrire:

$$D'' \Delta Q_{s_{i+1}} + C'' \Delta z'_{i+1} = G'' \Delta Q_{s_i} + F'' \Delta z'_i + H'' \dots\dots\dots (V.28)$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} C'' = \frac{B_{i+1}}{2\Delta t} \\ D'' = G'' = \frac{\theta}{\Delta x(1-P)} \\ F'' = \frac{B_i}{2\Delta t} \\ H'' = -\frac{1}{\Delta x(1-P)}(Qs_{i+1}^n - Qs_i^n) \end{array} \right.$$

Donc:

$$\begin{aligned} \Delta z'_{i+1} &= (G''\Delta Qs_i - D''\Delta Qs_{i+1} + F''\Delta z'_i + H'')/C'' \\ \Delta Qs_{i+1} &= (G''\Delta Qs_i - C''\Delta z'_{i+1} + F''\Delta z'_i + H'')/D'' \end{aligned}$$

V.15.2. Etude de la stabilité numérique de la phase solide

La condition de stabilité numérique du modèle est donnée par DE VRIES (1987) comme suit (TINGSANCHALI T.et CHINNARASRI C., 2001):

$$\mu^2 < \psi < 1$$

où $\mu = c_3\Delta t / \Delta x$ (V.29)

μ = le nombre de Courant de transport des sédiments

c_3 = the bed celerity in a frictionless system, il est donné par (DE VRIES, 1987) comme suit:

$$c_3 = \frac{u}{h(1 - Fr^2)} \frac{dq_s}{du} \dots\dots\dots (V.30)$$

u: vitesse de l'écoulement

h: profondeur de l'écoulement

Fr: nombre de Froude $Fr = \frac{u}{\sqrt{gh}}$ (V.31)

q_s : débit solide par unité de largeur.

La condition initiale est de donner le niveau initial du lit des sédiments. La condition aux limites à l'amont est donnée par la formule du débit solide.

V.16. Organigramme de résolution

L'organigramme de résolution est la transcription sous forme de symboles graphiques des différentes étapes de calcul contenues dans l'algorithme. Il permet d'avoir une vue générale sur la conception du programme et limitera énormément les erreurs de programmation.

L'organigramme fera apparaître clairement:

- Les données initiales;
- Les corps des différents sous programmes;
- les boucles;
- les branchements simples;
- les tests de branchements conditionnels;
- les résultats finaux.

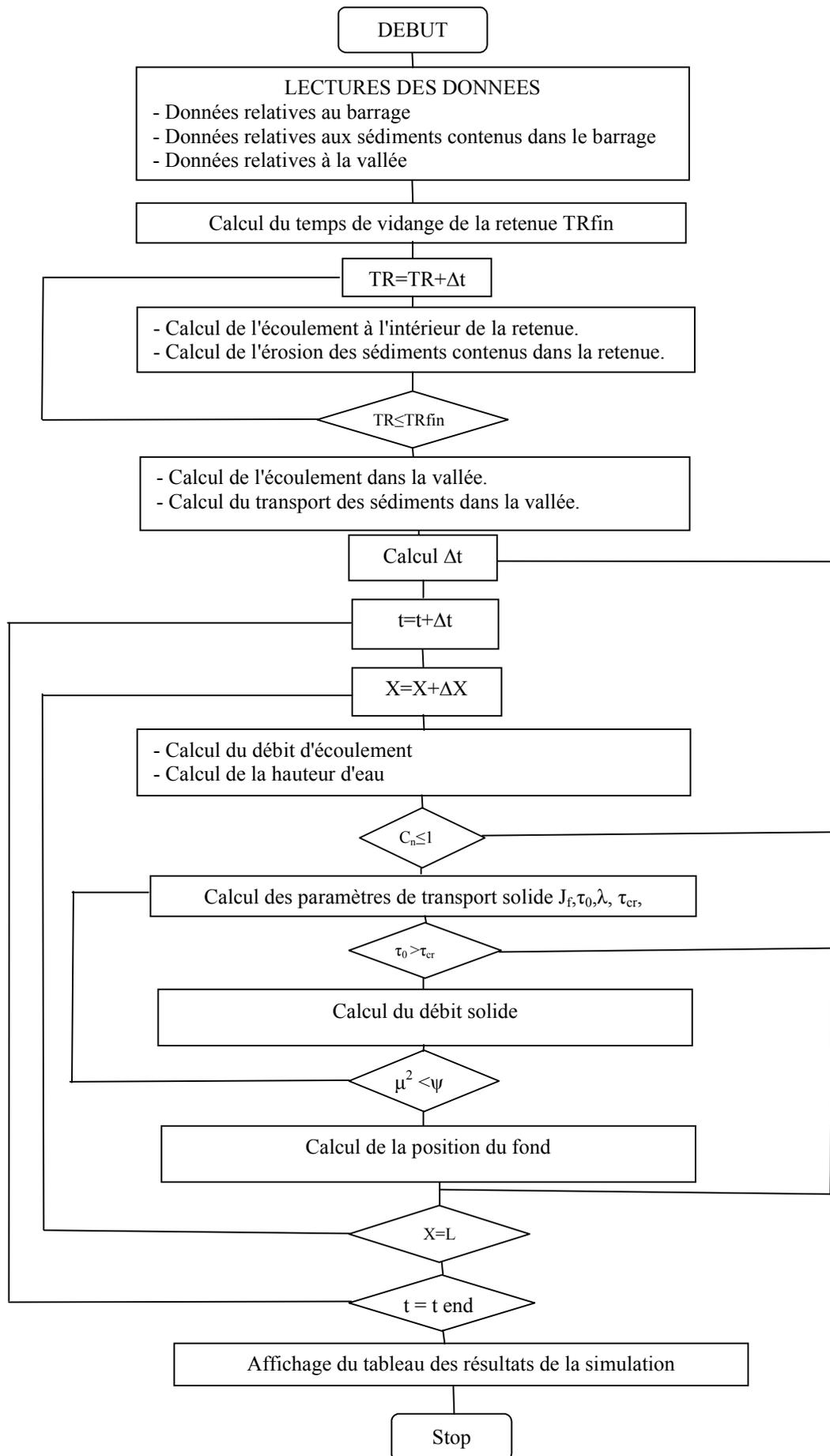


Figure V.4 Organigramme de simulation de l'écoulement et du transport des sédiments dus à la rupture du barrage.

V.18. Mise en programmation du modèle

L'avènement de l'informatique a eu un effet positif sur les utilisateurs des méthodes numériques. En effet l'ordinateur a réduit considérablement les temps de calcul et a augmenté les précisions des résultats obtenus. De nos jours, la mise en oeuvre des méthodes de calcul numérique sous entend automatiquement l'utilisation d'outils informatiques et particulièrement un langage de programmation.

V.18.1. Choix du langage de programmation

Le développement du calcul scientifique et l'amélioration des processeurs d'ordinateurs sont accompagnés par une diversité de langage de programmation tel que APL, Pascal, Basic, Fortran, C, MATLAB, SCILAB, JAVA,...etc. Ces langages sont à la portée de publics divers, ils essayent de répondre aux exigences de la demande croissante en calcul et de la mise en forme.

Un calcul scientifique par sa nature appelle le langage à utiliser. Le meilleur des langages répondant à cet appel doit satisfaire les spécifications du problème en question par le respect des critères suivants :

- Simple et totalement claire de toute ambiguïté ;
- Expressif ; caractérisé par la facilité de programmer les tâches courantes ;
- Pratique ; que le compilateur traduit facilement en langage machine la syntaxe éditée ;
- Adaptable au calcul numérique de précision.

Vu nos modestes connaissances dans le domaine de la programmation et vue la disponibilité de la documentation, nous ne trouvons pas mieux que le Fortran en sa norme 90. Notons que plusieurs codes sources de logiciel ont été édités en langage Fortran, exemple du HEC6 qui est un logiciel de transport sédimentaire et le CHARIMA un autre logiciel de transport.

V.18.2. Historique du langage FORTRAN

En Novembre 1954, L'informatique commence à prendre de l'ampleur. Jusqu'alors, les langages de programmation sont restés proches du langage machine. La compagnie International Business Machines publie la description d'un langage de programmation évolué appelé alors système de FORMula TRANslator (traducteur d'équations). Ce nouveau langage, plus condensé, avait pour vocation d'ouvrir l'utilisation des ordinateurs aux scientifiques. C'est en 1956 qu'est apparu le premier manuel de référence chez IBM. Ce manuel décrivait le FORTRAN I. Evidemment, ce langage était appelé à évoluer. C'est ainsi que, successivement, sont apparus:

- 1957: FORTRAN II
- 1958: FORTRAN III (Resté plus ou moins confidentiel)
- 1966: FORTRAN IV (FORTRAN 66)
- 1977: FORTRAN V (FORTRAN 77) (Normalisation ANSI et AFNOR)
- 1991/1992: FORTRAN 90
- 1997: FORTRAN 95
- 2004: FORTRAN 2004

Durant toute cette évolution FORTRAN a respecté toutes les anciennes normes de manière à assurer une transplantation rapide des anciens programmes sur les nouveaux compilateurs.

V.18.3. Le Fortran 95 et les méthodes numériques

Le Fortran 95 a largement comblé les lacunes des versions précédentes :

- En faisant de Fortran un vrai langage structuré;
- En améliorant les possibilités de programmation modulaire qui existaient déjà aux versions précédentes ;
- En effectuant des boucles infinies.

V.18.4. Elaboration d'un programme

Un programme Fortran nécessite trois types de fichiers pour son élaboration :

- Les fichiers source (extension .FOR, .F90 sous MS-DOS ou WINDOWS, .f sous UNIX)
- Les fichiers objet (extension .OBJ sous MS-DOS, .O sous UNIX)
- Le fichier exécutable (extension .EXE sous MS-DOS ou WINDOWS, défini par l'utilisateur sous UNIX).

Le programmeur écrit le fichier source à l'aide d'un éditeur de texte de son choix. Il s'agit d'un texte clair, contenant toutes les instructions du programme. Ce fichier peut être envoyé sur une imprimante ou affiché sur l'écran. C'est ce que fait l'éditeur de texte.

Le fichier source doit ensuite être compilé, c'est à dire traduit en langage machine. C'est le rôle du compilateur. Chaque langage possède d'ailleurs un compilateur propre. Le fichier obtenu après compilation est un fichier objet, pas encore exécutable. Le fichier objet possède la particularité de pouvoir être relié à d'autres fichiers du même genre si l'utilisateur le désire.

Toute modification, correction d'un programme passe tout d'abord par la modification du fichier source. Ce fichier doit être ensuite recompilé, ce qui permet d'obtenir un fichier objet mis à jour.

Le compilateur traduit les instructions qui ont été tapées par le programmeur et produit, si aucune erreur n'a été faite, en langage machine. La traduction est placée dans un fichier objet dont le nom est identique à celui du fichier source, mais dont l'extension est cette fois .OBJ sous DOS, et .o sous UNIX.

V.19. Simulation numérique de l'écoulement du à la rupture du barrage

V.19.1. Description du programme

Le programme est conçu afin de faire la simulation de l'onde de rupture d'un barrage envasé. En plus du calcul de la ligne d'eau dans la vallée et la durée de l'inondation, il calcule l'érosion et la mise en mouvement des sédiments contenus dans la retenue. Il nous prédétermine les zones vulnérables à l'inondation et au dépôt des sédiments qui peuvent porter préjudice à l'environnement, comme il nous donne la portée de l'évacuation des sédiments selon différents diamètres dans la vallée en fonction du débit de vidange. Ainsi il nous donne les informations nécessaires sur la vitesse de propagation de l'onde de rupture et le temps de son arrivée à chaque zone dans la vallée.

V.19.2. Données nécessaires à la simulation

Pour pouvoir simuler le phénomène de rupture d'un barrage il faut disposer les données nécessaires au calcul à savoir:

V.19.2.1. Les caractéristiques de la digue

- Matériaux de la digue (béton, argile, noyau en argile avec enrochement, digue mixte,...etc.)
- Type de barrage en béton (barrage poids, barrage voûte, barrage multi-voûte, barrage à contreforts)
- La hauteur de la digue
- La longueur de la digue
- La largeur en pieds de la digue
- La largeur en crête de la digue
- La courbure de la digue
- Les parements Amont-aval de la digue
- Le nombre des voûtes
- Le nombre des contreforts
- La position de l'évacuateur de crues

V.19.2.2. Les caractéristiques de la retenue

- La courbe capacité hauteur de la retenue
- La courbe surface hauteur de la retenue
- La courbe capacité surface de la retenue
- Les levés bathymétriques effectués

V.19.2.3. Les caractéristiques des sédiments contenus dans la retenue

- La courbe granulométrique des sédiments
- La porosité des sédiments
- la densité des sédiments
- Le D50 des sédiments
- La contrainte de cisaillement adimensionnelle critique
- Vitesse de chute des sédiments en fonction de la concentration
- Variation de la rigidité initiale en fonction de la teneur en sédiment sec
- Variation de la viscosité dynamique en fonction de la teneur en sédiment

V.19.2.4. Données relatives à la formation de la brèche

- La forme de la brèche
- Le temps de formation de la brèche
- Coefficient de Strickler local

V.19.2.5. Caractéristiques de la vallée

- Le profil en long de l'oued
- Les profils en travers des sections de calcul
- Le coefficient de Strickler au niveau de chaque station de calcul
- Le niveau d'eau initial dans le cours d'eau
- Le niveau d'eau dans la dernière station (la mer)

V.19.2.6. Le pas de temps

Le choix final du pas de temps ne dépend pas seulement des critères de stabilité et convergence des méthodes numériques utilisées, il faut aussi tenir compte de la dynamique des phénomènes à capturer. Ainsi des variations rapides de niveau ou de débit devront être simulées avec un pas de temps suffisamment court.

Vu les problèmes rencontrés pour la simulation des phénomènes de grande durée, nous avons opté pour un pas de temps de une minute afin d'éviter un tel blocage du micro ordinateur.

V.19.3. Utilisation du programme

La compilation du programme écrit sur l'éditeur de texte par le logiciel Fortran ne pourra être réalisée qu'après la correction des éventuelles erreurs survenues et l'enregistrement des modifications apportées. La compilation génère un fichier sous MS-DOS exécutable même sur les machines qui ne comportent pas le logiciel Fortran. Il suffit un simple clic à l'aide de la souris sur le fichier pour lancer le programme et suivre les directives affichées.

L'introduction des données nécessaire au calcul se fait de manière interactive en respectant les spécifications de chaque type de données (unité, valeur min, valeur max,...etc.).

Des commentaires sont affichés lors de la saisie des données pour orienter l'utilisateur en cas d'erreur.

Une question est posée pour confirmer la valeur introduite ou réintroduit une nouvelle valeur.

En cas d'omission des valeurs introduites, l'utilisateur ne doit pas s'inquiéter, car les données sont déjà enregistrées sur fichier texte nommé Data.

Les résultats de la simulation sont enregistrés sur des fichiers textes sous forme des tableaux avec un séparateur de valeur de type caractère "|". Ces résultats sont exploitables par tous les logiciels éditeurs des graphes. La visualisation des graphes permet une meilleure compréhension du phénomène étudié en offrant la possibilité de simuler plusieurs scénarios.

V.19.4. Application du code au cas du barrage El Hamiz

La simulation de l'écoulement de la rupture du barrage se fait en prenant, comme condition initiale à l'amont, la hauteur d'eau dans le barrage, une fine lame d'eau dans la vallée est nécessaire pour assurer la stabilité numérique du code. Pour les conditions aux limites, nous avons l'hydrogramme de rupture à l'amont et le niveau de la mer en aval.

Pour le transport des sédiments, ce dernier est conditionné par la vitesse d'écoulement qu'est fonction du débit et de la pente. L'hydrogramme des sédiments obtenu à la sortie de la brèche est considéré comme condition à l'amont du transport solide. Au cours de la simulation, nous prenons en compte seulement les sédiments provenant de la retenue et nous étudierons leur transport dans la zone inondable.

V.19.5. Affichage des résultats de la simulation

Les résultats de la simulation sont affichés dans des fichiers textes afin de pouvoir exploiter les résultats sous forme de graphes.

V.19.6. Représentation des zones vulnérables à l'inondation

En se basant sur les largeurs mouillées max obtenues lors de la simulation nous avons délimité la zone qui présente les risques de l'inondation en cas de rupture éventuelle du barrage (figure N°V.5).

V.19.7. Représentation des zones vulnérables au dépôt des sédiments

En simulant différentes classes granulométriques des sédiments, nous avons tracé les limites de transport de chaque classe ainsi que les zones vulnérables à leur dépôt (figure N°V.6 et N°V.7).

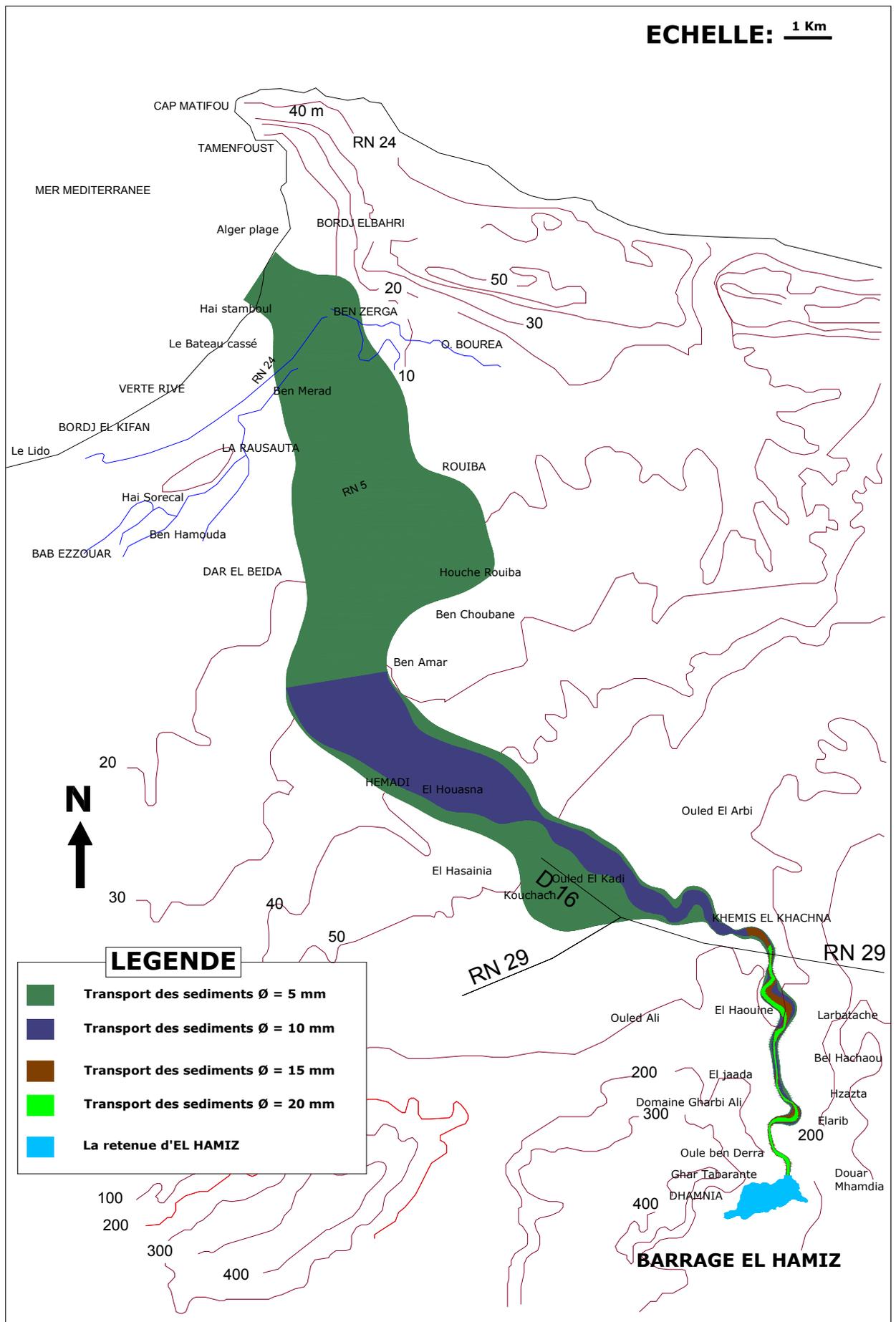


Figure V.6 Transport des sédiments dans la vallée

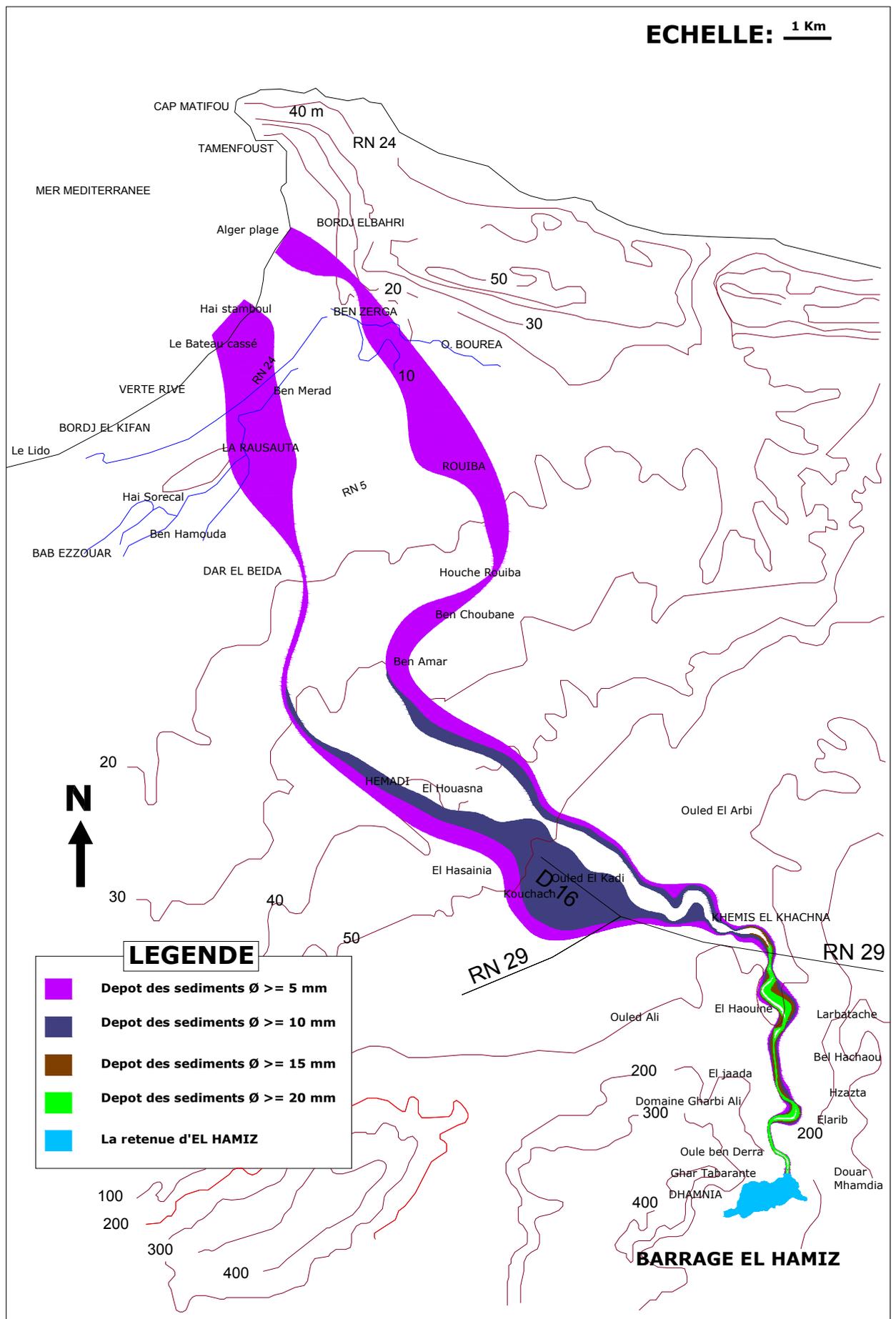


Figure V.7 Les zones vulnérables au dépôt des sédiments

V.19.8. Résultats et discussion

V.19.8.1. Le temps de vidange de la retenue

Le temps de vidange complet de la retenue est estimé à 32 minutes (Figure V.8 et V9). Il est calculé sur la base du temps nécessaire à l'effacement complet de l'ouvrage qui correspond à la formation de la section maximale de la brèche en 9 minutes, augmenté du temps nécessaire pour la vidange du volume restant dans la retenue, ce dernier est calculé d'après l'hydrogramme triangulaire de rupture.

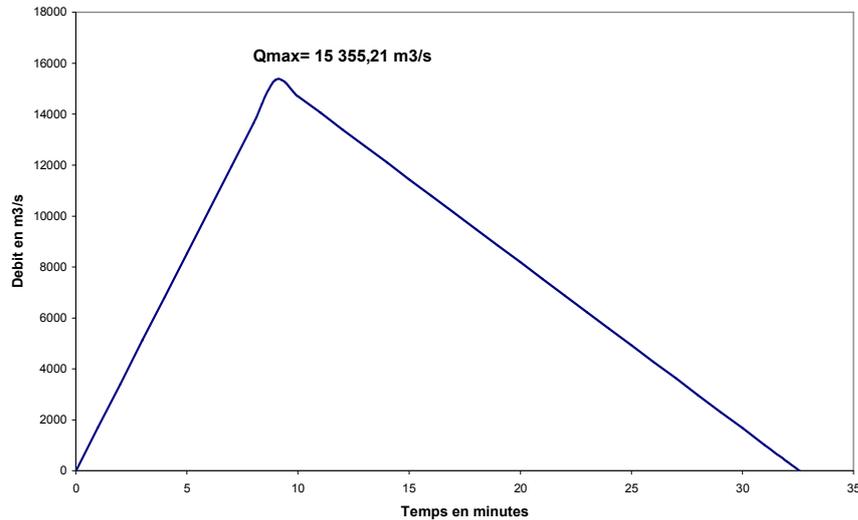


Figure V.8 Hydrogramme de rupture du barrage

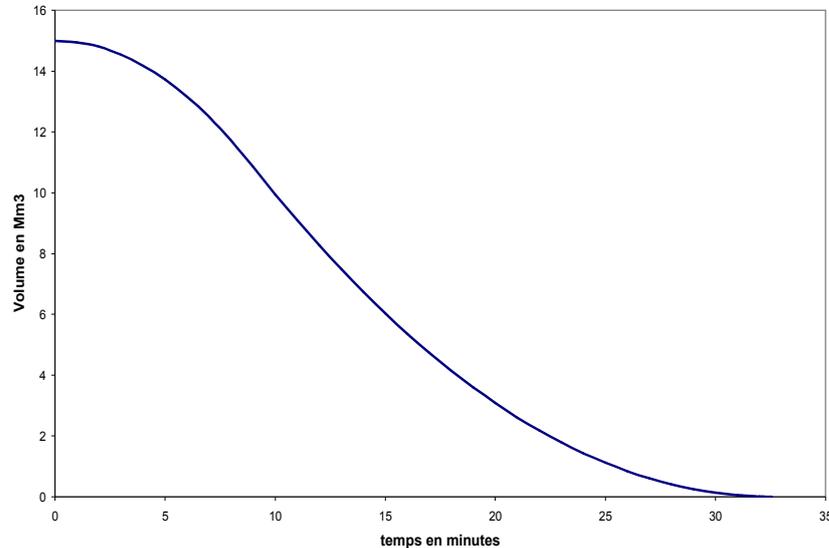


Figure V.9 Vidange de la retenue en fonction du temps de rupture

V.19.8.2. les contraintes de cisaillement dans la retenue

La répartition des contraintes de cisaillement dans la retenue est fonction de la colonne d'eau écoulee dans cette dernière. On assiste à des valeurs de l'ordre de $1,6 \text{ kN/m}^2$ au niveau du corps du barrage, elle se décroît en allant vers l'amont. Les contraintes maximales génèrent une érosion max et par conséquent un transport intense des sédiments.

V.19.8.3. L'érosion en fonction du degré de consolidation des sédiments

D'après les profondeurs obtenues suite à l'érosion du fond du barrage, nous pouvons dire que les sédiments ayant un âge de plus de 50 ans présentent un taux de cohésion trop élevé ce qui minimise l'effet de la charge liquide écoulée sur ces derniers. Par contre les sédiments en phase de consolidation sont susceptibles à être mis en mouvement dès que la contrainte de cisaillement dépasse la valeur critique pour le diamètre moyen des sédiments considéré. La Figure V.10 représente l'évolution du l'érosion et de la remise en mouvement sédiments de différents diamètres en fonction du temps de vidange.

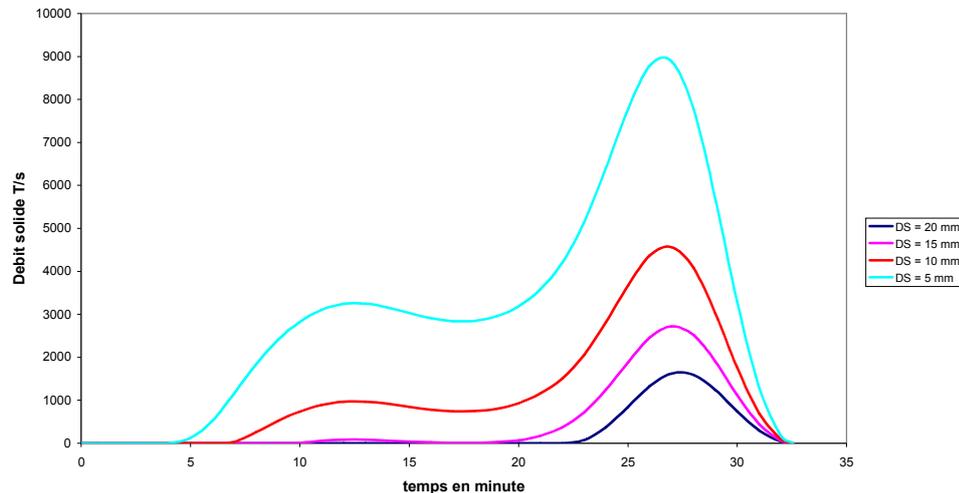


Figure V.10 Mise en mouvement des sédiments de différents diamètres en fonction du temps

V.19.8.4. la quantité des sédiments induits

La quantification des sédiments induits se fait en tenant compte du diamètre moyen des sédiments introduit lors des calculs. Par hypothèse nous considérons que la vase en voie de consolidation qui présente une contrainte critique de cisaillement est mise en mouvement dès que la contrainte due à la colonne d'eau écoulée dépasse cette valeur.

Donc la quantité totale des sédiments induits les différents diamètres moyens testés est la suivante:

- Pour DS= 20 mm.....le volume de la vase évacuée =0,30 Mm³
- Pour DS= 15 mm.....le volume de la vase évacuée =0,60 Mm³
- Pour DS= 10 mm.....le volume de la vase évacuée =1,5 Mm³
- Pour DS= 5 mm.....le volume de la vase évacuée =3,83 Mm³

V.19.8.5. Concentration en sédiments

D'après les graphes dressés dans la figure V.11 qui expriment respectivement la variation de la concentration en sédiment en fonction du temps de vidange et en fonction des diamètres des particules solides érodés, nous constatons en premier lieu que la concentration en sédiment est fonction du débit évacué, plus le débits est grand plus la teneur en sédiment est importante dont on remarque que la concentration max correspond très bien au débit max observé. Par ailleurs, plus les diamètre des particules est grand plus la concentration en sédiments est faible et cela s'explique par la capacité de transport, c'est à dire plus le diamètre est faibles plus les particules sont susceptibles d'être remis en mouvement.

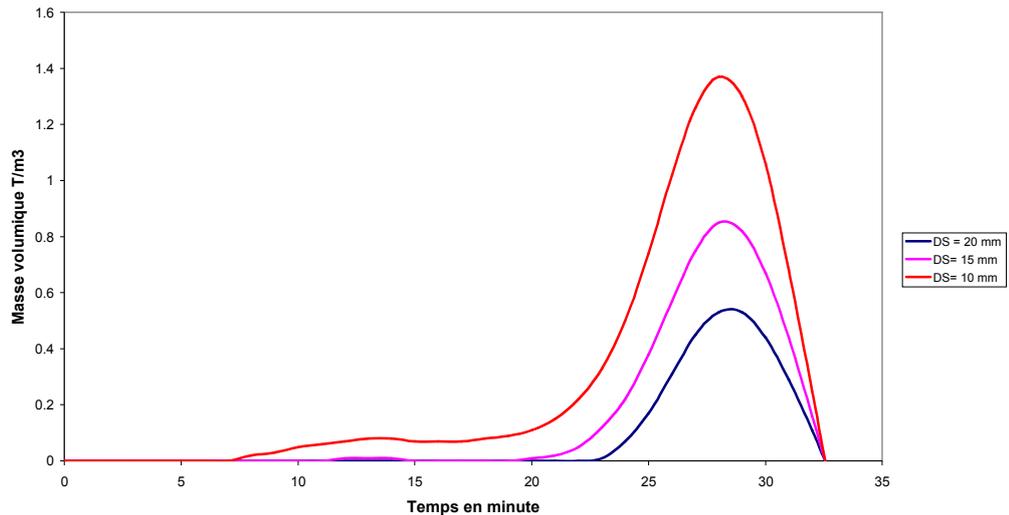


Figure V.11 Variation de la concentration en sédiment en fonction du temps

V.19.8.6. Comparaison de l'hydrogramme des sédiments avec celui de la rupture

Les diverses variations des vitesses et des profondeurs locales de l'écoulement dans la retenue contribuent à désynchroniser le débit solide et le débit d'eau passant la brèche, comme le montre l'annexe N°8 (décalage observé entre les débits et les débits solides) où on a normalisé les deux variables à leur valeur maximale respective pour une meilleure comparaison. Un décalage de l'ordre de 18 minutes sépare les 2 hydrogrammes. Cela explique l'évolution des contraintes de cisaillement et, par le fait même, des débits solides à la brèche durant la vidange.

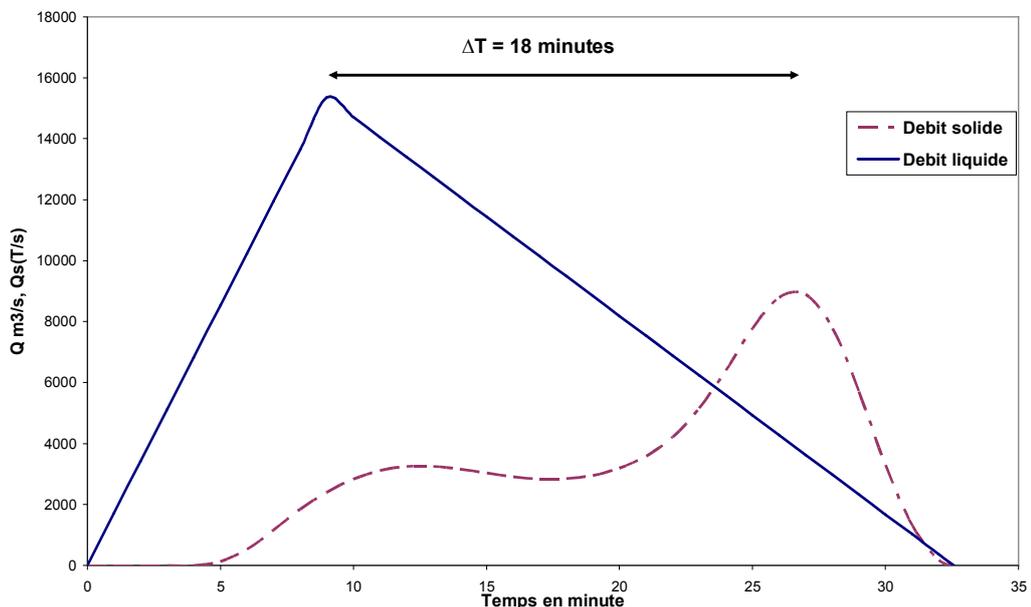


Figure V.12 Décalage entre les débits liquides et les débits solides

V.19.8.7. le débit max dans la vallée

Le débit max est observé juste à la sortie de l'ouvrage après l'effacement complet et la formation de la section maximale de la brèche.

V.19.8.8. Hauteurs maximales dans la vallée

Les hauteurs maximales sont observées au niveau des profils en travers qui présentent une concavité aigue avec une pente trop faible (axe de l'oued). Dans notre simulation on assiste à des hauteurs de 9 m environ. La figure V.13 Représente la ligne d'eau dans la vallée suivant l'axe de l'oued El Hamiz.

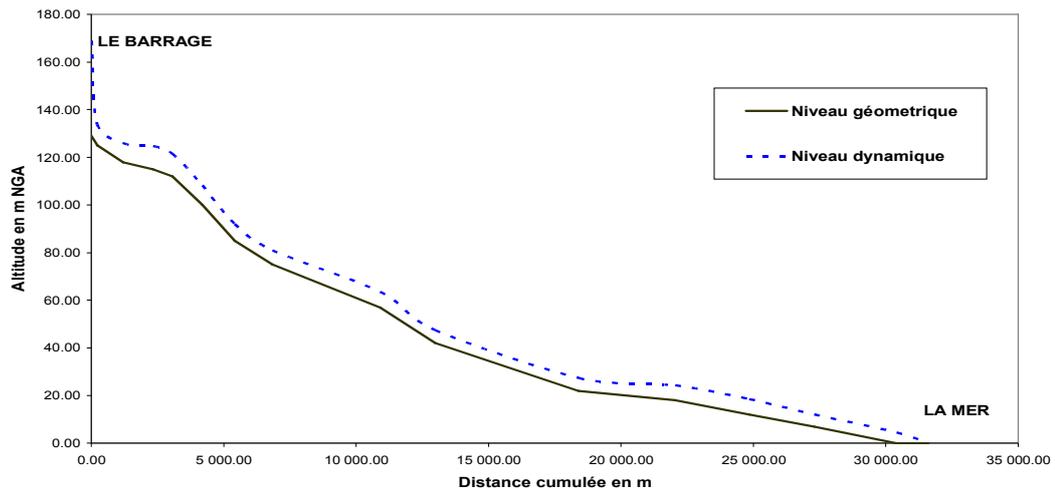


Figure V.13 la ligne d'eau dans la vallée suivant l'axe de l'oued

V.19.8.9. La vitesse max dans la vallée

Les vitesses max sont calculées dans le lit de l'oued où la pente est importante avec une colonne d'eau maximale, on estime des vitesses d'écoulement allant jusqu'à 15 m/s. Avec une telle grandeur de vitesse on assistera à une érosion considérable du fond de l'oued ainsi que les berges. Néanmoins, comme nous l'avons signalé au début de ce travail nous nous intéressons qu'au transport des sédiments issus de la retenue.

V.19.8.10. Variation du débit en fonction du temps

De l'instant 0 jusqu'à la formation de la section maximale de la brèche, le débit croît linéairement pour atteindre sa valeur maximale, puis il décroît en fonction de temps restant pour la vidange de la retenue jusqu'à l'épuisement de tout le volume d'eau contenu dans cette dernière.

V.19.8.11. Régimes d'écoulement

Le régime d'écoulement est défini par le nombre de Froude qui représente le rapport entre la vitesse moyenne du fluide et la célérité de l'onde mécanique du milieu. Nous remarquons que le nombre de Froude varie de 0,5 jusqu'à 2,28. Donc, dans certains tronçons on assiste un régime d'écoulement ($Fr < 1$) fluvial et dans d'autres un régime torrentiel ($Fr > 1$).

V.19.8.12. Profils des vitesses au niveau des profils en travers

Le profil des vitesses est calculé sur la base des hauteurs d'eau locales au niveau de chaque profil en travers, ces profils nous permettent de délimiter les endroits où les vitesses sont maximales (érosion du sol) par rapport à ceux où les vitesses sont minimales (dépôt des sédiments). On assiste à des vitesses variant de 1 m/s jusqu'au 15 m/s.

V.19.8.13. Etendue de l'inondation

L'étendue de l'inondation est exprimée par la largeur mouillée enregistrée au niveau de chaque profil d'écoulement. En reliant entre ces différents segments, on obtient l'étendue de la zone inondable lors du passage de l'onde de crue. On assiste à des endroits où l'étendue peut atteindre 4000 m de largeur.

V.19.8.14. Durée de l'inondation

La durée de l'inondation est le temps nécessaire pour le passage de l'onde de rupture. Elle varie d'un endroit à un autre selon la topographie du terrain; si le terrain est accidenté, la durée d'inondation

est courte, si le terrain est plus ou moins plat, cette durée est un peu prolongée. La durée totale pour le passage de l'onde de crue est estimée à 150 minutes.

V.19.8.15. Transport des sédiments

Pour tenir compte la globalité des sédiments qui peuvent être transportés dans la vallée, nous avons procédé à la simulation de transport des différents diamètres de sédiments allant de 0,1 mm jusqu'à 250 mm.

En effet, après avoir testé plusieurs scénarios, seuls les sédiments ayant un diamètre inférieur ou égal à 20 mm qui sont remis en mouvement et transportés dans la vallée.

De ce fait nous avons choisi 7 classes de diamètre afin d'étudier leur transport et leur dépôt dans la vallée à savoir (D=20 mm, D=15 mm, D=10 mm, D=5 mm, D=1 mm, D=0,5 mm, D=0,1 mm).

- Les sédiments dont le diamètre D=20 mm sont transportés jusqu' 5,9 km à partir du barrage.
- Les sédiments dont le diamètre D=15 mm sont transportés jusqu' 6,6 km à partir du barrage.
- Les sédiments dont le diamètre D=10 mm sont transportés jusqu' 18,4 km à partir du barrage.
- Les sédiments dont le diamètre est inférieur à 5 mm sont transportés jusqu'à la mer.

Les limites de transport des sédiments sont représentées dans la figure N°V.6

V.19.8.16 Dépôt des sédiments dans la vallée

Lorsque la contrainte de cisaillement due à l'écoulement devient faible ou inférieure à la contrainte critique de transport des sédiments, les particules transportées peuvent être déposées suivant une vitesse de chute qui est fonction du diamètre des particules solides et de la viscosité du fluide. Cette dernière doit être supérieure à la vitesse moyenne d'entraînement de l'écoulement pour qu'il y ait un dépôt des sédiments.

Par le biais des Profils en travers de l'inondation nous avons pu déterminer les endroits où la contrainte due à l'écoulement est inférieure à celle d'entraînement des particules. Donc dans ces zones on assiste à un dépôt considérable des sédiments.

Les zones vulnérables au dépôt des sédiments transportés à partir de la retenue sont représentées dans la figure N°V.7

V.19.8.17 Quantité des sédiments déposée dans la vallée

L'estimation des quantités déposées dans la vallée consiste en l'évaluation du bilan de transport des sédiments au niveau des profils de calcul. Il est à signaler que la condition de stabilité numérique de calcul de la phase liquide a été satisfaite durant toutes les étapes de la simulation. Par contre lors du calcul de la phase solide, qui est effectué indépendamment de la phase liquide, la condition de stabilité n'a pas été satisfaite à cause de la différentiabilité des paramètres hydrauliques qui provoquent la mise en mouvement des sédiments.

De ce fait, nous nous sommes limités seulement à la délimitation des zones vulnérables au dépôt des sédiments par le biais des contraintes exercées sur les particules solides en mouvement.

CONCLUSION GENERALE

A la lumière de cette étude, nous avons abordé le phénomène de rupture des barrages en effectuant une contribution à la modélisation numérique de l'onde de rupture d'un barrage envasé. Ainsi nous avons pris comme cas d'étude le barrage d' El Hamiz qui se trouve dans la cote Nord de l'Algérie qu'est caractérisée par une forte sismicité. Ce barrage, le plus vieux du pays, présente un taux d'envasement de plus de 30%.

En effet, nous avons commencé notre travail par un aperçu bibliographique sur les ruptures des barrages qui ont eu lieu dans le monde depuis l'antiquité et les dégâts, matériels et humains, causés, afin de mise en relief l'importance que relève la problématique de rupture de barrage.

Par la suite, nous avons entamé la recherche bibliographique sur les travaux réalisés par les différents auteurs en la matière. Cette partie a compris quatre phases essentielles et indissociables.

En premier lieu, nous avons évoqué l'écoulement des eaux dues à la rupture dans la vallée et les différents fondements de base qui régissent le phénomène.

En second lieu, nous avons discuté les différents modes d'érosion hydraulique et de mise en mouvements de la vase stockée dans la retenue et son transport dans la vallée sous l'effet du courant fluide. Pour cela, nous avons supposé que l'érosion, en tant que phénomène local, est seulement due aux contraintes mécaniques exercées localement par l'écoulement du fluide sur le solide.

En suite, comme l'étude l'exige, nous avons vu les approches existantes pour l'estimation du débit de rupture des barrages en supposant différents scénarios de formation de la brèche.

En fin, pour rentrer au fond numérique du phénomène, une étude des méthodes de modélisation numérique des écoulements à surface libre était inéluctable.

Une fois la recherche bibliographique achevée, nous avons fait la collecte des données relatives à la zone d'étude qui sont nécessaires à la conception du modèle géométrique de la retenue et celui de la vallée. Aussi, nous avons exploité les différents rapports des compagnes de dragage du barrage de El Hamiz et les résultats des analyses effectués.

Dans la dernière partie, nous avons réalisé le modèle de simulation du phénomène de rupture du barrage qui a compris deux parties : la première a consisté en la modélisation de l'écoulement dans la retenue elle-même et l'érosion des sédiments provoqué par cet écoulement. La deuxième a consisté en la modélisation de la propagation de l'onde de rupture dans la vallée en étudiant la variation du débit, la colonne d'eau écoulée, l'étendue de l'inondation et le transport des sédiments dans l'espace et dans le temps de la propagation de l'onde, ainsi que le temps d'arrivée des débits max qui génèrent les hauteurs maximales d'émersion.

Après avoir testé plusieurs scénarios de rupture du barrage, nous avons retenu la variante dont le débit max de rupture est obtenu après 9 minutes qu'est le temps nécessaire à la formation de la section maximale de la brèche. Le temps de vidange de la retenue est estimé à 32 minutes.

La répartition des contraintes de cisaillement dans la retenue est fonction de la colonne d'eau écoulée dans cette dernière dont les contrainte maximales génèrent une érosion max et par conséquent un transport intense des sédiments.

La quantification des sédiments induits se fait en tenant compte du diamètre moyen des particules solides introduits lors des calculs. En effet, seuls les sédiments ayant un diamètre inférieur ou égal à 20 mm qui seront remis en mouvement et transportés à l'aval du barrage.

Sur la base de ce même scénario de rupture, nous sommes parvenus à délimiter l'étendue de l'inondation, elle est exprimée par la largeur mouillée max enregistrée au niveau de chaque profil de calcul. En reliant entre ces différents segments, on obtient la zone inondable lors du passage de l'onde de crue. On assiste à des endroits où l'étendue peut atteindre les 4000 m de largeur. Donc l'inondation va toucher respectivement les villes de Hemadi, Dar El Beida, Hamiz, Rouiba, Bordj El Kifan et Ben Meurad. La durée totale pour le passage de l'onde de crue est estimée à 150 minutes.

Par le biais des Profils en travers de l'inondation nous avons déterminé les endroits où la contrainte due à l'écoulement est inférieure à celle d'entraînement des particules solides. Donc dans ces zones on assiste à un dépôt considérable des sédiments selon les différentes classes granulométriques. Les sédiments ayant un diamètre inférieur ou égal à 5 mm seront transportés jusqu'à la mer.

Quant à la quantification des sédiments déposés dans la vallée et ceux transportés jusqu'à la mer, elle consiste en l'évaluation du bilan de transport des sédiments au niveau des profils de calcul. Il est à signaler que la condition de stabilité numérique de calcul de la phase liquide était satisfaite durant toutes les étapes de la simulation. Par contre lors du calcul de la phase solide, qui est effectué indépendamment de la phase liquide, la condition de stabilité n'a pas été satisfaite à cause de la différentiabilité des paramètres hydrauliques qui provoquent la mise en mouvement des sédiments. De ce fait, nous nous sommes limités seulement à la délimitation des zones vulnérables au dépôt des sédiments par le biais des contraintes exercées sur les particules solides en mouvement.

Enfin nous espérons que, avec le biais de ce travail, nous avons contribué à la modélisation et la simulation de la rupture d'un barrage envasé par la réalisation d'un modèle numérique qui prédit les paramètres essentiels de la propagation de l'onde de rupture dans la retenue et dans la vallée en aval du barrage.

BIBLIOGRAPHIE

BROOKS G.R. et LAWRENCE D.E., 1999

The drainage of the Lake Ha!Ha! reservoir and downstream geomorphic impacts along Ha!Ha! River, Saguenay area, Quebec, Canada. *Geomorphology*, 28, pp.141-168.

BRIVOIS O., 2005

Contribution à la modélisation de l'érosion de fortes pentes par un écoulement turbulent diphasique. Thèse de doctorat préparée au laboratoire de mécanique et de l'acoustique, CNRS Marseille et dans l'équipe ouvrages hydrauliques du CEMAGREF, Aix-en-Provence, Université de la méditerranée Marseille II, 232 p.

BROICH K., 1998

Mathematical modelling of dambreak erosion caused by overtopping, K.Broich, CADAM proc., Munich meeting, pp. 8-9.

BALAYN P., 2001

Contribution à la modélisation numérique de l'évolution morphologique des cours d'eau aménagés lors de crues, thèse de doctorat, N° 111- 2001, Université de Claude BERNARD-Lyon 1, 140 p.

CATHELINE C., 1998

Vidange des barrages EDF: quels impacts sur l'environnement, Mém. D.E.S.S., univ. Picardie, Amiens, 66 p. + annexes.

CETE méditerranée, 2005

Rupture de digues : pratiques actuelles de modélisation du processus de rupture et des conséquences en terme d'inondation, Recommandations aux Maîtres d'Ouvrages, Rapport du centre d'études techniques et de l'équipement.

CIGB, 1998

Étude d'onde de rupture de barrage – Synthèse et recommandations, Bulletin 111, CIGB (ICOLD).

CADAM , 2000

Rapport final du centre administratif départemental des alpes maritimes, Report SR 571, M.W.Morris.

CETE Méditerranée, 2001

Étude de sensibilité des modélisations hydrauliques 1D – Étape 1 : Recensement et quantification des sources d'incertitude externes – Rapport, CETE Méditerranée, site CETMEF1

CRISTOFANO, E.A., 1965

Method of Computing Erosion Rate for Failure of Earthfill Dams, Report, US Bureau of Reclamation, Denver.

CHANSON H., 1999

Sediment transport mechanisms 1. Bed-load transport, *The Hydraulics of Open Channel Flow*, Published by Arnold, 338 Euston Road, London NW1 3BH, UK.

CHANSON H., 2005

Application of the Saint-Venant equations and method of characteristics to the dambreak wave problem, Report No.CH55/05, Dept.of Civil Engineering, ISBN 1864997966, The university of Queensland, Brisbane, Australia.

CHANSON H., 2006

Solution analytique de l'onde de rupture de barrage sur plan horizontal et incliné, *JL La houille blanche*, No.3,ISSN 0018- 6368, pp.76-86.

CAPART H., 2000

- Dam-break induced geomorphic flows and the transition from solid-like to fluid-like behaviour across evolving interfaces. PhD thesis, Université catholique de Louvain, Civ. Eng. Dept., Hydraulics Division, Louvain-la-Neuve.
- CAPART H., YOUNG D.L., ZECH Y., 2001**
Dam-break induced debris flow. "Particulate gravity currents", special publication of the International Association of Sedimentologists (eds B Kneller, B McCaffrey, J Peakall, T Druitt), vol. 31, pp. 149-156.
- COSTA J.E., 1998**
Floods from dam failures, Rapport 85-560, Denver, USGS, 1985; ICOLD, Etude de l'onde de rupture de barrage, Syntheses et recommandations, Paris CIGB.
- COSTA J.E. et SCHUSTER R.L., 1988**
The formation and failure of natural dams. Bull. Geol. Soc. Am. 100: 1054-1068.
- CHOMEL V., 2001**
Grenoble et ses coseigneurs après l'inondation de 1219, Conférence de 24 Mars 2001, Archives départementales de Isère.
- DUROZOY G., 1952**
La Géologie et les Problème de l'Eau en Algérie, XIX^e Congrès géologique International, Alger.
- FREAD D. L., 1981**
Some limitations of dam Breach Flood Routing Model, ASCE Fall Convention, St Louis, ASCE, p.62-95.
- FREAD D.L. et HARBAUGH T.E., 1973**
Transient hydraulic simulation of breached earth dams", comptes rendus de l'ASCE, Journal of the Hydraulic Division, Vol.99,n°1,p.139-154.
- FREAD D., 1991**
BREACH: An Erosion Model for Earthen Dam Failures, comptes rendus, National Weather Service, National Oceanic and Atmospheric Administration, SilverSpring, Maryland.
- FREAD D.L. et LEWIS J.M., 1998**
FLDWAV, A Generalized flood routine Model", comptes rendus de la National Confernce on Hydraulic Engineering, Colorado Springs, ASCE, p.668-673.
- FREAD D. L., 1987**
NWS Dam breach Models for microcomputers", Portland, ASCE Annal Conference of irrigation and drainage Division.
- FODA M. A., HILL D. F., DENEALE P.L. et HUANG C.M., 1997**
Fluidization Response of Sediment bed to Rapidly Falling Water Surface, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean engineerig, ASCE, vol. 123, n°5.
- FODA M. A., HILL D. F., DENEALE P. L. et HUANG C. M., 1997**
Fluidization response of sediment bed to rapidly falling water surface. J. Waterways Port Coast. Ocean Engng, N°123, pp. 261-265.
- FRACCAROLLO L. et CAPART H., 2002**
Riemann wave description of erosional dam-break flows, J. Fluid Mech. (2002), Cambridge University Press DOI: 10.1017/S0022112002008455, vol. 461, pp. 183-228.
- FAURE J.B., 2004**
Choix de la modélisation, comptes rendus, Cemagref, version 1.1.
- GOUBET A., 1993**
Analyse des ruptures des barrages, causes et conséquences, Sécurité des barrages en service, ENGREF, pp.9-28.
- Graf W.H., 1993**
Hydraulique fluviale, Tome 1, Ecoulement permanent uniforme et non uniforme, Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne Volume 16, Edition Presse polytechnique et universitaires Romande, CH 1015, Lausanne, 250 p.
- Graf W.H., 1995**

Hydraulique fluviale, Tome 2, Ecoulement non permanent et phénomène de transport, Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne Volume 16, Edition Presse polytechnique et universitaires Romande, CH 1015, Lausanne, 378 p.

Graf W.H., 1999

Hydraulique fluviale, Tome 2, Ecoulement et phénomène de transport dans les canaux à géométrie simple, Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne Volume 16, Edition Presse polytechnique et universitaires Romande, CH 1015, Lausanne, 627 p.

GOSSE P. H., 1991

Prévision et reconstitution par modélisation numérique des concentrations de matières en suspension et d'oxygène dissous dans le Blavet à la fin de la vidange décennale du lac de Guerlédan (septembre 1985), *Hydroécol. Appl.* N°3, pp257-300.

HAGEN V.K., 1973

Re-evaluation of design Flood and Dam Safety, Rio de Janeiro, 14^e Congrès de l' ICOLD

ILDEFONSE B., ALLAIN C. et COUSSOT, P., 1997

Des grands écoulements naturels à la dynamique du tas de sable, Cemagref éditions, 254 p.

JULIEN P. Y., 1995

Erosion and sedimentation, Cambridge, Cambridge University Press.

LEBOSSE, LADREYT S., 2000

Notice théorique du logiciel LIDO 2.0, Logiciel de modélisation filaire des écoulements à surface libre, Ministère de l'Equipement, des Transports et du Logement, Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales.

LE DELLIOU P., 2002

Les barrages et le risque sismique, extrait du Bulletin du service technique de l'énergie et des grands barrages 3eme trimestre 1995, risque et infos n° 13, Paris.

LISLE T.E., PIZZUTO J.E., IKEDA H., ISEYA F. et KODAMA Y., 1997

Evolution of a sediment wave in an experimental channel, WATER RESOURCES RESEARCH, VOL. 33, NO. 8, pp.1971-1981.

LOU W.C., 1981

Mathematical modelling of earth Dam breaches, these de doctorat, Colorado State University, Fort Collins.

MARCHE C. et FUAMBA M., 2002

Observation et prédiction d'une brèche de rupture dans une digue submergée, Revue Canadienne de génie civil, vol.29, n°6, pp.875-884.

MARCHE C., 2004

BARRAGES crues de rupture et protection civile, Edition Presses internationales Polytechnique ISBN 2 553 01133 4, 388 p, Canada,

MIGNIOT C., 1993

Rhéologie des vases et comportement sous les actions hydrodynamiques, Conférence transport solide, Montreal, Ecole Polytechnique de Montreal.

PAQUIER A., 2002

Modélisation des écoulements en rivière en crue : pour une utilisation adaptée des équations de Saint Venant, Document de synthèse en vue de l'obtention d'une habilitation à diriger des recherches. N° d'ordre 52 2002, Université Claude Bernard Lyon 1.

PAPANICOLAOU N., BDOUR A. et WICKLEIN E., 2004

One-dimensional hydrodynamic/sediment transport model applicable to steep mountain streams, International Association of Hydraulic Engineering and Research, Journal of Hydraulic Research Vol. 00, pp. 1-19

PONCE V. M. et TSIVOGLOU A. J., 1981

Modeling Gradual Dam Breaches - Journal of the Hydraulics Division, Vol. 107, No. HY7.

POIREL A., VINDIMIAN E. et GARRIC J., 1994

- Gestion des vidanges des reservoirs, mesures prises pour préserver l'environnement et retour d'expérience sur une soixantaine de vidange, 18 eme congrés des grands barrages, CIGB Q 69-R 9, Durban, pp. 321-349.
- REMINE B., AVENARD J.M. et KETTAB A., 2003**
 Envasement des barrages, Edition CEDOC, 208 p, Algérie.
- REMINE B. et HALLOUCHE W., 2005**
 L'alluvionnement des retenues, Laboratoire: Eau- Roche- Plante, Centre universitaire de Khemis Miliana Algérie, Edition, DL 988-2005, ISBN 9947-0-0856-8, 102 p.
- REMINE B., 2005**
 Hydraulique appliquée, collection hydraulique et transport des sédiments, édition, DL 987-2005, ISBN 9947-0-0855-X, 144 p, Algérie.
- ROBERT C. et PAUL R., 2000**
 Preparation of a specific emergency plan (SEP) for Bimont dam and information to the public, CIGB, Beijing.
- ROFES G., TROCHERIE F., GARAT O., VALLON M., et CARDINAL H., 1990**
 Characterization of dam sediments for ecotoxicological hazard assessment bound to draining, Revues des science de l'eau, N°4, pp 65-82.
- SAIKIA M. D. et SARMA A .K. ,2006**
 analysis for adopting logical channel section for 1d dam break analysis in natural channels, VOL.1, NO.2, ISSN 1819-6608 ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences, © Asian Research Publishing Network (ARPN), www.arpnjournals.com.
- SINGH V. P., 1996**
 Dam Breach Modeling Technology, Kluwer Academic Publisher, Netherlands.
- SINGH V. P., SCARLATOS P. D., 1988**
 Analysis of Gradual Earth-Dam Failure, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No. 1, pp. 21-42.
- SINGH, V.P. et QUIROGA, C.A., 1988**
 Dimensionless Analytical Solution for Dam-Breach Erosion - Journal of Hydraulic Research, Vol. 26, No 2.
- SINGH V.P., 1996**
 Dam breach modelling technology, Dordrecht, KLUWER Academic Publisher.
- SINGH V. P. et SCARLATOS P. D., 1985**
 Breach erosion of earth fill dams and flood routine: BEED Model, rapport 17, Vicksburg, US Army corps of Engineers, Waterway Experiment Station, Environmental Laboratory, Military Hydrology.
- SI YUCEF Y., 2001**
 L'analyse numérique en langage C, Edition OPU, ISBN:9961-74-252-4, EPAU – Alger.
- STOCKER J.J., 1957**
 Water wave, New York, Interscience Publishers Inc.
- TINGSANCHALI T. et CHINNARASRI C., 2001**
 Numerical modelling of dam failure due to flow overtopping, Water Engineering and Management Program, School of Civil Engineering, Asian institute of Technology, PO Box 4, Klong Luang, Pathunithani 12120, Thailand, Hydrological Sciences-Journal, N°46.
- VISCHER D. L. et HAGER W. H., 1997**
 Dam Hydraulics, Wiley Series in Water Resources Engineering, Toronto, John Wiley & Sons.
- VALEMBOIS J. et MIGNIOT C., 1975**
 Rejets des produits de dragages à l'aval d'un barrage sur l'oued Hamiz, extrait de la houle blanche N°2-3, pp. 155-172.

WAHL T., 1998

Prédiction of embankment Dam Breach Parameters, a literature review and Needs Assessment, rapport DSO-986004, Denver, Dam Safety Office, Water Resources Research Laboratory, US Bureau of Reclamation.

YORO, J. B., 1999

Formation de brèche dans les ouvrages en terre, Mémoire de DEA, Laboratoire de génie civil de Nantes-Saint-Nazaire.

ZERROUK E.D. et MARCHE C., 2001

Les prévisions des brèches de rupture des barrages en terre restent difficiles, Revue canadienne de génie civil, vol.28, pp.120-132.