

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Hydraulique

Spécialité : Ouvrages hydrauliques

Thème

ETUDE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE DE L'EVOLUTION DE L'EROSION SOUS UN BARRAGE RIGIDE

Nom et Prénom de l'étudiant :

Aymene Cheraitia

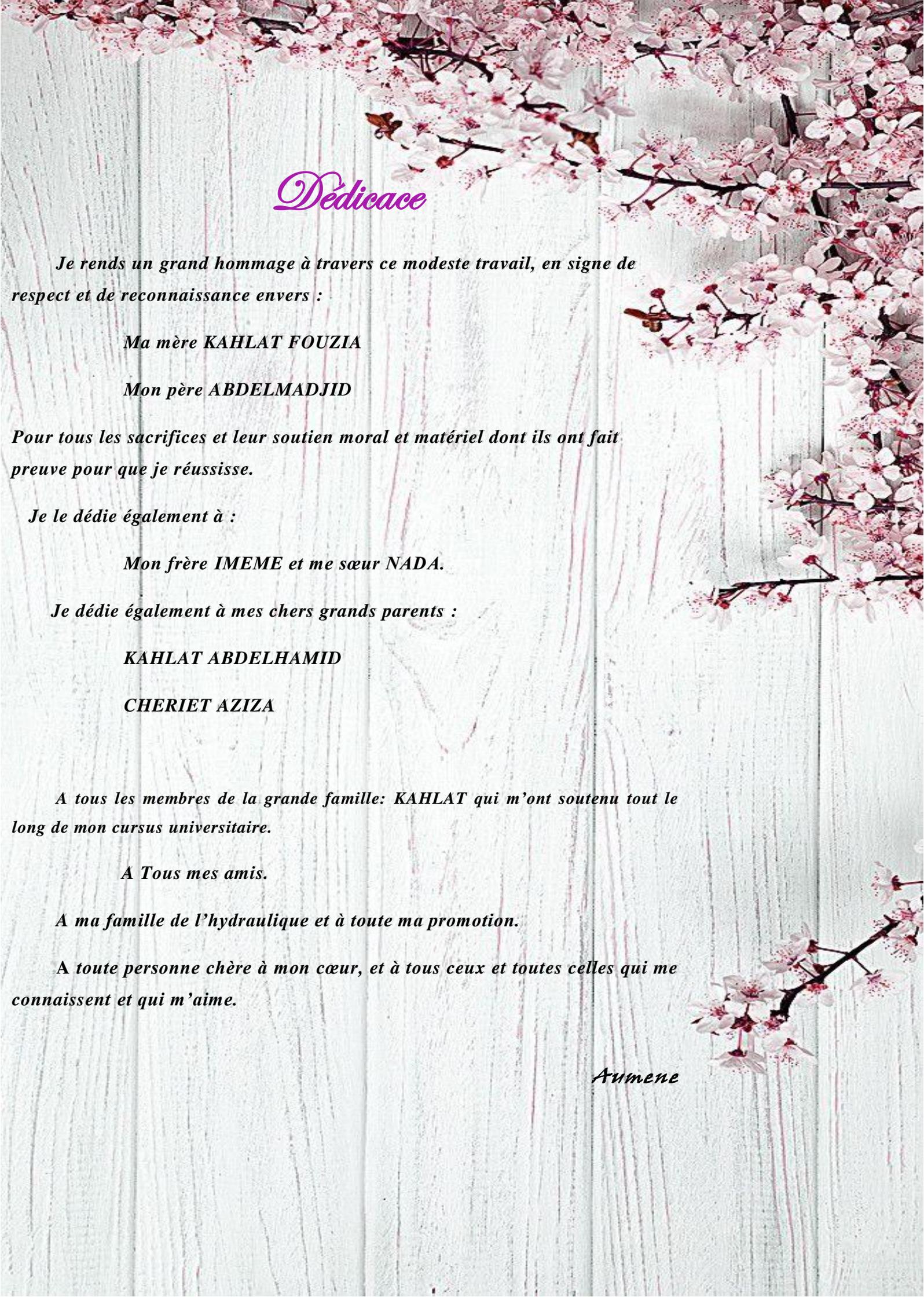
Encadrant :

Prof. Naïma Benmebarek

Co-Encadrant:

Mr. Mounir Soualhi

Année universitaire : 2019 - 2020



Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Ma mère KAHLAT FOUZIA

Mon père ABDELMADJID

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à :

Mon frère IMEME et me sœur NADA.

Je dédie également à mes chers grands parents :

KAHLAT ABDELHAMID

CHERIET AZIZA

A tous les membres de la grande famille: KAHLAT qui m'ont soutenu tout le long de mon cursus universitaire.

A Tous mes amis.

A ma famille de l'hydraulique et à toute ma promotion.

A toute personne chère à mon cœur, et à tous ceux et toutes celles qui me connaissent et qui m'aime.

Aumene

Remerciement

On remercie notre Dieu miséricorde de m'avoir amené à réaliser ce projet et de m'avoir donné la possibilité de poursuivre mes études supérieures et de les réussir et d'avoir la chance d'atteindre le niveau MASTER II

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon Directeur de mémoire Pr·Benmebarek Naima· Je la remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé· Egalement je remercie Mr· Soualhi Mounir pour le soutien qui m'a donné tout le long du travail pour sa disponibilité

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant mes recherches· Je remercie mes très chers parents ABDELMADJID ET FOUZIA, qui ont toujours été là pour moi, « Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts· Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance· Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier »· Je remercie mon frère IMEME, et ma sœur NADA pour leur encouragement· Je remercie très spécialement mes chers grands-parents KAHLAT ABDELHAMID et CHERAIET AZIZA également aussi KAHLAT Mohamed, KAHLAT Rafik, CHERAITIA Hafida, YAICH Feriel, KAHLAT Islem, mes tantes Aziza, Yasmina, Souad et Samira aussi je remercie énormément SOUILAH Houda également aussi LAATER Fayssal, MAKHLOUF Khadidja, SIZINE Meriem, qui ont toujours été là pour moi et pour leur soutien et leurs encouragements permanents· Je tiens à remercier ILYES LAGHDIRI ET ZETCHI Roukaia, pour leur amitié, leur soutien inconditionnel et leur encouragement· Enfin, je remercie ma famille d'hydraulique ... Pour leur sincère amitié et confiance, et à qui je dois ma reconnaissance et mon attachement· À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude·

Résumé :

Actuellement, l'érosion pourrait être la cause principale des ruptures des remblais et des barrages en terre. Si l'on se réfère aux statistiques des accidents survenus aux barrages à travers le monde, le problème des infiltrations, de renards et des sous pressions a causé plus de 40% des accidents recensés. Pour cela plusieurs études expérimentales ont été menées par des chercheurs dans le domaine pour mieux comprendre le problème et lui trouver une solution.

Les phénomènes d'érosion interne sont insuffisamment connus puisqu'ils engendrent encore des ruptures d'ouvrages. Dans ce contexte, on a effectué d'abord une étude bibliographique détaillée afin d'identifier les apports et les limites de chaque recherche par ordre chronologique. Ensuite une investigation expérimentale sur modèle réduit a été réalisée au sein du laboratoire de l'université. Les essais ont permis de suivre la progression de l'érosion de l'initiation à la rupture en passant par le développement d'un tunnel continu entre l'amont et l'aval. Enfin l'essai a été soutenu par une modélisation numérique pour mieux interpréter les résultats.

Mots clés : Erosion, écoulement, granulométrie, gradient critique, modélisation,

Abstract:

Currently, erosion could be the main cause of ruptures in embankments and earth dams. If we refer to the statistics of accidents at dams around the world, the problem of infiltration, foxes and under pressure caused more than 40% of recorded accidents. For this, several experimental studies have been carried out by researchers in the field to better understand the problem and find a solution.

The phenomena of internal erosion are insufficiently known since they still lead to structural failures. In this context, we first carried out a detailed bibliographic study in order to identify the contributions and limitations of each research in chronological order. Then an experimental investigation on a reduced model was carried out in the university laboratory. The tests made it possible to follow the progression of erosion from initiation to failure through the development of a continuous tunnel between upstream and downstream. Finally, the test was supported by numerical modeling to better interpret the results.

Keywords: Erosion, flow, granulometry, critical gradient, modeling,

تلخيص

في الوقت الحالي ، يمكن أن يكون التآكل هو السبب الرئيسي للانتهيار في الجسور والسدود الترابية. إذا رجعنا لإحصائيات حوادث السدود حول العالم ، فإن مشكلة التسرب والتآكل وتحت الضغط تسببت في أكثر من 40% من الحوادث المسجلة. لهذا ، تم إجراء العديد من الدراسات التجريبية من قبل الباحثين في هذا المجال لفهم المشكلة بشكل أفضل وإيجاد حل.

ظاهرة التآكل الداخلي غير معروفة بما يكفي لأنها لا تزال تؤدي إلى فشل هيكلية. في هذا السياق ، أجرينا أولاً دراسة ببليوغرافية مفصلة من أجل تحديد مساهمات وقيود كل بحث بترتيب زمني. ثم تم إجراء تحقيق تجريبي على نموذج مصغر في معمل الجامعة. جعلت الاختبارات من الممكن متابعة تطور التآكل من البداية إلى الانتهيار من خلال تشكل نفق مستمر بين الجهتين العلوية والسفلية . أخيراً ، تم دعم الاختبار من خلال النمذجة العددية لتفسير النتائج بشكل أفضل.

الكلمات الرئيسية: التآكل ، التدفق ، قياس الحبيبات ، التدرج الحرج ، النمذجة ،

SOMMAIRE

Sommaire :

Dédicace

Remerciement

Résumé

Introduction Générale.....1

Chapitre I :

Généralité sur L'érosion

I.1 Introduction.....2

I.2 Définition de l'érosion.....2

I.3 Statistique de rupture.....3

I.4 Mécanisme de l'érosion.....4

I.4.1. L'initiation de l'Erosion.....5

I.4.2 La continuité de l'érosion.....6

I.4.3 La progression de l'érosion.....6

I.4.4 L'initiation de la brèche.....7

I.5 Typologie de l'érosion interne.....8

I.5.1 La suffusion.....9

I.5.2 La boullance.....12

I.5.3 Le débouillage.....14

I.5.4 L'entraînement.....16

I.5.5 L'érosion régressive.....16

I.5.6 la défloculation (Dispersion).....19

I.5.7 La dissolution.....21

SOMMAIRE

1.5.8 L'ex-solution.....	21
1.5.9 Le renard hydraulique.....	22
I.6 La conclusion	22

Chapitre II :

Travaux antérieur sur l'érosion

II.1 Introduction.....	23
II.2 critères d'érosion.....	23
II.2.1 critères granulométrique.....	23
II.2.2 critères hydraulique.....	42
II.3 les essais d'érosion.....	59
II.3.1 Erodimètre à jet mobile.....	59
II.3.2 Pinhole test.....	60
II.3.3 Hole erosion test (HET).....	61
II.3.4 Essai d'érosion transverse.....	63
II.3.5 Essai de suffusion à l'eodo-permeamètre (EFET).....	68
II.3.6 Essai d'érosion au triaxial ou (Triaxial Erosion test).....	69
II.4 solution proposé pour la réduction de l'érosion interne.....	70
II.5 Conclusion.....	72

Chapitre III :

Expérimentation et Modélisation

III.1 Introduction.....	73
III.2 Dispositif expérimental.....	73
III.3 Essais d'identification.....	74

SOMMAIRE

III.3.1 Le poids volumique γ , γ_d , γ_{sat}	74
III.3.2 La teneur en eau.....	75
III.3.3 L'analyse granulométrique.....	76
III.3.4 La perméabilité.....	78
III.4 Mode opératoire.....	78
III.5 Modélisation numérique.....	80
III.5.1 Présentation du logiciel.....	80
III.5.2 Géométrie du modèle.....	80
III.5.3 Le maillage et les conditions aux limites.....	80
III.5.4 Les résultats de la modélisation des écoulements.....	81
III.6 Interprétation et discussion des résultats.....	83
III.6.1 Le débit de fuite.....	83
III.6.2 Instabilité du sable.....	88
III.6.3 Le gradient critique de suffusion.....	90
III.7 Conclusion.....	90
Conclusion générale.....	92

LISTE DES FIGURES

Chapiter I :

GENERALITE SUR L'EROSION

Figure I-1: Les facteurs principaux de l'initiation de l'érosion interne (adapté de Garner et Fannin, 2010).....	3
Figure I-2: Erosion interne du remblai vers la fondation déclenchée par l'érosion régressive.....	4
Figure I-3: Erosion interne du remblai déclenchée par l'érosion de conduit.....	5
Figure I-4: Erosion interne dans la fondation déclenchée par l'érosion régressive.....	5
Figure I-5: Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion interne dans un barrage (Adapté de Schuler et Brauns 1996, cité par Blais, 2005).....	8
Figure I-6: Représentations schématiques des mécanismes d'érosion retenus après l'atelier d'Aussois (Fell et Fry (2007)).....	9
Figure I-7: Phénomène de boulangerie.....	14
Figure I-8: phénomène d'érosion adaptée par (PHAM 2008).....	14
Figure I-9: phénomène du débouillage, adaptée par Pham 2008.....	15
Figure I-10: FigureI-10: Phénomène d'"entraînement.....	16
Figure I-11: Schéma d'érosion régressive par conduit de Delft (Sellmeijer et al. 2012).....	17
Figure I-12: Mécanisme d'érosion par conduits. (BLAIS, 2005).....	18
Figure I-13: Schéma de principe de l'érosion de trou dans un ouvrage hydraulique (barrage, digue).(BONELLI et at 2007).....	18

Chapiter II :

TRAVAUX ANTERIEURS SUR L'EROSION

Figure II-1 Représentation des paramètres utilisés dans la méthode de Kezdi (1979).....	26
Figure II-2 Courbes granulométriques des matériaux utilisés par Kenney et Lau (1985).....	28
Figure II-3 dispositifs expérimentaux utilisés par Kenney et Lau (1985).....	28

LISTE DES FIGURES

Figure II-4 Critère d'érosion selon Kenney et Lau (1985), modifié en 1986.....	29
Figure II-5 Courbes granulométriques analysées par Lafleur (1989).....	30
Figure II-6 Critère d'érosion de Burenkuva(1993).....	31
Figure II-7 Courbes granulométriques des matériaux testés par Chapuis (1996).....	32
Figure II-8 Critère combiné de Kezdi (1979) et Kenney et Lau (1986) élaboré par Li et Fannin (2008).....	35
Figure II-9 Courbes granulométriques des matériaux testés par Wan et Fell (2008) : (a) Matériaux stables; (b) Matériaux instables.....	36
Figure II-10 Dispositif expérimental de Wan et Fell (2008).....	37
Figure II-11 Méthode alternative pour l'évaluation de la stabilité interne des mélanges limon-sable-gravier à granulométrie étalée (Wan et Fell (2008)).....	39
Figure II-12 Dispositifs utilisés par Ahlinhan et al. (2010, 2012).....	40
Figure II-13 Quelques résultats obtenus par Ahlinhan : (a) Influence de la granulométrie ; (b) Influence de la densité ; (c) influence de la direction d'écoulement (Ahlinhan et al (2012)).....	41
Figure II-14 Conditions d'apparition de la boullance (Philipponnat (1979)).....	42
Figure II-15 Evolution de gradient hydraulique critique en fonction de coefficient d'uniformité (Istomina (1957)).....	44
Figure II-16 dispositif de test ((Adel et al. 1988, par permission).....	45
Figure II-17 Critère établi par Den Adel et al. (1988).....	45
Figure II-18 Résultats des essais d'érosion de Skempton et Brogan (1994) :(a) stable ; (b) instable.....	46
Figure II-19 Evolution de gradient hydraulique critique en fonction de l'indice de stabilité (Skempton et Brogan(1994)).....	47
Figure II-20 Evolutions de la masse des particules érodées pour les différents essais (Nguyen et al.(2012)).....	50

LISTE DES FIGURES

Figure II-21 Evolution de la conductivité hydraulique et des gradients hydrauliques (Nguyen et al. (2012)).....	51
Figure II-22 Evolution de taux d'érosion en fonction de la puissance d'érosion (Nguyen et al. (2012)).....	53
Figure II-23 Quelques résultats obtenus (Sail(2012)).....	54
Figure II-24 Matériaux et dispositif expérimental utilisés : (a) Matériaux utilisés; (b) Dispositif expérimental (Bendahmane et al.(2008)).....	56
Figure II-25 Synthèse des résultats: (a) Influence de gradient hydraulique et de la teneur en fines; (b) Influence de la contrainte de consolidation pour les faibles gradients; (c) Influence de la contrainte de consolidation pour les forts gradients sur l'érosion de la kaolinite et de sable. (Bendahmane et al. (2008)).....	57
Figure II-26 Synthèse des résultats obtenus : (a) Concentration de l'effluent en fonction de la nature de fines; (b) masse cumulée en fonction de la nature de fines; (c) Influence de la quantité de l'illite; (d) Influence de la quantité de la kaolinite. (Benamar et al. (2012)).....	58
Figure II-27 Érodimètre à jets mobiles.....	59
Figure II-28 pinhole test et échantillon durant la réalisation du trou d'aiguille.....	61
Figure II-29 diagramme schématique du HET du LCPC.....	62
Figure II-30 architecture générale du HET et détail de la cellule de mesure.....	62
Figure II-31 Courbes granulométriques des sols testés.....	63
Figure II-32 Schéma de L'essai d'érosion transverse.....	64
Figure II-33 L'essai d'érosion transverse. a) tube d'injection ; b) la pompe ; c) réservoir à niveau constant ; d) débit entrant ; e) capteur de pression d'injection ; f) débit sortant ; g) capteur pression de sortie ; h) micro-caméra ; i) balance de précision ; j) éprouvette.....	65
Figure II-34 Gradient hydraulique et débit de pompage en fonction du temps – S3- (Nguyen 2013).....	66
Figure II-35 Vitesse de l'écoulement en fonction du gradient hydraulique – S3- (Nguyen 2013).....	66

LISTE DES FIGURES

Figure II-36 Evolution de la masse érodée en fonction du temps (S3)- (Nguyen 2013).....	66
Figure II-37 Gradient hydraulique et débit de pompage en fonction du temps – a) pour le sol S4, b) pour le sol S4-a - (Nguyen 2013)	67
Figure II-38 Vitesse de l'écoulement en fonction du gradient hydraulique, a) pour le sol S4, b) pour le sol S4-a - (Nguyen 2013).....	68
Figure II-39 Evolution de masse érodée en fonction du temps, a) pour le sol S4, b) pour le sol S4-a - (Nguyen 2013).....	68
Figure II-40 Schéma de l'appareil de Triaxial Erosion test (Sanchez et al, 1983).....	69
Figure II-41 Dispositif d'érosion au triaxial (Bendahmane, 2005). a) Schéma du dispositif global. b) Schéma du système d'injection et de récupération.....	70
Figure II-42 Dispositifs de réduction du risque d'érosion interne.....	71

Chapiter III :

MODELISATION ET EXERIMENTATION

Figure III-1 model 3D du banc d'essai (SketchUp).....	73
Figure III-2 RÉSERVOIR DE DRAINAGE.....	74
Figure III-3 essai de la masse volumique.....	75
Figure III-4 tamiseuse pour l'essai de l'analyse granulométrique.....	76
Figure III-5 courbe granulométrique du sable.....	77
Figure III-6 le modèle réalisé en laboratoire et le modèle plaxis 2D.....	80
Figure III-7 maillage du modèle.....	81
Figure III-8 les conditions aux limites hydrauliques.....	81
Figure III-9 Les lignes équipotentiellles dans la fondation du barrage (plaxis).....	82
Figure III-10 diagramme des vitesses (plaxis).....	82
Figure III-11 variation de débit mesuré et celui de Plaxis en fonction de la charge amont.....	83
Figure III-12 variation de pression P4 en fonction de la charge amont.....	84
Figure III-13 Début de l'érosion au pied amont du barrage.....	85

LISTE DES FIGURES

Figure III-14 Progression de l'érosion à l'interface structure-sol.....	86
Figure III-15 Suffusion surfacique à l'interface structure-sol.....	87
Figure III-16 Développement d'un tunnel continu entre l'amont et l'aval de l'ouvrage.....	88
Figure III-17 Rupture de l'ouvrage.....	88
Figure III-18 la méthode de Burenkova (1993).....	89
Figure III-19 gradient de sortie calculé (plaxis).....	90

LISTE DES TABLEAUX

Chapiter I :

GENERALITE SUR L'EROSION

Tableau I-1 Statistique des ruptures des barrages en remblais dans le monde	3
--	----------

Chapiter II :

TRAVAUX ANTERIEURS SUR L'EROSION

Tableau II-1 <i>Classification de stabilité interne selon Istomina (1957)</i>	24
Tableau II-2 <i>facteur de sécurité et X (after Kovacs, 1981)</i>	25
Tableau II-3 Comparaison des critères d'érosion déjà établis par Wan et Fell(2008).....	38
Tableau II-4 Paramètres influençant la susceptibilité à la suffusion (Schuler (1995)).....	55
Tableau II-5 Les sols testés- Nguyen (2013).....	63

Chapiter III :

MODELISATION ET EXERIMENTATION

Tableau III-1 tableau des masses volumiques de l'échantillon	75
Tableau III-2 ableau represant les résultats de l'analyse granulométrique	77
Tableau III-3 Résultats de l'essai en laboratoire.	79
Tableau III-4 Résultats de la modelisation numérique.	83

INTRODUCTION GENERALE

Les ouvrages hydrauliques tels que les barrages et les digues sont utilisés depuis toujours pour la rétention et la canalisation des eaux pour l'agriculture, l'alimentation en eau potable ou la production hydroélectrique. Le secteur hydrique en Algérie compte 94 barrages et 5 autres en cours de réalisation répartis sur tout le territoire national, qui relèvent du Ministère des Ressources en Eau et de l'Environnement (MRE). Les prévisions du secteur à l'horizon 2030 sont de 139 barrages.

Contrairement au problème de stabilité générale d'ouvrages, relativement bien connus maintenant, les phénomènes d'érosion qui comprennent l'érosion externe et l'érosion interne ne mènent pas directement à la destruction des ouvrages. Ils s'initient localement, sapent progressivement l'ouvrage avant de conduire brusquement à la rupture des digues, des barrages ou des remblais d'infrastructures de transport vitaux pour la société (**Pham, 2008**). L'érosion donc est définie comme une migration des particules engendrées par un écoulement hydraulique souterrain dans un sol ou dans un ouvrage en terre, cette migration engendre une modification des caractéristiques hydrauliques et mécaniques du matériau constituant l'ouvrage, et notamment de la perméabilité. La perturbation de cette caractéristique intrinsèque essentielle peut créer une perte d'étanchéité ou une surpression interstitielle. Une telle modification de ce milieu poreux peut être le facteur déclenchant d'une rupture d'ouvrage (**Bendahmane, 2015**). Jusqu'à présent, de nombreux travaux ont été réalisés pour étudier le phénomène d'érosion, mais il existe beaucoup de questions qui restent posées.

Dans ce contexte, le présent travail s'intéresse donc au phénomène d'érosion interne dans les sols sableux, le mémoire correspondant comporte trois chapitres. Le premier chapitre présente une synthèse des éléments bibliographiques portant sur le principe de l'érosion interne, on définit les différents mécanismes d'érosion interne qui peuvent se manifester dans la structure des ouvrages hydrauliques ou dans leurs fondations, le deuxième chapitre est consacré aux différentes études faites dans ce domaine en particulier les critères d'érosion, les essais d'érosion et les solutions préconisées. Le dernier chapitre est consacré à l'essai de l'érosion réalisé au laboratoire, la présentation des résultats des essais expérimentaux et de la modélisation numérique à l'aide du logiciel PLAXIS et l'interprétation des résultats correspondant. Une conclusion générale clôture ce mémoire.

CHAPITRE I
GENERALITE SUR L'EROSION

I.1 Introduction :

L'érosion d'un sol est un phénomène complexe représentant une source importante de problèmes lorsqu'on considère la sécurité des digues et des barrages. Ce phénomène, qui se traduit par l'apparition de fuites très graves sous les ouvrages hydrauliques, le renard hydraulique, est l'une des causes majeures de leur rupture. La survenance de tels accidents peut engendrer des pertes matérielles et en vies humaines désastreuses. Elle peut avoir aussi des conséquences dramatiques sur le plan socioéconomique. De nombreux cas de ruptures de barrages à travers le monde ont été rapportés dans la littérature, Elle est liée à la formation et au développement d'un tunnel continu entre l'amont et l'aval de l'ouvrage, le conduit de fuite s'agrandit par érosion (renard) jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure.(Benaissa, EL GHOU LBZOURI, & GHAZI , 2015)

I.2 Définitions de l'érosion :

Globalement, l'érosion interne se manifeste par l'arrachement et le transport de certaines particules composant l'ouvrage sous l'effet d'un écoulement 'parasite' traversant sa structure ou ses fondations. L'origine de cet écoulement peut être liée à la construction (défaut de compactage, mauvais contact entre deux couches adjacentes de même nature ou pas...) ou pathologique (trous pouvant se créer pour différentes raisons comme par les animaux fouisseurs, des racines d'arbres pourries) ... Ces écoulements, souvent locaux, s'ils ne sont pas détectés à temps ou mal maîtrisés peuvent induire un entrainement d'une quantité considérable de matériaux de l'ouvrage, ou créer des instabilités hydrauliques ou mécaniques dans la structure de l'ouvrage qui peuvent, dans le cas extrême, causer la rupture de l'ouvrage en question par érosion interne. Bien que l'érosion soit définie par l'arrachement et le transport des particules fines dans la structure de l'ouvrage ou dans ses fondations, les retours d'expériences (*Fry et al. (1997), Bonelli(2012) ...*) montrent que les mécanismes de cette érosion sont multiples, différents et complexes, et dépendent de la nature des matériaux et des conditions d'écoulement.(Fellag, 2016)

La figue ci-dessous (I-1) est un diagramme développé par Garner et Fannin en 2010 pour montrer les trois causes de l'Erosion pour lesquelles elle se déclenche :1) la sensibilité interne des matériaux; 2) des conditions de contrainte critique et 3) des conditions hydrauliques (une crue) (Abdou, 2016)

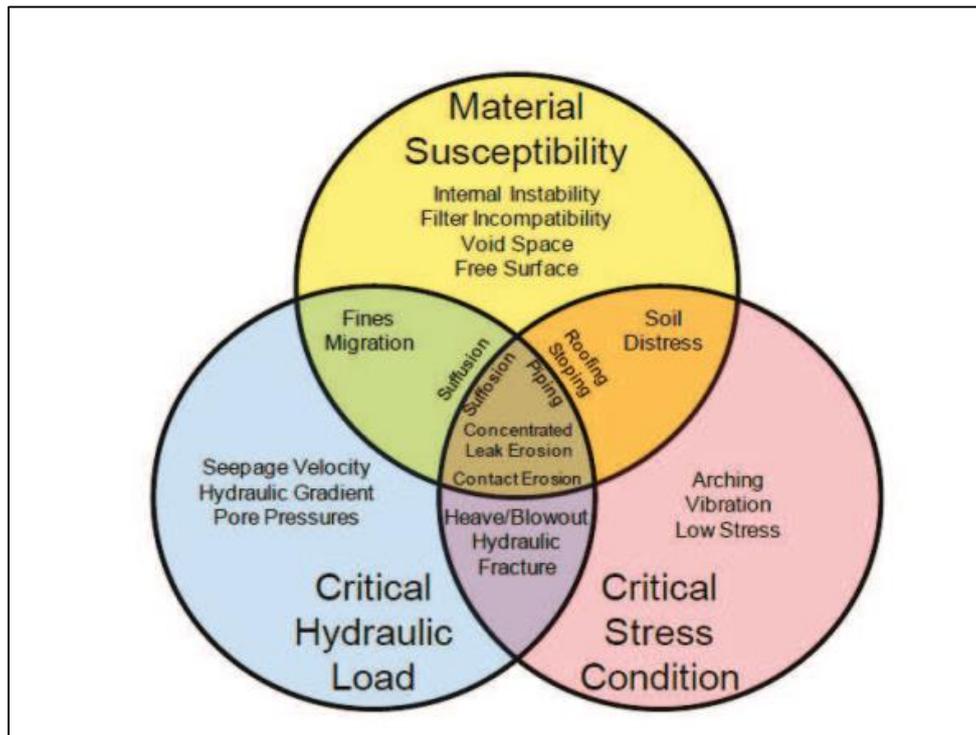


Figure I-1 : Les facteurs principaux de l'initiation de l'érosion interne (adapté de Garner et Fannin, 2010)

Les ruptures et les incidents d'érosion interne dans les barrages en remblais et leurs fondations empruntent les quatre principaux chemins suivants :

- L'érosion interne dans le remblai.
- L'érosion interne associé aux structures annexes, comme les galeries de restitution, les bajoyers de l'évacuateur ou liaison entre un mur de soutènement en béton et le remblai.
- L'érosion interne à travers les fondations.
- L'érosion interne du remblai vers les fondations, comprenant l'écoulement à travers le matériau érodé du remblai vers les fondations, ou l'écoulement en fondation qui érode à l'interface les matériaux du remblai.

I.3 Statistiques de ruptures :

En se basant sur le recensement des incidents de barrages et le registres des barrages de la CIGB (1974, 1983, 1995) Foster et al (1998, 2000) ont analysés les statistiques de rupture des grands barrages en remblais construits entre 1800 et 1986, excluant les barrages au Japon avant 1930 et ceux de Chine (adapté de Foster et al 1998, 2000), le tableau suivant présente la synthèse : (INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS, 2017)

Mécanismes de rupture	Erosion		Glissement	
Mode de rupture	Erosion externe (surverse)	Erosion interne	Instabilité statique	Instabilité sismique
%	48%	46%	4%	2%
%	94%		6%	

Tableau I-1: Statistique des ruptures des barrages en remblais dans le monde

L'érosion interne a été responsable de près de la moitié des ruptures de barrages en remblais où le mode de rupture est connu. Elle cause une proportion de ruptures sensiblement égale à celles d'une surverse, provoquée par le sous-dimensionnement des évacuateurs, la défaillance des vannes ou d'autres dysfonctionnements d'ouvrages de restitution.

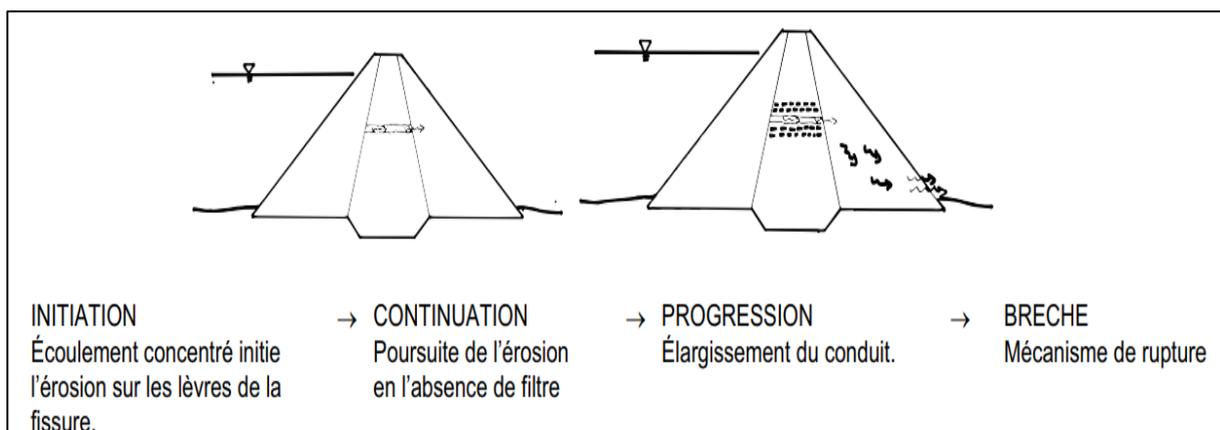
En comparaison les glissements de terrain et les ruptures par tremblement de terre représentant seulement 4% et 1.7% des ruptures des barrages en remblais.

I.4 Le Mécanismes de L'érosion

Le processus de l'érosion interne est généralement divisé en quatre phases:

- 1) l'initiation de l'érosion;
- 2) la poursuite de l'érosion;
- 3) la progression de l'érosion et
- 4) l'initiation d'une brèche(Abdou, 2016).

Ce processus est représenté dans les Figures suivantes (INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS, 2017):



FigureI-2: Erosion interne du remblai vers la fondation déclenchée par l'érosion régressive

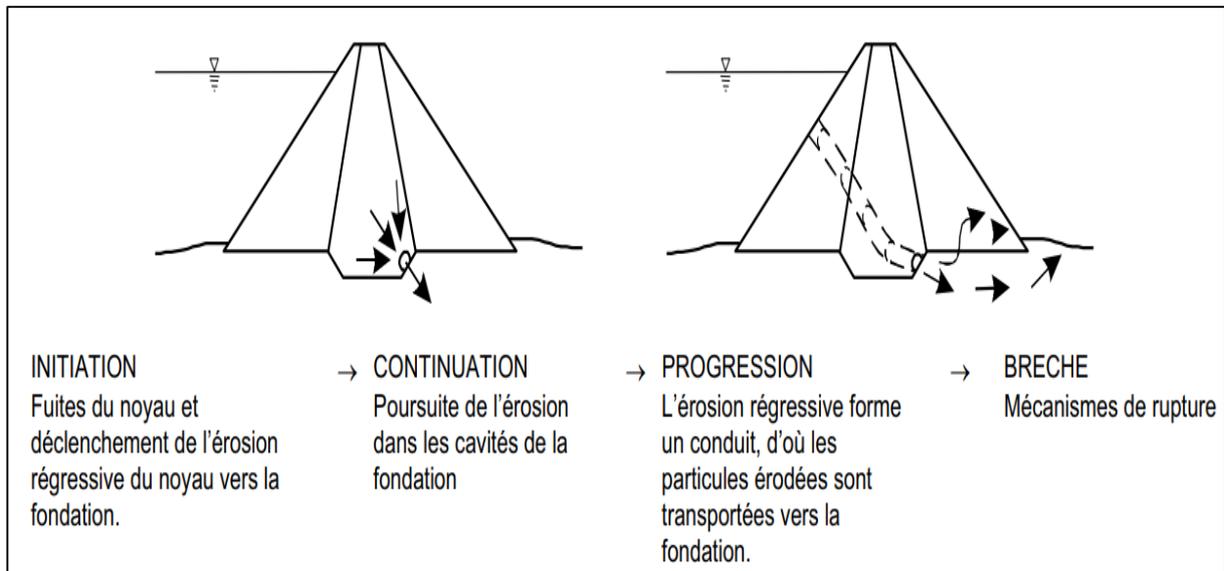


Figure I-3: Erosion interne du remblai déclenchée par l'érosion de conduit

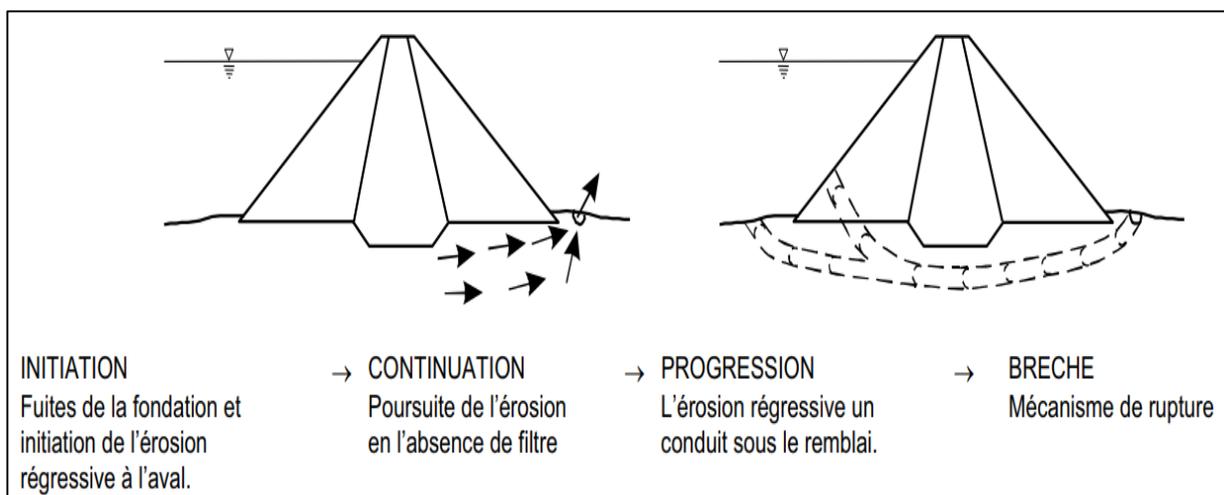


Figure I-4: Erosion interne dans la fondation déclenchée par l'érosion régressive

I.4.1 L'initiation de l'Erosion:

Cette phase représente la première apparition du phénomène d'érosion. Elle se manifeste quand un phénomène de détachement de particules apparaît. Ce phénomène peut à son tour être soutenu, lorsqu'il existe au sein du barrage, par : (ARMELLE & TCHOUMKAM, 2010)

- Une concentration de fuite dans les fissures préexistantes ou causées par dessiccation, par gel ou dégel et/ou par fracturation hydraulique
- Une concentration de fuite dans les voies interconnectées formées par les matériaux grossiers et/ou de faible compaction dans la zone perméable.
- Un détachement des particules du sol en présence d'infiltration dans une surface libre non protégée par des filtres.

➤ Un phénomène de la suffusion: définie comme étant une érosion sélective des particules fines de la matrice de particules grossières.

I.4.2 La continuité de l'érosion :

Cette phase dépend de la présence dans le barrage de filtres et de zones de drainage construits en respectant les critères de construction des filtres. Ce qui n'est pas souvent le cas retrouvé dans les vieux barrages. La présence de ces filtres et de ces drains dans un barrage permet de retenir les particules déplacées pendant la décharge dans la fondation ou le remblai sans toutefois favoriser l'accumulation d'un excès de pression dans les pores (ARMELLE & TCHOUMKAM, 2010), c'est un phénomène qui due grâce au processus d'auto filtration du barrage. Toutefois, leur absence contribuerait à la progression de l'érosion dans le domaine (Foster , Fell, & Spannagle, 2000)

I.4.3 La progression de l'érosion :

Si l'érosion une fois commence, et si elle n'est pas arrêtée par les filtres qui se trouvent dans le corps du barrage elle se progressera à cause de deux conditions la première et hydraulique et la deuxième et mécanique (INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS, 2017)

I.4.3.1 Les conditions de l'érosion :

I.4.3.1.1 Conditions hydraulique :

Pour que l'érosion progresse et les particules peut être transportés, l'écoulement doit avoir suffisamment de vitesse pour fournir une énergie assez suffisante pour l'immigration continue des particules à travers les vides et les fais sortir du barrage. Cela se produit pour les quatre mécanismes suivants :

- Pour l'érosion de conduit, comme le conduit s'élargit la contrainte de cisaillement hydraulique augmente, ainsi que l'érosion progressera à moins que le niveau d'eau de la retenue soit abaissé diminuant ainsi le gradient.
- Pour l'érosion régressive, l'érosion progressera vers l'amont, en fonction du gradient hydraulique à l'intérieur du conduit d'érosion, il existe un gradient critique pour lequel les particules seront détachées et une vitesse d'écoulement critiques pour laquelle les particules du sol seront transportées à travers le conduit d'érosion.
- Pour l'érosion de contact la situation peut être similaire à l'érosion de conduit. l'érosion peut ne pas progresser si les particules fines viennent remplir les vides du sol grossier.

- Pour la suffusion, en considérant que le sol érodé est évacué, la condition hydraulique deviendra d'autant plus efficace pour éroder à fraction fine que la perméabilité augmentera.(INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS, 2017)

N.B :

la progression peut s'arrêter si l'écoulement à travers le conduit d'érosion ou dans les sols affecter par l'érosion de conduit, l'érosion de contact ou par la suffusion est limité par des pertes de charge entre les zones amont et aval, dans ce cas-là on peut atteindre une situation d'équilibre, les forces d'érosion sont ainsi égales ou inférieures aux forces de résistances, concernant l'érosion régressive la progression par les conduites est interrompue si le gradient est plus faible que le gradient critique (INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS, 2017)

I.4.3.2 Les conditions mécaniques :

Pour que l'érosion progresse, l'écoulement à travers le barrage doit continuer du fait que les fissures sont maintenues ouvertes par claquage hydraulique ou du fait que le conduit, ou la cavité, à travers lequel les particules érodées sont transportées ne s'effondrent pas. Les sols plastiques (cohésifs), saturés ou partiellement saturés, peuvent maintenir ouvertes leurs cavités avec des parois se comportant comme un toit ou un mur. En générale, les silts, sables et graves non-plastiques ne « maintiendront pas le toit », celui-ci s'effondre quand les matériaux deviennent saturés. Cependant, les sols partiellement saturés avec une proportion importante de fines non-plastiques peuvent maintenir un toit le long d'une nappe phréatique par exemple, mais le toit qui dans cette situation est maintenu par succion de la pression interstitielle, peut s'effondre lorsque le sol est saturé.

La progression peut également s'interrompre dans le cas où les particules provenant de la zone amont du noyau sont transportées à travers un conduit naissant et obstruent le filtre. Cette action est quelquefois appelée colmatage. Pour qu'il se produise la présence d'un filtre ou une transition à l'aval du noyau est obligatoire pour intercepter les particules érodées. Ce phénomène a été déjà remarqué au barrage de Matahina.(INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS, 2017)

I.4.4 L'initiation d'une brèche :

Cette phase résulte de la circulation des eaux du réservoir (principalement celui en amont). A ce niveau, le processus d'érosion interne est bien avancé. Les eaux qui circulent dans le barrage se sont définies une trajectoire aléatoire,(ARMELLE & TCHOUMKAM,

2010), (la détection et l'intervention ont échoué, la question maintenant si le barrage va rompre par l'un des cinq mécanismes énumérés ci-dessous ou si le processus de l'érosion interne va se stabiliser. Les phénomènes suivants sont énumérés dans l'ordre croissant décroissant d'occurrence :

- Elargissement brutal du conduit (Renard hydraulique).
- Surverse (provoquée par exemple par le tassement de la crête par suffusion et/ou par la formation d'un fontis dû à un conduit dans le remblai).
- Glissement du talus aval.
- Déchaussement du parement aval.
- Liquéfaction statique qui est une forme d'instabilité des talus, comprenant l'augmentation de la pression interstitielle et la rupture soudaine des zones érodées.

I.5 Typologie d'Erosion interne :

Le rapport du comité français des grands barrages (Fry et al. (1997)) ont présentés les six types d'érosion interne: **entraînement**, **érosion régressive**, **la boullance**, **le débouillage**, **la dissolution** et **la défloculation (dispersion)**, auxquels on ajoute **l'ex-solution** décrite par Garner et Sobscowics (2002), ainsi que deux phénomènes de transport (**renard** et **suffusion**) (Fellag, 2016), Shuler et Brauns (1997) ont présenté un schéma des mécanismes d'érosion en fonction notamment de leur localisation (Figure I-5)

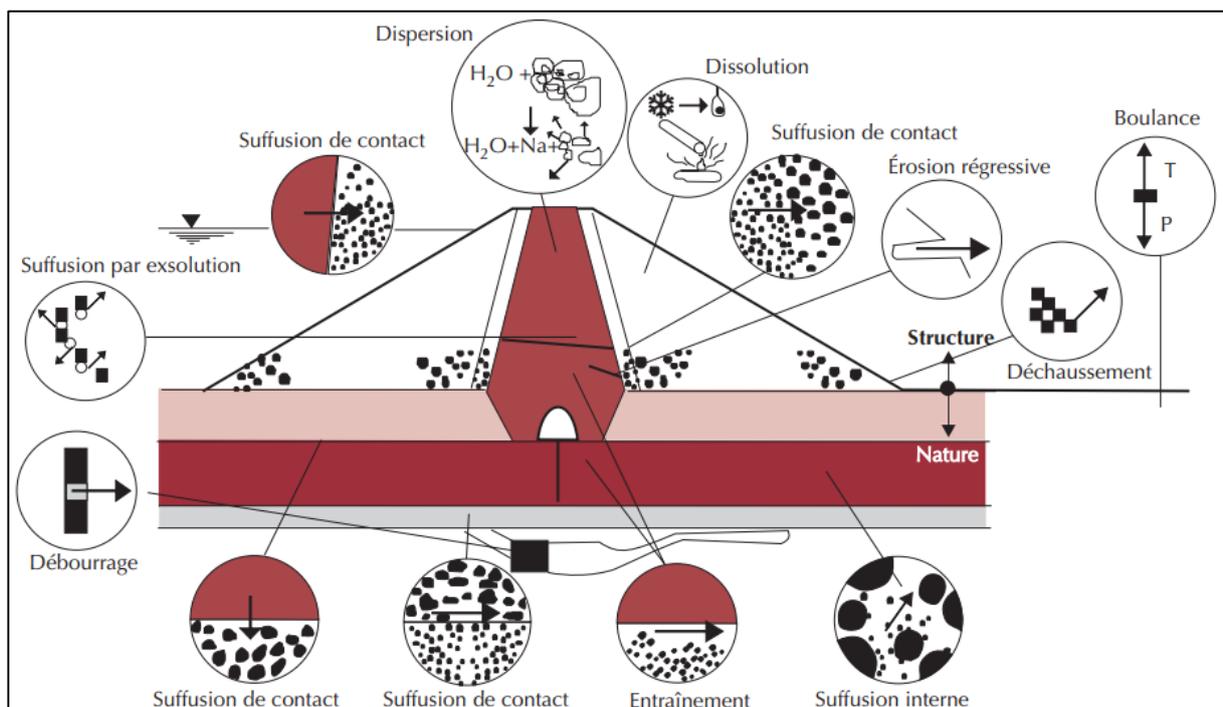
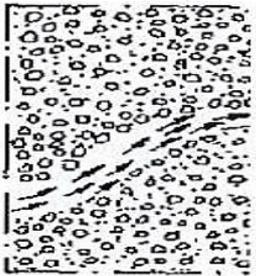
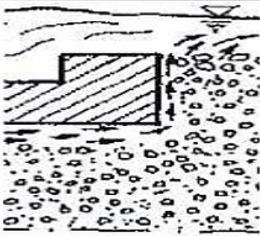
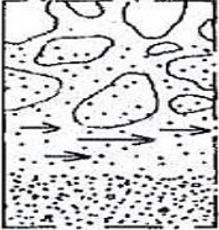
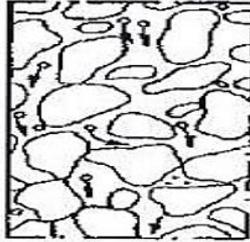


Figure I-5: Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion interne dans un barrage (Adapté de Schuler et Brauns 1996, cité par Blais, 2005)

<p>Erosion interne de conduit ou de fissure</p>		<p>Erosion interne régressive (généralisée ou locale au fond d'un conduit)</p>	
	<p>Entraînement des particules des lèvres de la fissure ou de la surface de la cavité sous l'action de l'écoulement de l'eau</p>		<p>Entraînement des particules sous une surface cohésive ou rigide à l'exutoire de l'écoulement souterrain d'abord à la paroi aval et ensuite au fond du conduit creusé de l'aval vers l'amont</p>
<p>Erosion interne de contact (entre un gravier et un limon)</p>		<p>Suffusion (suffosion) ou instabilité interne d'un sol ou érosion volumique</p>	
	<p>Entraînement des particules d'un sol fin le long de son contact avec un sol grossier par l'écoulement traversant le sol grossier</p>		<p>Entraînement des particules fines libres de se mouvoir à travers les vides des particules grossières d'un sol à granulométrie discontinue</p>

FigureI-6: Représentations schématiques des mécanismes d'érosion retenus après l'atelier d'Aussois (Fell et Fry (2007))

I.5.1 La suffusion :

I.5.1.1 Définitions :

Une des principales causes d'accidents dans les barrages en terre et les structures souterraines est l'érosion interne, parmi Les types connus de cette dernière on trouve la suffusion.

La suffusion est un phénomène complexe qui apparaît comme une combinaison du détachement et du transport des particules plus fines par écoulement d'eau, avec une filtration possible à l'intérieur des vides entre les particules grossières, ce qui modifie la taille des particules, la distribution, la porosité et la conductivité hydraulique du sol. Par conséquent, les propriétés mécaniques du sol peuvent devenir progressivement dégradé et à un certain point les structures terrestres peuvent commencer à souffrir un risque de désordre, comme l'affaissement du sol, les trous de coulée ou les glissements de terrain; La suffusion a donc été largement étudiée en laboratoire au cours des dernières décennies, en particulier l'initiation et développement de la suffusion, le comportement stress-déformation du sol érodé, comme ainsi que l'effet du nivellement du sol, le gradient hydraulique critique, vitesse critique de l'eau interstitielle afin de caractériser le degré de susceptibilité à suffusion. Sur la base des résultats des expériences susmentionnées, et la progression temporelle de la suffusion a également été étudié et lorsque les essais d'érosion ont été répétés, un écart

de conductivité hydraulique a été remarqué. Ce problème a été attribué à la différence d'homogénéité dans le sol reconstitué spécimens. Cependant, un autre aspect, généralement ignoré, est dans le-quelle mesure le stade de saturation peut également influencer sur l'hétérogénéité du sol spécimen avant l'érosion. Les caractéristiques du sol sont très variables dans l'espace. De telles variations spatiales pourraient être introduites par les processus de dépôt ou après le dépôt, y compris la diagenèse ou la formation variante dans l'espace et les zones de cisaillement et les discontinuités (Yang, Yin, Laouafa, & Hicher, 2019)

L'action de suffusion commence par le déplacement de particules fines à l'intérieur de la matrice granulaire. Dans cette situation, certaines particules en mouvement peuvent être piégées après une certaine distance dans les vides formés par un squelette de particules plus grossières ; ce qui conduit à une diminution de la porosité et implicitement de la perméabilité du milieu dans la zone de blocage et à une augmentation de ces mêmes paramètres dans la zone d'entraînement, Des études ont montré que la suffusion peut être un mécanisme d'effondrement des sols à condition qu'ils possèdent une structure apte à cet effet (Abdou, 2016)

- Pour la suffusion y'on a trois types (Balais, 2005)
 1. La suffusion interne ou suffusion volumique se développe au sein d'une masse de sol dont la granulométrie n'assures pas l'auto-filtration, on peut trouver ce type notamment au siens d'arènes granitiques ou dans les emblais morainiques.
 2. La suffusion surfacique ou suffusion de contact se développe à l'interface d'un matériau grossier et d'un matériau fin sous l'action d'un écoulement parallèle ou perpendiculaire à l'interface cette situation est très fréquente dans les fondations fluviales, soit à l'interface de la digue et de la fondation, soit au contact entre un limon et un gravier supposé dans le sol.
 3. La suffusion externe se développe à l'interface d'un matériau et de rivière ou de l'aire libre ou incliné par rapport à l'interface.

(Fellag, 2016) :

Dans la littérature, plusieurs termes sont utilisés pour définir le phénomène d'érosion par suffusion de volume, bien que la définition reste la même : l'arrachement et le transport des particules fines libres à travers la porosité des particules grossières qui constituent le squelette solide.

Pour définir ce phénomène, *Kenney et Lau (1985)*, utilisent le terme suffusion pour décrire les matériaux qui sont instables vis-à-vis de l'érosion. On trouve également le terme instabilité interne (Internal instability) pour décrire la susceptibilité d'un sol vis-à-vis de la suffusion, utilisé entre autres par *Wan et Fell (2004, 2008)*, *Moffat et Fannin (2006)*. Les termes suffusion et soffusion sont utilisés dans la littérature d'une manière parfois interchangeable. Les termes stabilité et instabilité mettent en avant la sensibilité de la structure porale, sans pour autant mentionner son origine, ce qui pourrait conduire à une confusion avec la stabilité globale par glissement par exemple (qui est d'origine mécanique ou hydraulique). *Richard et Reddi (2007)* ont utilisé le terme 'suffusion' pour caractériser le transport de particules fines à travers un squelette grossier stable, et le terme 'soffusion' pour caractériser le transport de fines à travers un squelette grossier instable. D'un autre côté *Moffat et al. (2011)* font la distinction entre la suffusion qui n'entraîne pas la variation de volume de sol et la soffusion qui peut entraîner l'effondrement de la matrice solide. Devant cette complexité des termes utilisés et pour enlever toute confusion sur le terme à utiliser, à l'issue de la rencontre d'*Aussois en 2005*, les différents intervenants ont adopté le terme 'suffusion', pour désigner le processus d'arrachement et de transport des particules fines à travers la structure porale des particules grossières considérées comme immobiles. L'évolution de la suffusion est conditionnée par les caractéristiques de la phase solide (le sol) et de la phase liquide (l'eau), et cette évolution entraîne une modification de l'état et des caractéristiques des deux phases. La complexité de l'étude de l'érosion réside dans la multitude et l'interaction des paramètres dont elle dépend : granulométriques, hydrauliques, minéralogiques et physico-chimiques. (*Wan et Fell(2008)*) ont défini trois conditions nécessaires pour l'initiation de l'érosion dans un massif de sol :

- a. La structure de sol doit être bimodale, où les particules grossières constituent le squelette solide qui reprend les charges mécaniques, et les petites particules, qui remplissent la porosité des particules grossières, peuvent sous l'effet de l'écoulement d'eau être entraînées à travers cette porosité. On note que pour que les particules grossières assurent la fonction de squelette solide, il faut qu'elles soient en contact, d'où la nécessité de définir un seuil maximal de la fraction volumique des petites particules, au-delà duquel les particules grossières deviennent 'flottantes'
- b. La taille des pores formés par les particules grossières et de leurs constriction (pores) d'accès doit être suffisamment grande pour permettre le déplacement des particules fines détachables sous l'effet de l'écoulement d'eau.

c. La vitesse de l'écoulement doit être suffisante pour arracher les petites particules et les transporter à travers la porosité des particules grossières.

Ces trois conditions montrent bien que l'initiation et l'évolution de la suffusion dépendent aussi bien des caractéristiques de sols (notamment sa granulométrie, densité, porosité...) que des caractéristiques de l'écoulement (vitesse d'écoulement, gradient hydraulique...). La première condition permet de distinguer les matériaux érodables (ou suffusibles) en fonction de la composition de matériau et donne naissance à une catégorie de critères d'érosion appelée les critères granulométriques, et la deuxième condition permet de déterminer à partir de quel seuil de la sollicitation hydraulique l'érosion s'initie, et aussi de caractériser l'évolution de cette érosion, ce sont les critères hydrauliques (Fellag, 2016)

I.5.1.2 Critères de la suffusion :

L'action de l'écoulement hydraulique sur les grains est souvent décrite suivant trois approches distinctes : le gradient hydraulique, la vitesse de l'écoulement et la contrainte de cisaillement critique. Les valeurs critiques de ces trois grandeurs peuvent alors être utilisées pour caractériser l'initiation de la suffusion (Abdou, 2016).

I.5.2 La Boulance :

I.5.2.1 Définitions :

Terzaghi (1939) décrit un phénomène appelé "boulance" dans les sols sableux 'pulvérulents'. Celui-ci correspond à la perte de résistance des particules d'un sol soumis à un écoulement vertical ascendant. Cette perte de résistance, décrivant un état de contraintes effectives nulles, est due à la poussée exercée par l'eau, dite aussi force d'écoulement qui pousse le sol vers le haut, et dont l'intensité est proportionnelle à la vitesse d'écoulement, et donc au gradient hydraulique.

(Monnet, 1998) :

Le terme de boulance est consacré pour qualifier la rupture du type analysé par Terzaghi, dans les sols pulvérulents, lorsque le phénomène se place à la surface, à l'émergence de l'écoulement. La boulance est un phénomène d'instabilité générale. Sous l'influence de l'écoulement, le sol se comporterait comme un liquide.

Les lois générales de l'équilibre ne peuvent être violées, et, dans les mêmes circonstances, dans un sol cohérent, il se produira également une rupture. Mais l'expérience montre que ses manifestations sont beaucoup plus anodines : dans cette situation, dans la pratique, on constate que la pression interstitielle est partout identique à la pression totale,

sans autre manifestation immédiate. Il est possible qu'à terme cette situation conduise à une perte de cohésion, mais il n'est pas évident que cela soit toujours le cas.

(Balais, 2005) :

En anglais « piping by heave, fluidization, blow out, bulkerosion », la boullance ou l'annulation de la contrainte par le gradient hydraulique, est l'état d'un volume de sol dans lequel les grains flottent, entourée d'une phase liquide continue, sous l'action d'une pression d'eau qui annule la contrainte effective.

(NGUYEN, 2014) :

La boullance ou l'annulation de la contrainte par le gradient hydraulique est l'état d'un volume de sol dans lequel les grains flottent dans une phase liquide continue sous l'action d'une pression d'eau qui annule la contrainte effective de sol. Ce phénomène se produit de temps en temps à l'aval de l'ouvrage ou juste au pied du talus.

En général, ce phénomène se produit lorsque le gradient hydraulique issu d'un écoulement d'eau est vertical ascendant et produit une force supérieure au poids déjaugé des particules:

$$i \geq i_{critique} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w}$$

Telle que :

i : le gradient hydraulique

$i_{critique}$: le gradient hydraulique critique

γ_{sat} : Le poids volumique saturé du sol

γ_w : Le poids volumique de l'eau

(Fellag, 2016) :

Elle survient quand les contraintes effectives d'un volume de sol sont annulées sous l'effet d'un écoulement vertical ascendant le traversant. Dans cette configuration, les particules de ce sol deviennent flottantes et elles sont facilement transportables par l'écoulement.

(TONG, 2018) :

La boullance se produit lorsque la poussée de l'eau verticale ascendante exerçant sur un volume de sol devient égale à la contrainte effective (poids des grains). Les particules ne sont plus liées entre elles et deviennent plus faciles à déplacer par le fluide circulant et les entraîne.

I.5.2.2 Les conditions de la boullance :

La boullance est un phénomène qui apparaît principalement dans les sols pulvérulents, lorsque le gradient hydraulique dû à un écoulement d'eau est vertical ascendant. Il s'agit d'un phénomène d'instabilité générale. Sous l'influence de l'écoulement, le sol vient à se comporter comme un liquide. En effet, lorsque la pression de l'eau sur le sol est suffisante pour compenser le poids déjaugé des particules, la contrainte effective entre grains s'annule et les particules de sol flottent dans une phase liquide continue. (Pham, 2008)

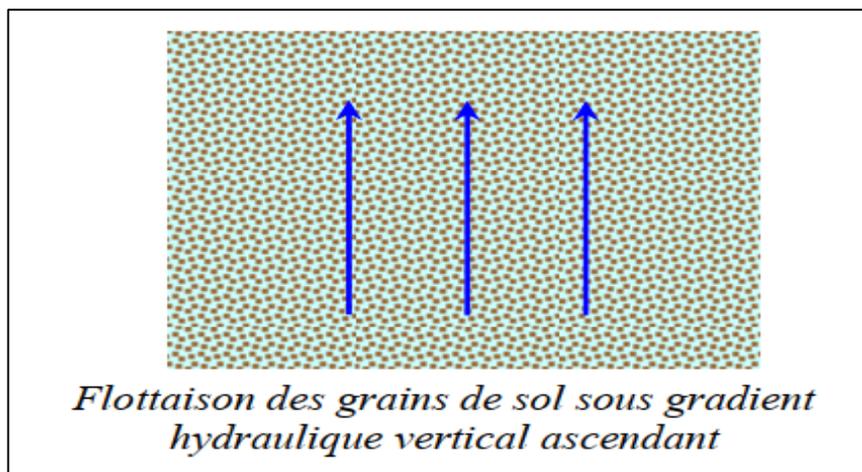


Figure I-7 Phénomène de boullance

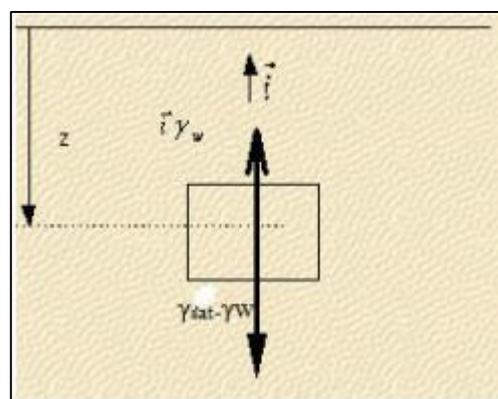


Figure I-8:

phénomène d'érosion adaptée par (PHAM 2008)

I.5.3 Le déboufrage :

I.5.3.1 Définitions

Le déboufrage et le déséquilibre d'un volume de sol sous l'action de la poussée de l'eau que la résistance au cisaillement sur le pourtour du volume ne parvient pas à compenser. C'est le cas lorsqu'une fissure rocheuse ou un conduit Karstique est remplie de matériau argileux et qu'une infiltration de l'eau exerce une pression qui provoque un déplacement du matériau vers l'aval, jusqu'à une cavité ou un élargissement. L'eau s'écoule alors librement et peut provoquer alors un élargissement de la fissure. (Balais, 2005)

(Pham, 2008) :

Le déboufrage correspond à l'arrachement brutal d'un volume de sol déséquilibré par l'action de la poussée de l'eau à l'intérieur d'un massif rocheux. Ce phénomène se produit lorsqu'une fissure ou un conduit karstique est rempli de matériau argileux et que l'arrivée soudaine de l'eau provoque le déplacement de l'ensemble du matériau. Il en résulte l'apparition d'une cavité ou un élargissement ponctuel du conduit.

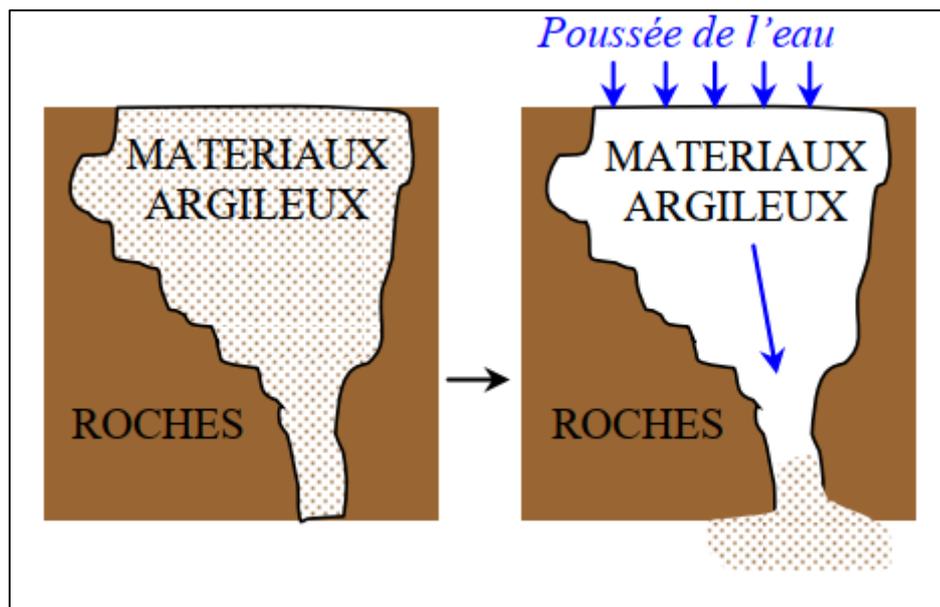


Figure I-9 : phénomène du déboufrage, adaptée par Pham 2008

Ce mécanisme correspond au déplacement massif d'un volume de matériau sous l'effet d'une pression d'eau que la résistance de cisaillement sur le pourtour du volume ne parvient plus à compenser. C'est le cas notamment d'une fissure rocheuse ou d'un conduit karstique rempli par un matériau argileux dans lesquelles une infiltration d'eau peut exercer une

pression considérable pour chasser ce matériau argileux provoquant ainsi un élargissement de la fissure.(Fellag, 2016)

(NGUYEN, 2014) :

Les débourages correspondent à l'entraînement gravitaire ou à l'arrachement brutal d'un volume de sol. Il s'agit de déséquilibre d'un volume de sol sous l'action de la poussée de l'eau que la résistance au cisaillement autour du volume ne parvient plus à compenser. Il se produit lorsqu'une fissure rocheuse ou un conduit karstique est rempli de matériaux argileux et que la force causée par l'eau provoque le déplacement d'ensemble du matériau vers l'aval. Il en résulte que ce phénomène conduit à une cavité ou un élargissement du conduit et l'eau s'écoule librement.

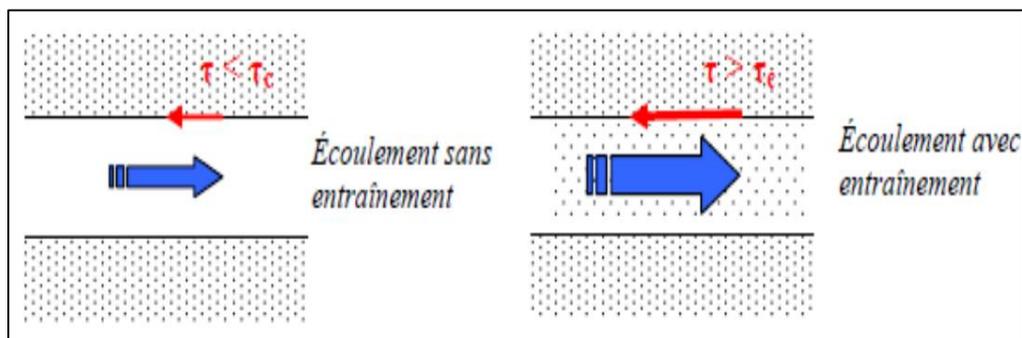
I.5.4 Entraînement :

I.5.4.1 Définitions :

(Balais, 2005) :

En anglais « entrainment, bed-load transport, progressive erosion, seepage erosion, piping » l'entraînement est le détachement des particules, des parois d'une conduite ou d'un canal ou d'une rivière à partir d'une certaine valeur de cisaillement engendré par l'écoulement.

L'entraînement est un phénomène qui commande la vitesse de développement du renard (le débit solide évacué étant fonction du rapport entre la contrainte de cisaillement réelle et la contrainte de cisaillement critique). Le considère comme un critère d'initiation de l'érosion interne revient à admettre l'existence avant érosion d'un chemin de fuites préférentiel dans le sol.



FigureI-10: Phénomène d'entraînement

I.5.5 L'érosion régressive :

I.5.5.1 Définitions :

En anglais : «regressive erosion, backward erosion- piping».

L'érosion régressive concerne tout phénomène d'érosion qui se produit en un point aval et se poursuit en progressant vers l'amont. Le « piping » est une érosion régressive par conduits. En effet, un ou plusieurs conduits se développent depuis l'aval et progressent par érosion des matériaux qui forment l'extrémité amont du chenal.(Abdou, 2016).

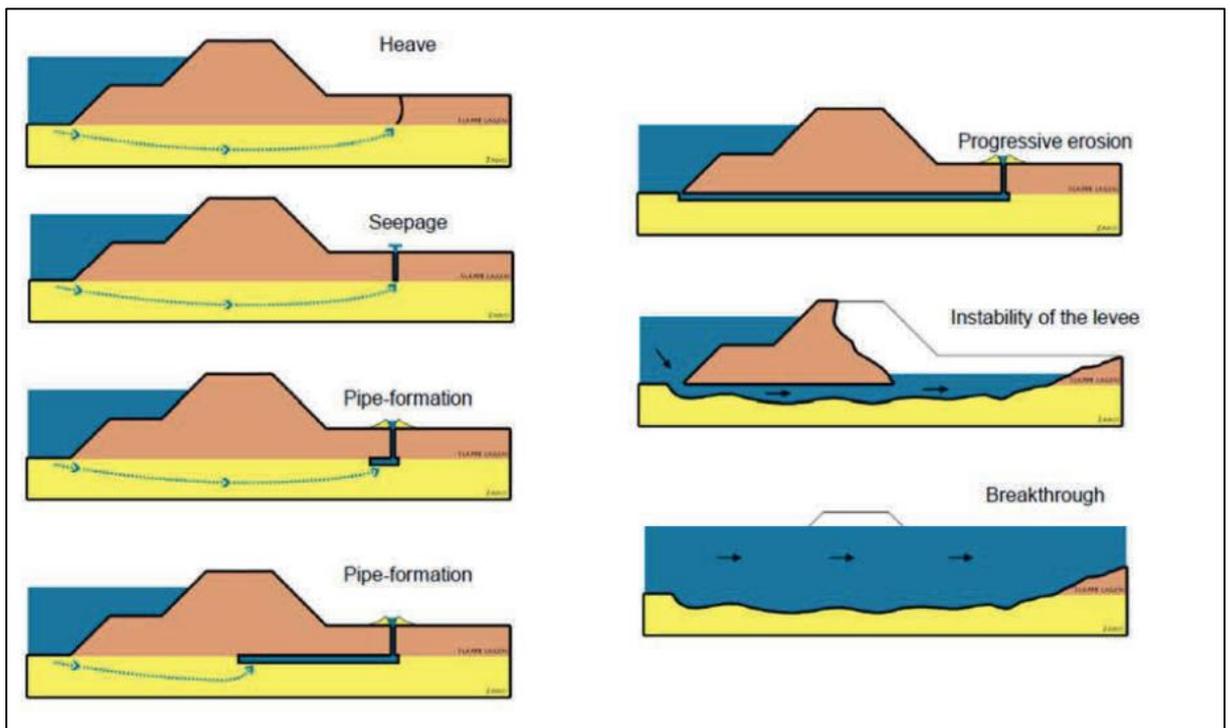


Figure I-11: Schéma d'érosion régressive par conduit de Delft (Sellmeijer et al. 2012)

I.5.5.2 Types d'érosion régressive :

(Balais, 2005) a distingué deux types d'érosion régressive qui sont :

a. le déchaussement :

En anglais: « ravelling, sloughing, sapping, flow-through erosion ». Ce type d'érosion concerne les barrages en remblais. En pied de pente, les forces liées à l'écoulement résurgent provoquent la déstabilisation de matériaux qui forment le squelette du sol. Ces matériaux sont progressivement évacués par l'écoulement, ce qui déstabilise le remblai, dont le glissement fournit de nouveaux matériaux qui sont à leur tour entraînés. Le processus perdure par augmentation des gradients hydrauliques (diminution du chemin hydraulique) et/ou affaiblissement du remblai (augmentation

de sa pente aval).

b. l'érosion régressive par conduits :

En anglais : « piping, wormholes ». Un ou plusieurs conduits se développent depuis l'aval et progressent par érosion des matériaux qui forment l'extrémité amont du chenal.

La Figure suivante présente un des deux types d'érosion régressive nommé érosion par conduit :

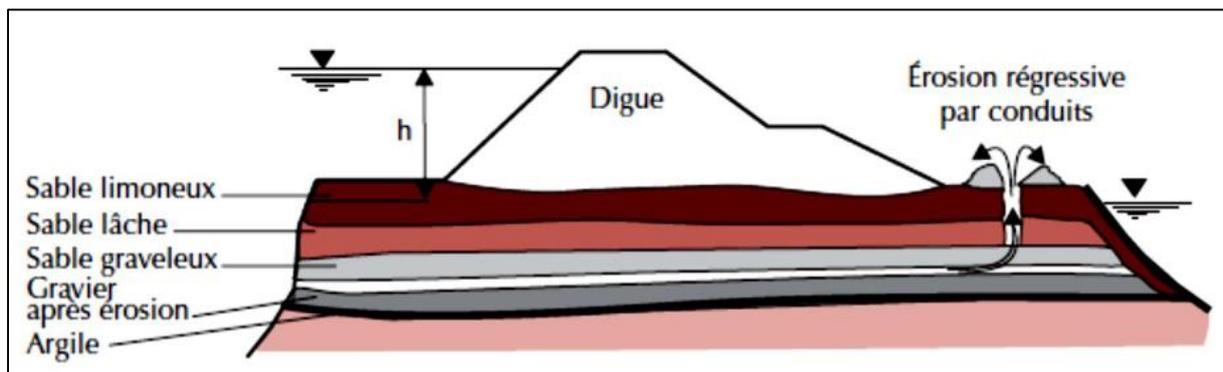


Figure I-12: Mécanisme d'érosion par conduits. (BLAIS, 2005).

(BONELLI et al, 2007) :

Supposons que l'érosion soit initiée, et que les filtres soient inefficaces à stopper le processus : il se forme alors à un moment donné un conduit continu entre l'amont et l'aval (Fig. I-12). La vitesse d'agrandissement de ce conduit dépend du gradient hydraulique et de l'érodabilité du sol donnée par le coefficient d'érosion k_e . Ce conduit s'agrandit jusqu'à une valeur particulière du diamètre provoquant l'effondrement de la couche de sol située au-dessus (le toit). Cet effondrement provoque une brèche, qui va ensuite s'élargir.

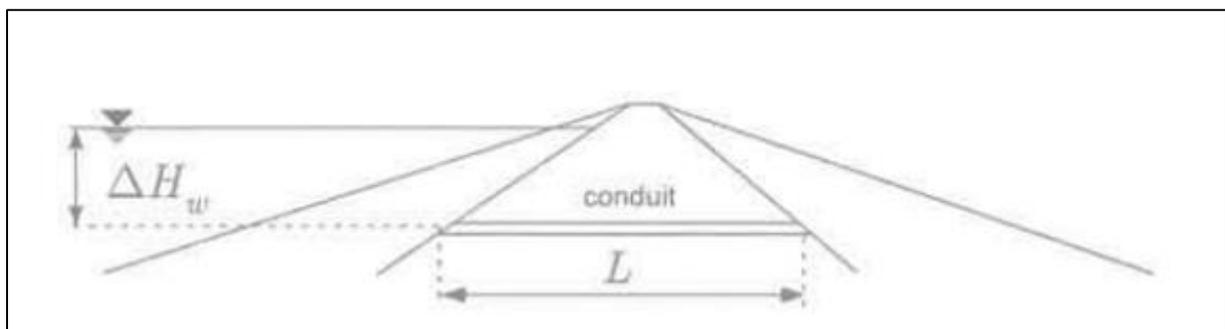


Figure I-13: Schéma de principe de l'érosion de trou dans un ouvrage hydraulique (barrage, digue). (BONELLI et al 2007)

Le temps caractéristique d'érosion peut se réécrire comme suit :

$$t_{er} = \frac{2(\gamma_g/\gamma_w)}{gK_{er}(\Delta H_w/L)}$$

Ce temps est donc fonction de paramètres ayant un sens physique précis : le coefficient d'érosion k_{er} , la densité du sol γ_g , la densité de l'eau γ_w , la différence de niveau hydraulique entre l'amont et l'aval ΔH_w , la longueur du conduit L , et la constante gravitationnelle g .

Nous pouvons alors proposer une expression pour estimer le temps restant avant la brèche. Supposons que l'on connaisse la contrainte critique τ_c et le coefficient d'érosion k_{er} par des essais préliminaires d'érosion au laboratoire. Supposons que l'on connaisse le rayon maximal R_{max} avant effondrement du toit, par une analyse géotechnique préliminaire.

Après initiation par érosion régressive (phénomène encore méconnu), le conduit est formé avec un rayon initial R_0 , qui est inconnu. Nous avons une estimation de la borne inférieure $R_{min} < R_0$ par définition de la contrainte seuil :

$$R_{min} = \frac{2LT_c}{\gamma_w \Delta H_w}$$

Une inspection visuelle peut permettre d'estimer le débit sortant, et donc le rayon R_d au moment de cette inspection. La loi d'échelle conduit alors à l'estimation suivante de Δt_u , temps restant jusqu'à la brèche :

$$\Delta t_u = t_{er} \ln\left(\frac{R_{max} - R_{min}}{R_d - R_{min}}\right)$$

L'application au cas du barrage de Téton donne un ordre de grandeur du temps entre le moment où la fuite a été détectée par un témoin et la brèche. La rupture s'est produite pendant le premier remplissage, le 5 juin 1976. C'est historiquement le plus grand barrage en terre qui a connu une rupture complète.

I.5.5.3 Phénomène et situation :

Selon (INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS, 2017) il existe trois types d'érosion régressive selon leurs situations : L'érosion régressive dans une fondation sableuse, Érosion régressive globale dans les barrages ou les digues et Érosion régressive conduisant au déchaussement du parement aval.

I.5.6 La défloculation (Dispersion) :**I.5.6.1 Définitions :****(ICOLD, 2017) :**

Dispersion (aussi connu sous le nom défloculation) est un phénomène physico-chimique contribuant à l'érosion de conduit.

Les sols dans les particules d'argile se détachent les unes des autres de la structure de sol sans écoulement et sont transportées par suspension sont appelés argile dispersive.

La dispersivité du sol est directement liée à la minéralogie de l'argile. Notamment les sols à fort taux de sodium échangeable tel que la montmorillonite présente, une tendance à être dispersive, alors qu'une Kaolinite et ses dérivés (i.ehalloysite) ne sont pas dispersifs. Les sols à base d'illite ont une tendance modère à la dispersion.

La dispersivité dépend aussi de la constitution chimique de l'eau interstitielle. Une eau à faible concentration en sel aboutit à une plus grande dispersivité tandis qu'à forte concentration elle peut supprimer la dispersion du sol dispersif.

(BELARBI, 2014) :

Les argiles dispersives sont un type particulier de sol dans lequel la fraction d'argile érode en présence d'eau par un processus de défloculation. Cela se produit lorsque les forces inter-particulaires de répulsion sont supérieures à ceux de l'attraction afin que les particules d'argile se détachent et vont en suspension (Forrest, 1980).

Pour les sols non-cohérents, l'érodabilité dépend seulement de la porosité du sol, de la densité et de la viscosité du fluide d'érosion. En revanche, pour les sols cohérents, les problèmes sont plus compliqués, où l'érosion dépend aussi des forces d'attraction entre les particules.

I.5.6.2 Facteurs influençant le phénomène de dispersion :

La dispersion se produit lorsque les pressions de gonflement sont suffisantes pour causer une fracture entre les particules de sol. Dans la plupart des conditions naturelles, cette condition de dispersion est la preuve que le sodium est présent dans le système, mais d'autres facteurs jouent également un rôle tel que la concentration de sel, le pH du sol et la teneur en eau initiale (Holmgren et Flanagan, 1977).

Les facteurs sont regroupés sous deux groupes selon leurs liaisons comme suit :

- a. **Facteurs liés à la structure de sol :** dans ce type on trouve trois liaisons : type de minérale argileux, le pourcentage de sodium et Mode d'empilement des feuillets d'argile.
- b. **Facteur liés aux eaux interstitielles :** dans ce type on trouve deux liaisons : Concentration en sels et le potentiel hydrogène noté PH.

I.5.6.3 Identification des sols dispersifs :

L'identification des argiles dispersives est actuellement exigée avant la construction des ouvrages en terre, et nécessaire pour les structures en terre existantes.

Certains sols argileux naturels disperse (ou déflocule) en présence de l'eau relativement pure et sont donc très sensibles à l'érosion. La tendance à l'érosion d'un sol dispersif dépend de plusieurs variables telles que la minéralogie, la chimie de l'argile, les sels dissous dans l'eau interstitielle du sol et de l'eau d'érosion (Sherard et Decker, 1977). L'identification des argiles dispersives peut commencer par l'observation visuelle in situ du sol; au laboratoire, il faudrait un certain nombre d'essais spécifiques et adéquats. (BELARBI, 2014).

I.5.7 La Dissolution :

I.5.7.1 Définitions :

La dissolution, contrairement aux processus précédents, n'est pas un phénomène d'arrachement mécanique mais chimique (Pham, 2008). En anglais : « *glacial lake out burst floods (GLOFs)*... » La dissolution est la disparition d'une partie des constituants des particules, sous une action chimique ou thermique. D'une nature différente du processus physique d'arrachement, elle peut être une des causes de déclenchement d'érosion interne. Par exemple, les barrages en altitude, dont la terre à noyau est à température proche de 0, risquent d'emprisonner des morceaux de glace lors de la mise en place, dont la fonte laisse des vides dangereux et une densité faible. (Balais, 2005)

I.5.8 L'ex-solution :

I.5.8.1 Définitions :

C'est l'expulsion d'air piégé dans le noyau d'un barrage lors de la mise en eau. En effet, l'air comprimé et partiellement dissout dans l'eau en partie amont est transporté par l'eau vers l'aval du noyau où la pression interstitielle est plus faible. Ce transport génère un colmatage par la désorganisation des 'voûtes' reconstituées par les particules des sols qui induit une diminution locale de la perméabilité et une augmentation nette de la pression interstitielle en

aval du noyau. Cette explication a été fournie par *St Arnaud (1995)* lorsqu'il a observé une augmentation de la piézométrie dans la partie aval des noyaux de barrages canadiens (Fellag, 2016). Dans le cadre d'un programme de recherche de l'Association canadienne des barrages sur « les instabilités internes et le phénomène de renard dans les barrages en cours de vieillissement » une expérience de Garner et Sobkowicz (2002) semble montrer que l'ex-solution peut provoquer la suffusion. Les contraintes capillaires des bulles d'air en formation et en mouvement pouvant désorganiser les voûtes qui colmatent l'interface avec le filtre. (Balais, 2005)

I.5.9 Le Renard hydraulique :

I.5.9.1 Définition :

L'érosion interne et le renard hydraulique sont parmi les premières causes d'incidents sur les digues et les barrages en terre, et sont encore actuellement des phénomènes mal connus. Le renard hydraulique se traduit par la formation d'un cheminement préférentiel d'écoulement le long duquel sont répartis un certain nombre de points faibles. S'il n'existe pas de zones stables, qui limitent l'écoulement, le phénomène évolue rapidement de l'aval vers l'amont et arrache les matériaux jusqu'à la formation d'un conduit continu. Comme le chemin hydraulique devient de plus en plus court entre l'amont et l'aval, la vitesse d'écoulement augmente et le processus s'accélère jusqu'à la création d'une brèche dans l'ouvrage. (REIFFSTECK et al, 2006)

I.6 Conclusion :

Les diverses conditions de déclenchement de l'érosion interne peuvent se combiner entre elles dans un incident et être difficilement distinguées. Mais elles ne sont pas suffisantes pour entraîner la rupture, il faut aussi que les conditions du transport des particules soient assurées, pour que l'érosion soit entretenue.

CHAPITRE II
TRAVAUX ANTERIEURS SUR
L'EROSION

II.1 Introduction :

L'érosion est parmi les plus grands problèmes dans les ouvrages en terre et les fondations non rocheuses, à cause de ça plusieurs essais ont été faits dans le domaine pour essayer d'avoir une solution adéquate, dans ce qui suit on va essayer de présenter la majorité des essais réalisés et leurs résultats.

II.2 Critères d'érosion interne :

Au cours des années précédentes plusieurs études expérimentales ont été réalisées afin de pouvoir caractériser le phénomène d'érosion interne. Pour cela plusieurs dispositifs expérimentaux de différentes tailles ont été développés, dans lesquelles plusieurs types de matériaux ont été testés. Dans ceux qui précèdent en étudiant l'influence des différentes caractéristiques sur l'érosion interne y compris la granulométrie, des sollicitations hydrauliques ainsi que de la teneur en particules argileuses, telle qu'on peut les subdiviser en deux types de critères le premier c'est la granulométrique et le deuxième c'est l'hydraulique. Dans ce qui suit, on présente les résultats les plus importants sur ces deux types.

II.2.1 Critères granulométrique :

A. United States Army Corps of Engineers (1953) :

Maouxin en 2008 a cité dans sa thèse de doctorat l'essai fait par L'USACE, ce dernier a été réalisé afin d'étudier la possibilité d'utiliser un mélange de sable et de gravier en béton comme filtre, au lieu d'un système à double couche des mêmes matériaux. Quatre mélanges sables-graviers ont été testés pour déterminer la combinaison la plus appropriée, tout en respectant les conditions de stabilité interne et de perméabilité, ce dernier consiste à placer les matériaux d'une façon homogène et placé dans un perméamètre de 5 in (12.7 cm), l'essai réalisé a été soumis à une charge constante sous un écoulement descendant dans une seule direction (unidirectionnel). Le gradient hydraulique a été augmenté graduellement (par palier) de 0.5 jusqu'à 16. Pour accélérer la perte des particules fines lors de l'essai l'application des vibrations sur le dispositif était indispensable. La classification des matériaux testés est basée sur la comparaison de la distribution granulométrique des matériaux avant et après les essais. Les résultats ont indiqué que les matériaux A (50 % de sable + 50 % de gravier) et D (30 % de sable + 70 % de gravier) étaient intrinsèquement instables et impropres à l'emploi comme matériau filtrant. Les matériaux B (70 % de sable + 30 % de gravier) et C (90 % de sable + 10 % de gravier) étaient intrinsèquement stables. Le matériau B

a été déclaré meilleur matériau filtrant puisqu'il avait une perméabilité plus appropriée que le matériau C.

B. (Istomina, 1957) :

La méthode proposée par *Istomina* consiste à évaluer l'instabilité interne par l'utilisation du coefficient d'uniformité :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Ce dernier caractérise la répartition en taille des éléments qui composent un sol donné. Le coefficient d'uniformité est considéré comme une valeur caractéristique des courbes de distribution granulométrique. La classification ainsi obtenue est synthétisée dans le tableau II-1

C_u	Classification de stabilité interne
$C_u < 10$	Stable
$10 < C_u < 20$	Matériau de transition
$C_u > 20$	Instable

Tableau II-1: Classification de stabilité interne selon *Istomina* (1957)

C. (Lubochkov, 1969) :

A constaté que la probabilité du mouvement des particules dépend dans une large mesure de la forme de la courbe de distribution de la taille des grains et que, par conséquent, tous les matériaux ayant des coefficients d'uniformité supérieurs à 20 ne sont pas sensibles à l'instabilité interne. Il a conçu une méthode analytique basée sur l'hypothèse qu'une couche n'est pas sensible à la suffusion si la pente de la courbe de distribution de taille de grain est égale à, ou plus petite que une limite donnée dans chaque intervalle de diamètre. Une forme mathématique simplifiée de cette condition peut être écrite comme suit (Molenkamp et al, 1979)

$$\frac{1}{X^{0.6}} * \frac{W(X_d) - W(d)}{W(d) - w(\frac{D}{X})} < 1$$

Où :

d : tout diamètre de grain sur la courbe de classement

W(x) : pourcentage de poids passant le tamis avec le calibre de grain x

X : coefficient associé au facteur de sécurité, indiqué dans le tableau suivant

Facteur de sécurité	X
1.0	10
1.5	5
2.3	2.5

Tableau II-2: facteur de sécurité et X (after Kovacs, 1981)

D. (Kezdi, 1979) et (Sherard, 1979) :

La méthode proposée par Kezdi en 1979 consiste à évaluer la susceptibilité à l'érosion interne des matériaux qui consiste à diviser leurs courbes granulométriques en deux parties, une partie grossière (dont la taille des particules est notée D') et une partie fine (dont la taille des particules est notée d'), en un diamètre arbitraire (point S_0 sur la *Figure I-3*), et de vérifier la capacité des particules grossières de retenir ou pas les particules fines sous l'effet d'un écoulement. De là le matériau est dit stable si la granulométrie des deux parties satisfait le critère élaboré par Terzaghi en 1939 pour caractériser les filtres : $\frac{D'_{15}}{d'_{85}} \leq 4$ et inversement. Sachant que dans ce critère, le paramètre D'_{15} est le diamètre correspondant à 15% de passant sur la courbe granulométrique de la partie des particules grossières. Et le paramètre d'_{85} est le diamètre correspondant à 85% de passant sur la courbe granulométrique de la partie des particules fines.

(Sherard, 1979) a signalé que les matériaux avec des courbes granulométriques étalées sont plus favorables à l'érosion. Il a suggéré une valeur limite pour le rapport de filtre.

$$\frac{D'_{15}}{d'_{85}} \approx 4 \text{ à } 5$$

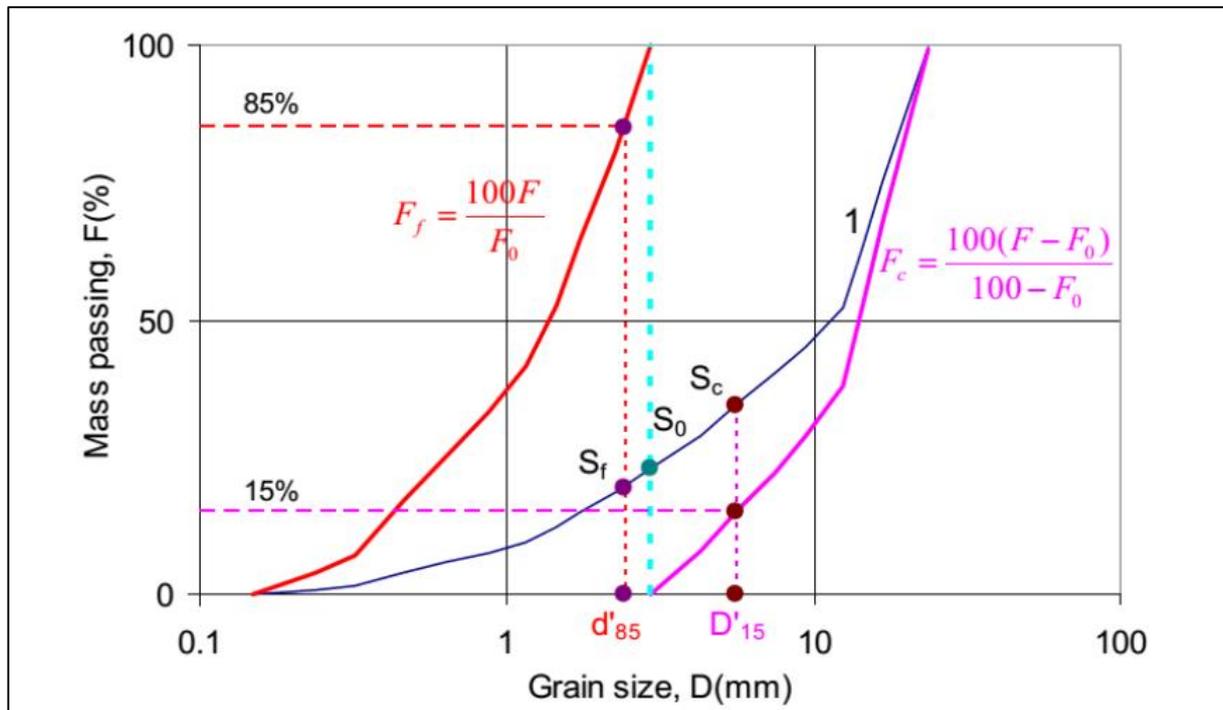


Figure II-1 : Représentation des paramètres utilisés dans la méthode de Kezdi (1979)

La même approche précédente a été proposée et confirmé par d'autres personnes comme De Mello (1975), Kenney et Lau (1985), (1986), Lowe (1988) et Honjo (1996).

E. (Kovacs, 1981) :

Kovacs en 1981 a donné une modélisation du milieu poreux des sols par un ensemble des tubes capillaires, dans lesquelles le diamètre des pores est calculé par l'expression :

$$d_0 = 4 * \frac{n_c D_h^c}{1 - n_c \alpha_D}$$

Telle que :

α_D : est un coefficient de forme, qui vaut 6 pour les particules sphériques et 7 à 9 pour les particules angulaires.

n_c : est la porosité de la fraction grossière, calculée par l'expression suivante :

$$n_c = n + F_n(1 - n)$$

Où n est la porosité du sol et F_n c'est le pourcentage de particules fines.

D_h^c : est le diamètre effectif de la fraction grossière, donné par l'expression suivante :

$$D_h^c = \frac{1}{\sum \frac{\Delta F_i^c}{D_i^c}}$$

Où D_i^c est le diamètre moyen dans l'intervalle i de la courbe granulométrique de la fraction grossière, et F_i^c est le pourcentage correspondant.

Pour la fraction fine, le diamètre caractéristique correspond à d_{85}^f . De là Kovacs en 1981 a comparé le diamètre d_0 au diamètre des fines d_{85}^f , et a donné le critère suivant :

- ❖ Si $d_0 < d_{85}^f$ ou d'une autre façon $4 * \frac{n_c}{1-n_c} \frac{D_h^c}{\alpha_D} < d_{85}^f$ le matériau est instable (érodable) et inversement.

N.B : puisque ce critère n'est pas été validé par des expériences au laboratoire, il n'est pas vraiment utiliser par rapport aux autres critères dans les travaux postérieurs.

F. Kenney et Lau (1985 et 1986) :

Sur la base des travaux de l'*USACE (1953)* Kenney et Lau ont proposé un nouveau critère fondé sur l'interprétation des observations expérimentales. Les résultats ont été appliqués sur une vingtaine de matériaux. Les courbes granulométriques des matériaux testés sont regroupées sur la *Figure I-15*. Le sol a été reconstitué par compactage dans une cellule cylindrique, Deux dispositifs d'essais sont utilisés, avec les dimensions de 245 mm de diamètre et 450 mm de hauteur pour le premier, et 580 mm de diamètre et 860 mm de hauteur pour le deuxième, un schéma représentatifs des deux dispositifs est montré sur la *Figure I-16*. Une faible pression de surcharge de 10 kPa a été appliquée, avec un débit d'infiltration descendant à un gradient non spécifié avec un nombre de *Reynolds* est supérieur à 10 ($Re > 10$). Des vibrations légères, sous la forme de 11 tapotements manuels, ont été imposées tout au long de l'essai pour accentuer la perte des particules fines. Une fois l'essai terminé, le matériau dans les cellules est récupéré par tranches pour faire des analyses granulométriques comparatives à la granulométrie initiale de chaque matériau. Le changement

dans la distribution de la taille des grains avant et après les essais a été utilisé pour déterminer si l'instabilité interne a eu lieu.

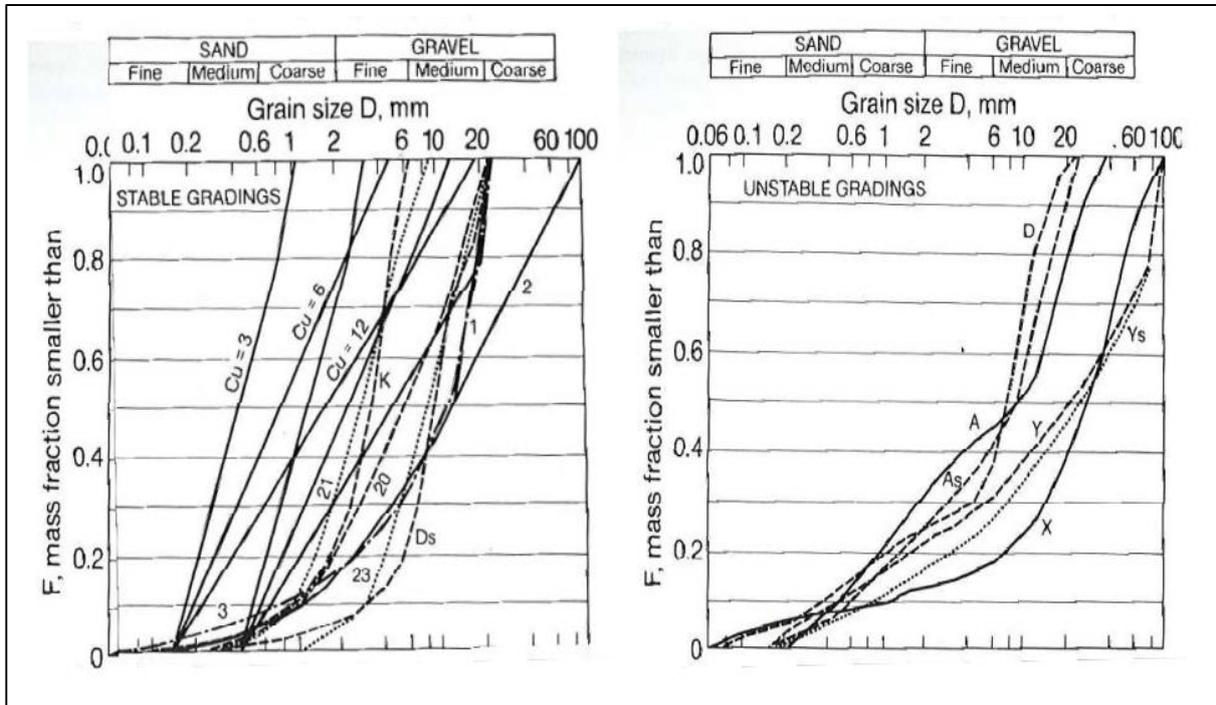


Figure II-2: Courbes granulométriques des matériaux utilisés par Kenney et Lau (1985)

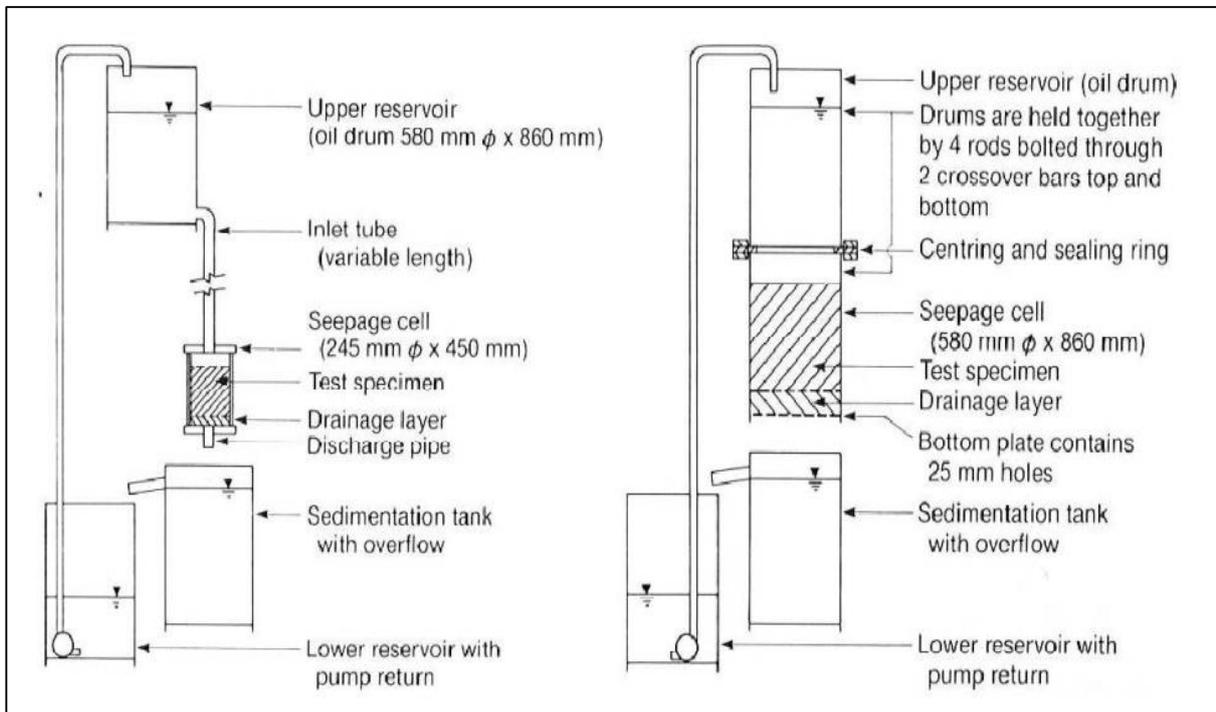


Figure II-3: dispositifs expérimentaux utilisés par Kenney et Lau (1985)

Sur la base de l'évolution de la granulométrie des couches intermédiaires des matériaux récupérés par rapport à l'état initial d'un côté, et dans l'autre coté sur les travaux de *Loebotsjkov (1969)* sur la dérivation d'une expression décrivant la densité d'un sol modèle constitué de fractions de particules de taille identique, *Kenney et Lau (1985)* ont proposé un critère de classification des matériaux testés vis-à-vis de la suffusion. L'idée est de comparer la quantité des matériaux dont la taille est inférieure à diamètre D , qu'on note F , et celle des matériaux dont la taille est comprise entre D et $4D$, qu'on note H ($H = F_{4D} - F_D$). Ce calcul doit se faire en faisant varier D sur les 20% de passant pour les granulométries étalées et sur les 30% de passant pour granulométries serrées. Les courbes obtenues sont regroupées 16 sur la *Figure I-17*. En 1985, *Kenny et Lau* ont défini l'indice de stabilité comme le rapport de H/F , et ont proposé le critère $H/F \geq 1,3$ pour les matériaux stables, après discussion des résultats proposés en 1986, cette limite a été abaissée à 1. En fait, si la quantité de matériaux dont la taille entre D et $4D$ est supérieure à celle du matériau dont la taille est inférieure à D , alors le matériau est dit stable et inversement. Ce qui veut dire aussi qu'une particule de taille D ne peut passer qu'à travers de pores constitués par des particules dont la taille minimale est de $4D$, ce qui va dans les sens des critères de *Kezdi (1979)* et de *Sherard (1979)*.

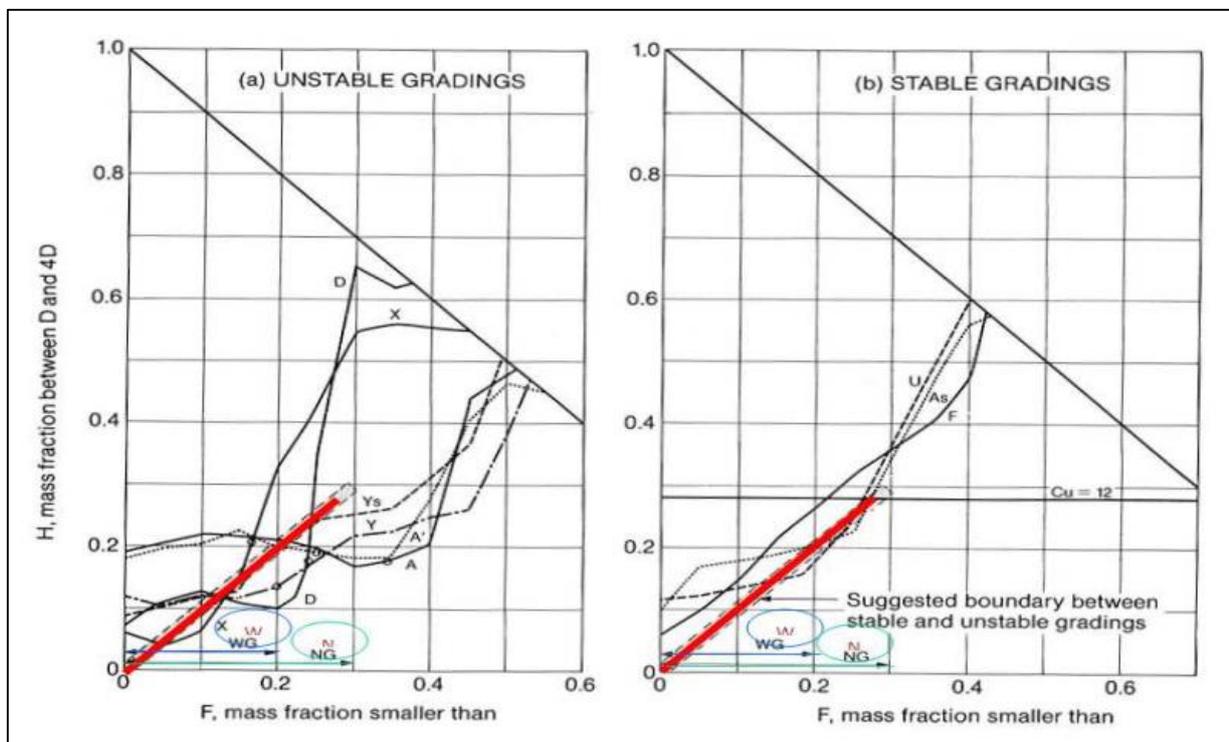


Figure II-4: Critère d'érosion selon Kenney et Lau (1985), modifié en 1986

G. Lafleur et al (1989) :

Lafleur et al (1989) ont utilisé la courbe de distribution granulométrique pour mettre en place des classifications des matériaux vis-à-vis de leurs stabilité interne, les différentes formes des courbes granulométriques obtenus sont représentées sur la figure I-18 Les matériaux avec des courbes granulométriques ayant une forme linéaire en totalité ou en partie (courbes 1 et 2) sont classés comme stables. Par contre Les matériaux avec des courbes granulométriques discontinues (courbe 3) ou étalées (courbe 4) sont classés comme instables vis-à-vis de l'érosion. Bien que cette classification soit qualitative, elle permet de donner une première appréciation de comportement des matériaux en fonction des granulométries qui y sont associées.

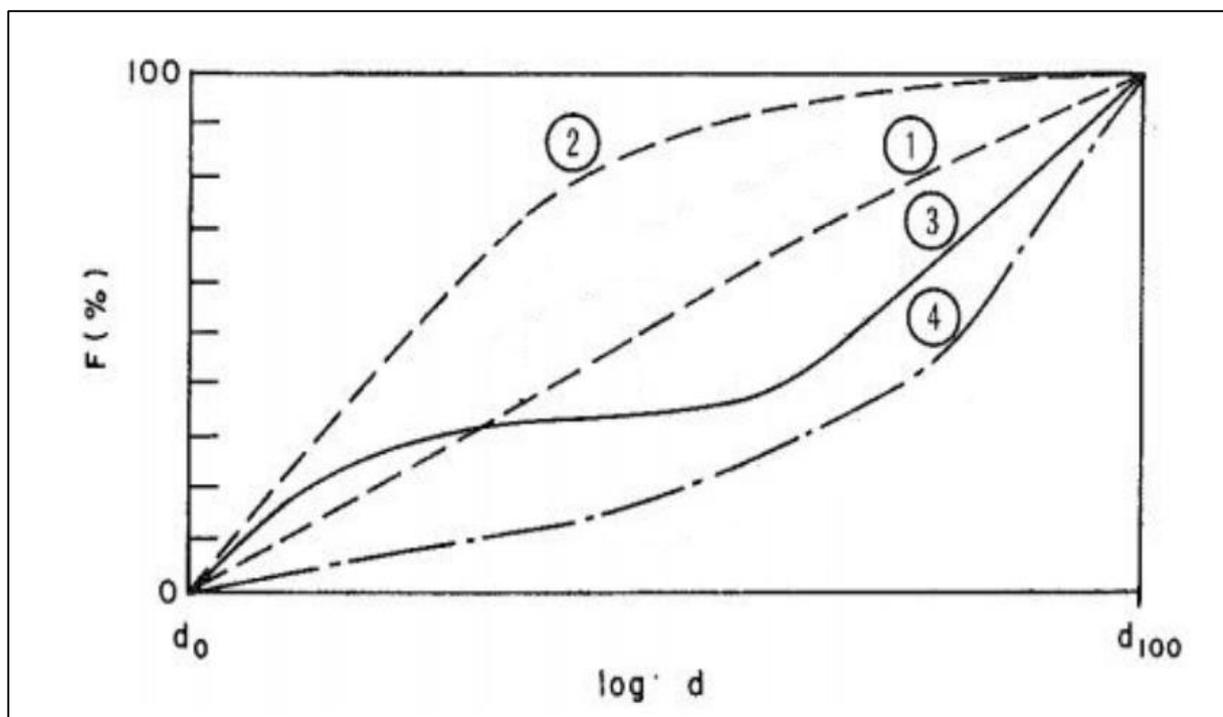


Figure II-5 Courbes granulométriques analysées par Lafleur (1989)

H. (Burenkova, 1993)

Burenkova (1993) a réalisé une étude sur 22 matériaux de granulométries différentes, dont le D_{max} est de 100 mm et avec un C_u allant jusqu'à 200. Les courbes des matériaux sont divisées arbitrairement en une série de tranches classées des particules les plus grossières aux particules les plus fines. Le principe de classification des matériaux testés vis-à-vis de la suffusion consiste à vérifier l'évolution du volume des matériaux reconstitués. Pour ce faire, les grosses particules sont introduites dans un récipient et on mesure le volume, les autres tranches de particules sont ensuite ajoutées en allant des plus grossières aux plus fines tout en

mesurant le volume de l'ensemble à chaque ajout. Si le volume de l'échantillon augmente avec l'ajout de la tranche de particules alors ces particules ajoutées font partie du squelette grossier de sol, et au contraire, si le volume n'augmente pas, ces particules ajoutées feront partie des particules fines érodables.

En se basant sur les diamètres D_{15} , D_{60} , et D_{90} qui désignent les diamètres correspondant au passage de 15%, 60% et 90% respectivement, *Burenkova* définit deux ratios pour décrire l'hétérogénéité des sols étudiés appelés "facteurs conditionnels d'uniformité" :

$$h' = D_{90}/D_{60}$$

$$h'' = D_{90}/D_{15}$$

Le paramètre h' caractérise la capacité de filtre de matériau testé, et le paramètre h'' caractérise la pente de la partie grossière de ce même matériau.

En représentant les points sur une échelle semi-logarithmique sur la *Figure I-19*, *Burenkova* définit 4 zones en fonction de l'érodabilité des matériaux, les zones I et III correspondent aux matériaux suffusifs, la zone II correspond aux matériaux non suffusifs et la zone IV correspond seulement à des matériaux qualifiés d'« artificiels ».

La zone des matériaux non suffusifs (II) est délimitée par l'inégalité suivante :

$$0.76 \log h' + 1 < h' < 1.86 \log h'' + 1$$

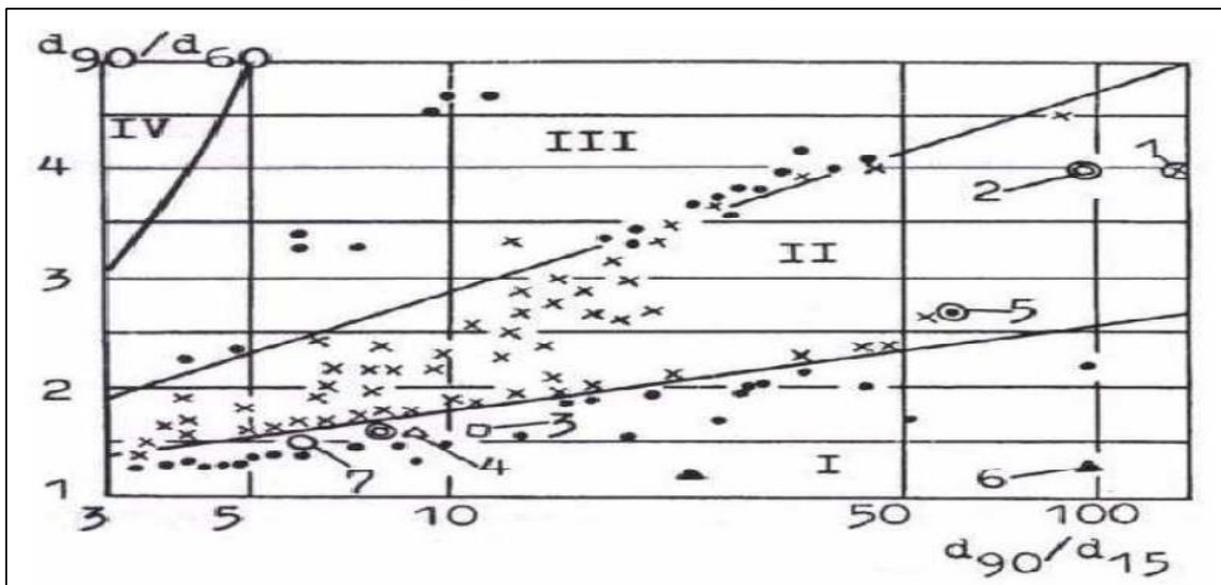


Figure II-6: Critère d'érosion de Burenkova(1993)

I. Chapuis (1992, 1996, 2006) :

Chapuis en 1992 a comparé les critères de Kezdi et ceux de Kenney et Lau et a démontré que les deux méthodes pouvaient être exprimées comme des critères de pente simples mais très semblables. La pente de la courbe de gradation en tout point peut être estimée par la pente de la ligne sécante. La pente sécante de la courbe de distribution granulométrique indique la probabilité d'instabilité interne. Par conséquent, le critère de Kezdi est équivalent à ce qui suit : si un sol a dans sa courbe de gradation une pente inférieure à : $\frac{0.15}{\log(4)}$ par cycle, il sera incapable de stabiliser ses propres particules plus finement que la taille du grain à laquelle une telle pente se produit.

De même, la méthode Kenney et Lau est équivalente à ce qui suit : à une taille de particule D_y ($y/20$), la pente par cycle de la courbe de gradation doit être supérieure à $y/\log(4)$ pour avoir une stabilité interne. Deux exemples sont présentés dans un article ultérieur (Chapuis et Tournier, 2006).

Après l'application d'un écoulement vers le bas sur trois échantillons de courbes granulométriques différentes, Chapuis et al ont remarqué que les matériaux avec des courbes granulométriques linéaires ou faiblement concaves les courbes 3 et 1 respectivement sur la Figure I-20 sont stables à l'érosion la sensibilité des matériaux augmente en augmentant la concavité des courbes granulométriques de ces matériaux de la Courbe 2 de la Figure II-7. Ces résultats sont proches de ceux obtenus par *Laflaur et al. (1989)*

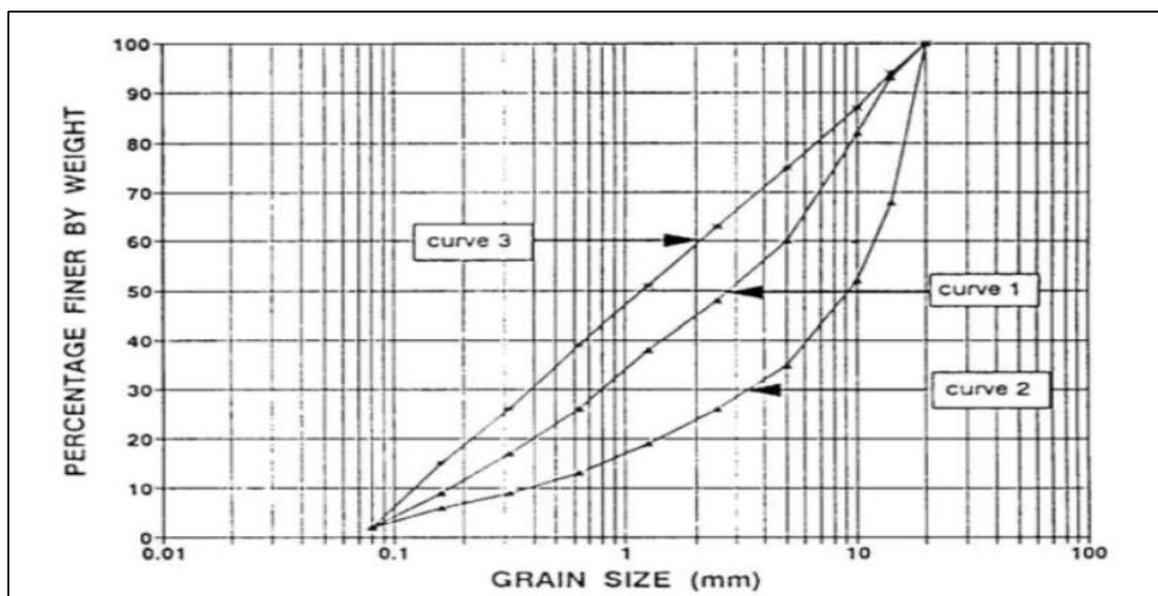


Figure II-7: Courbes granulométriques des matériaux testés par Chapuis (1996)

J. Honjo et al. (1996) :

Honjo et al. En 1996 ont réalisé des tests sur des sols (principalement des sables), à faible teneur dans lesquelles la fraction moyenne sableuse était absente, l'essai a été réalisé dans des éprouvettes ayant un diamètre 150 mm ou 30 mm et une longueur de 100 mm, ces éprouvettes étaient supportées par un filtre métallique, Un léger supplément de 0,9 kPa a été appliqué à l'échantillon, ainsi un écoulement unidirectionnelle descendant avec un léger tapotement pour faire vibrer l'échantillon. L'instabilité interne a été déterminée par la mesure de la perte des particules les plus fines, ils ont constaté que La perte des particules plus fines augmentait avec l'augmentation du rapport de l'écart, qui était défini comme le rapport de la taille supérieure et inférieure des particules de limite de l'écart.

A la fin ils ont conclu qu'un rapport d'écart de 4 peut être considéré comme une limite supérieure pour la stabilité du sol de base nivelé par écart quelle que soit la quantité des particules fines présentes dans le sol

K. (Lui, 2005) et (Mao, 2005) :

La méthode proposée par Lui en 1963 est une évaluation de la stabilité interne des sols sans cohésion et décrite plus tard par lui-même en 2005. Cette méthode consiste à diviser le sol en deux composant, une fraction plus fine et une fraction plus grossière. Le sol est considéré comme étant stable si les vides formés par les particules les plus grossières sont occupées par les particules fines.

Par conséquent, la tenue en compte d'un point de division sur la courbe de gradation, la fraction plus fine en masse P (%) est utilisée pour évaluer la stabilité interne d'un sol. Sur la base d'une combinaison d'analyses théoriques et de résultats expérimentaux, le critère suivant a été proposé :

$P < 25$: Instabilité interne

$P = 25 \sim 35$: État de transition

$P > 35$: Stabilité interne

Le point de division entre la fraction plus fine et la fraction plus grossière est déterminé en fonction du type de sol. Pour les sols présentant un écart, $P =$ masse passante à l'emplacement de l'écart (%). Pour les sols présentant un écart, $P =$ masse passante (%) au diamètre de la division :

$$d_f = \sqrt{d_{70}d_{10}}$$

Une méthode similaire a été proposée par Mao en 1981 et décrite plus en détail par lui-même (2005). Encore une fois, la fraction plus fine p_f (%) est également utilisée pour évaluer la stabilité interne d'un sol de porosité (n). Le critère a été suggéré comme suit :

$$P_f < 100 \frac{1}{4-(1-n)} : \text{Instabilité interne}$$

$$P_f \geq 100 \frac{1}{4-(1-n)} : \text{Stabilité interne}$$

Pour les sols présentant des écarts, p_f = masse passante à l'emplacement de l'écart (%). Pour les sols présentant des écarts continus, p_f = masse passante (%) au diamètre de la division

$$d_f = \sqrt{d_{85}d_{15}}$$

Ces deux méthodes ont été largement utilisées dans la conception des digues et des écluses en Chine et sont acceptées dans deux normes techniques : « Design specification for sluice (SL265-2001) » et « Code of geological investigation for levee project (SL188-2005) ».

L. (wan & Fell, 2004) :

Wan et Fell (2004a, 2004b) ont étudié la stabilité interne des mélanges argile-limon-sable-gravier et limon-sable-gravier. Au total, 14 sols ont été reconstitués par compactage dans une cellule cylindrique, donnant un échantillon de 300 mm de diamètre et 300 mm de longueur. Le spécimen était soutenu par une couche de drainage constituée d'agrégats de 20 mm de taille simple. L'agrégat simple de 25 mm sur le dessus du spécimen a pour but de briser le flux entrant de manière à assurer une pression d'eau plus uniforme sur la surface supérieure du spécimen de sol. Un écoulement unidirectionnel descendant a été imposé, à un gradient hydraulique de 10 à 18 dans l'ensemble de l'échantillon. Aucune vibration n'a été appliquée à l'échantillon. Au cours de l'essai, la couleur de l'écoulement a été observée de façon continue afin de noter les signes d'érosion des particules fines. Le changement dans la distribution de la taille des grains avant et après les essais a été utilisé pour déterminer si l'instabilité interne a eu lieu.

Ils ont évalué ces sols à l'aide des méthodes actuellement disponibles et ont affirmé que :

1. le coefficient d'uniformité, C_u (U.S. Army Corps of Engineers (1953), Isomina (1957)), n'est pas un prédicteur précis de la stabilité interne.
2. les méthodes qui consistent à diviser un sol en une fraction grossière et une fraction fine (Kezdi 1969, de Mello 1975, Sherard 1979) sont trop conservatrices pour évaluer la stabilité

interne puisqu'elles tendent à classer les sols stables comme instables. La méthode de Kenney et Lau (1985, 1986) est prudente en ce sens que les sols stables sont classés comme des sols internes instables.

3. la méthode de Burenkova (1993) est moins conservatrice que la méthode de Kenney et Lau (1985, 1986), en ce sens que certains sols instables sont tracés dans la zone non autosuffisante.

M. (Li & Fannin, 2008) :

Le critère élaboré par Li & Fannin, 2008 et une combinaison des critères d'autres auteurs (Kezdi (1979), Kenney et Lau (1986)), Li et Fannin (2008) ont regroupé les résultats des plusieurs auteurs sur la courbe H-F de Kenney et Lau (1986), la synthèse qu'ils ont obtenue est montrée sur la Figure II-8. On rappelle que sur cette représentation le critère de Kezdi (1979) donne des matériaux instables pour $H < 15$, et pour Kenney et Lau (1986) le critère est $H/F < 1$. Sur le critère obtenu ils ont conclu que la méthode de Kenney et Lau (1986) est plus conservatrice pour des valeurs de $F > 15$, et la méthode de Kezdi (1979) est plus conservatrice pour des valeurs de $F < 15$.

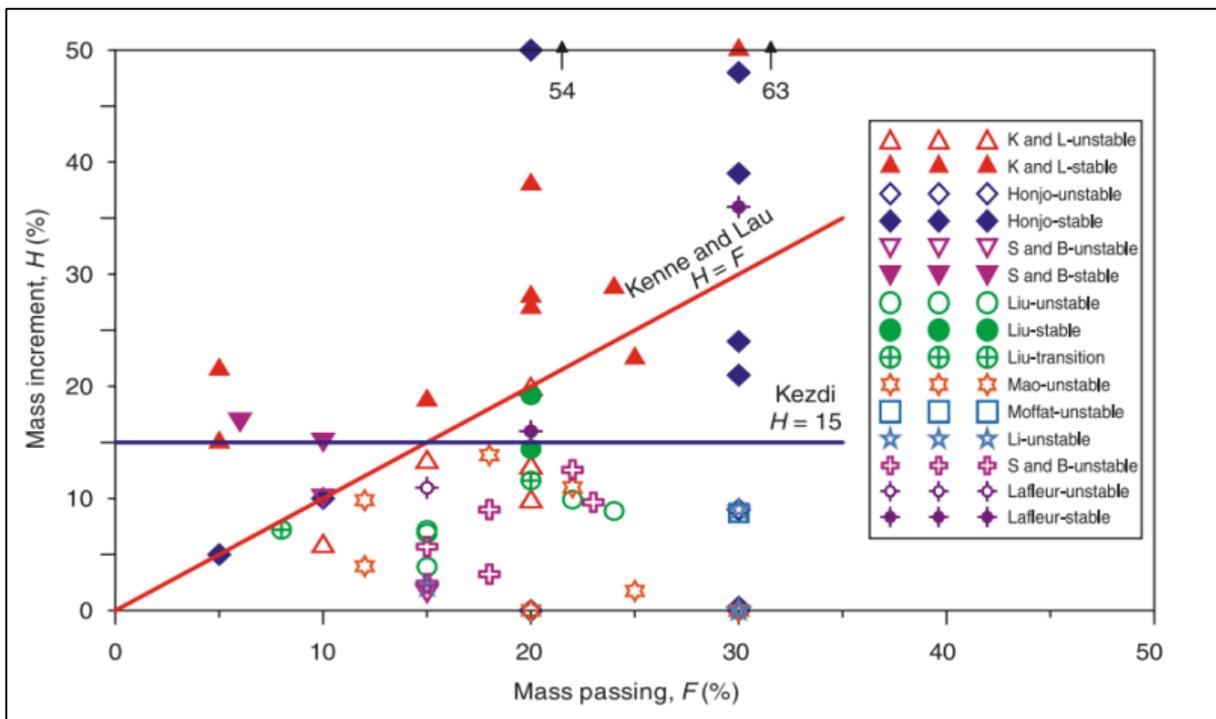


Figure II-8: Critère combiné de Kezdi (1979) et Kenney et Lau (1986) élaboré par Li et Fannin (2008)

N. (Wan & Fell, 2008) :

20 matériaux de différentes granulométries ont été testés par l'essai de suffusion réalisé par Wan et Fell (2008) dont les courbes granulométriques sont regroupées dans la *Figure II-9*. Le dispositif utilisé est un perméamètre de 30 cm de diamètre et 30 cm de hauteur, un écoulement descendants été imposé lors de l'essai sous un gradient hydraulique constant de 8 *Figure I-23* une couche d'agrégat de 20 mm de diamètre, qui permet le passage des particules fines toute en bloquant les grosses particules se trouve En bas de l'échantillon

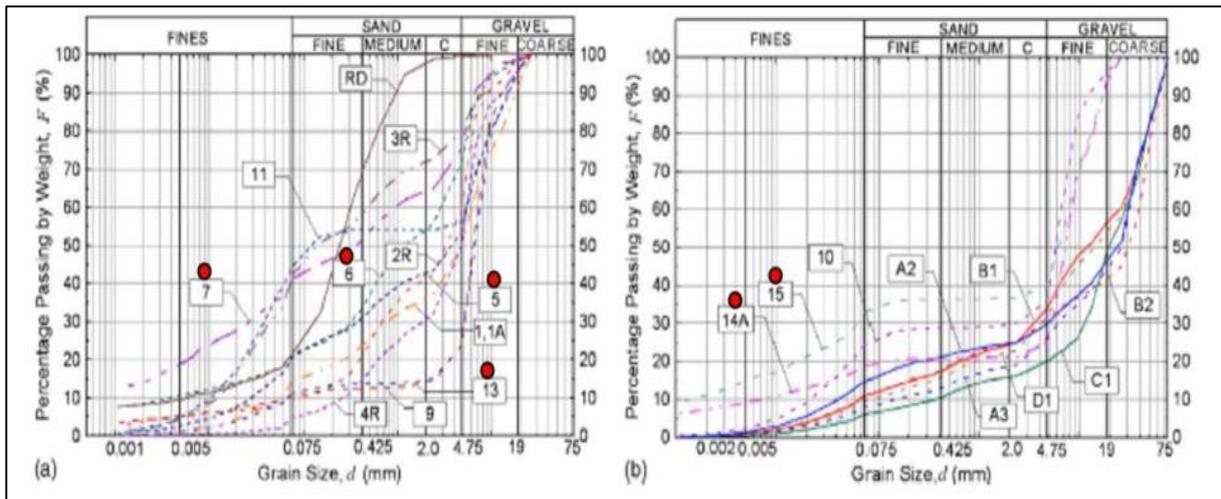


Figure II-9: Courbes granulométriques des matériaux testés par Wan et Fell (2008) : (a) Matériaux stables; (b) Matériaux instables

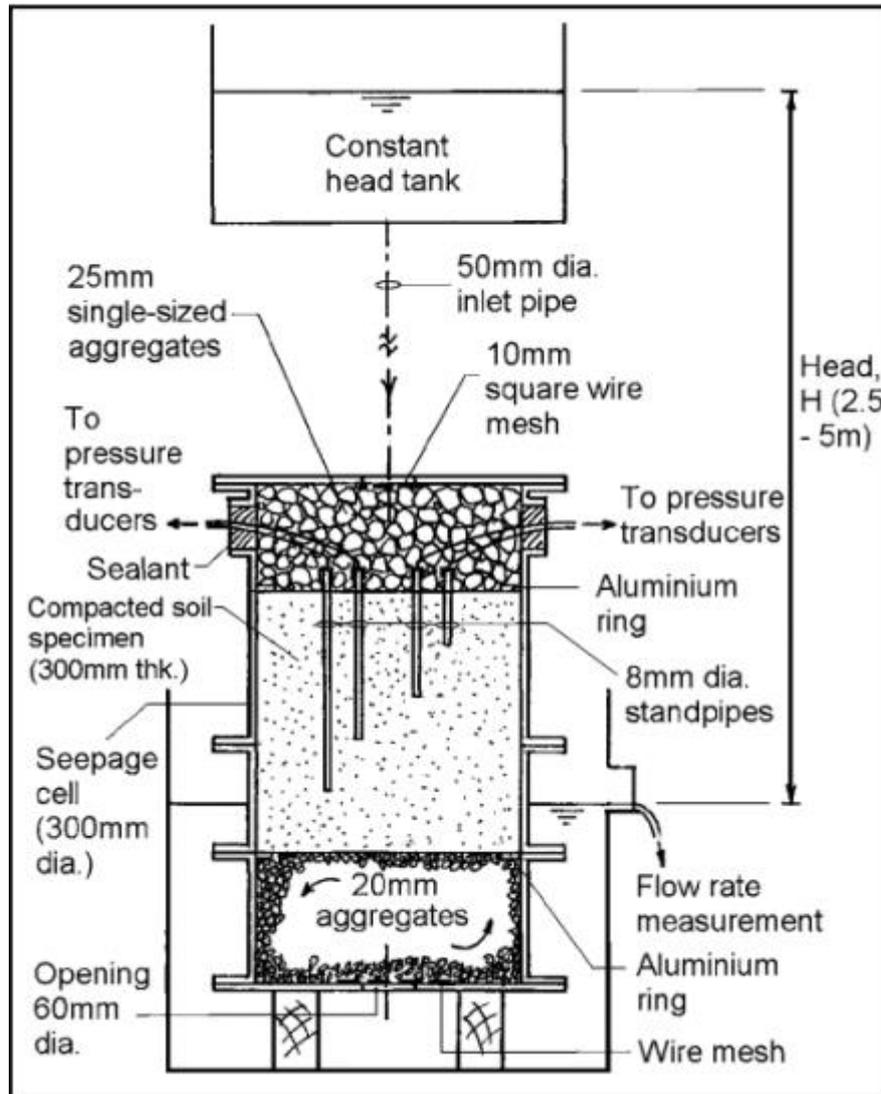


Figure II-10 : Dispositif expérimental de Wan et Fell (2008)

L'érodabilité du sol est déduites uniquement à-partir de l'aspect trouble ou non de l'effluent. Alors que l'essai est terminé lorsque l'eau sortant de l'essai devient claire. De là les auteures se sont intéressés à l'érosion par suffusion des matériaux testés.

Les auteurs et sur la base des travaux de *Burenkuva (1993)*, ont donné une méthode de classification de l'érodabilité des matériaux en effectuant des calculs de probabilité de l'érosion définie comme suit :

$$P = \frac{\exp(z)}{1 - \exp(z)}$$

Pour les mélanges limon-sable-gravier et les mélanges argile-limon-sable-gravier, avec un indice de plasticité inférieur à 13% et une teneur en argile inférieure à 10 %, Z est défini comme suit:

$$Z = 2.378 \log h'' - 3.648h' + 3.701$$

Pour les mélanges sable-gravier contenant moins de 10 % de fines non plastiques (inférieure à 0,075 mm), Z est défini comme suit :

$$Z = 3.875 \log h'' - 3.59h' + 2.436$$

Les paramètres h' et h'' sont les même qui ont été définis dans le critère de Burenkuva (1993).

Dans le même travail *Wan et Fell (2008)* ont fait une comparaison entre leur critère et aux critères les plus répondus déjà établis, après cette comparaison ils ont trouvé que le critère de *Sherard (1979)*, et celui de *Kenney et Lau (1986)* sont conservatifs, et que le critère de *Burenkuva (1993)* est plus proche des résultats obtenus. La synthèse de la comparaison est présentée dans le *Tableau II-3*

Test sample	Percentage of kaolin	UNSW test result ^a	Sherard (1979)	Kenney and Lau (1985, 1986)	Burenkuva (1993)
1, 1A	0	S	U	U	S
2R	0	S	U	U	U, M
3R	0	S	U	S, M	S
4R	0	S	U	U	S
5	5.9	S	U	U	U, M
6	11.2	S	U	U	U, M
7	21.8	S	U	U	S
9	0	S	U	U	S
10	0	U	U	S	U
11	0	S	U	U	S
13	5.5	S	U	U	S
14A	10.9	U, M	U	U	U
15	21.5	U	U	U	U
RD	0	S	U	U	S
A2	0	U	U	U	U
A3	0	U	U	U	U
B1	0	U	U	U	S
B2	0	U	U	U	U
C1	0	U	U	U	U
D1	0	U	U	U	S

^aS=stable; U=unstable; M=marginal. Boldface means incorrect prediction.

Tableau II-3: Comparaison des critères d'érosion déjà établis par Wan et Fell(2008)

Pour les mélanges limon-sable-gravier avec une granulométrie étalée, les auteurs ont proposé une méthode alternative en modifiant le critère *Burenkuva (1993)*, ce critère est présenté sur la *Figure II-11*. En fait, les matériaux avec une pente raide de la fraction grossière D_{90}/D_{60} et une pente plate de la fraction fine D_{20}/D_5 sont les plus susceptibles à la suffusion.

Sur le critère on distingue trois zones ; une zone des matériaux stables, une zone des matériaux instables et entre les deux, une zone de transition.

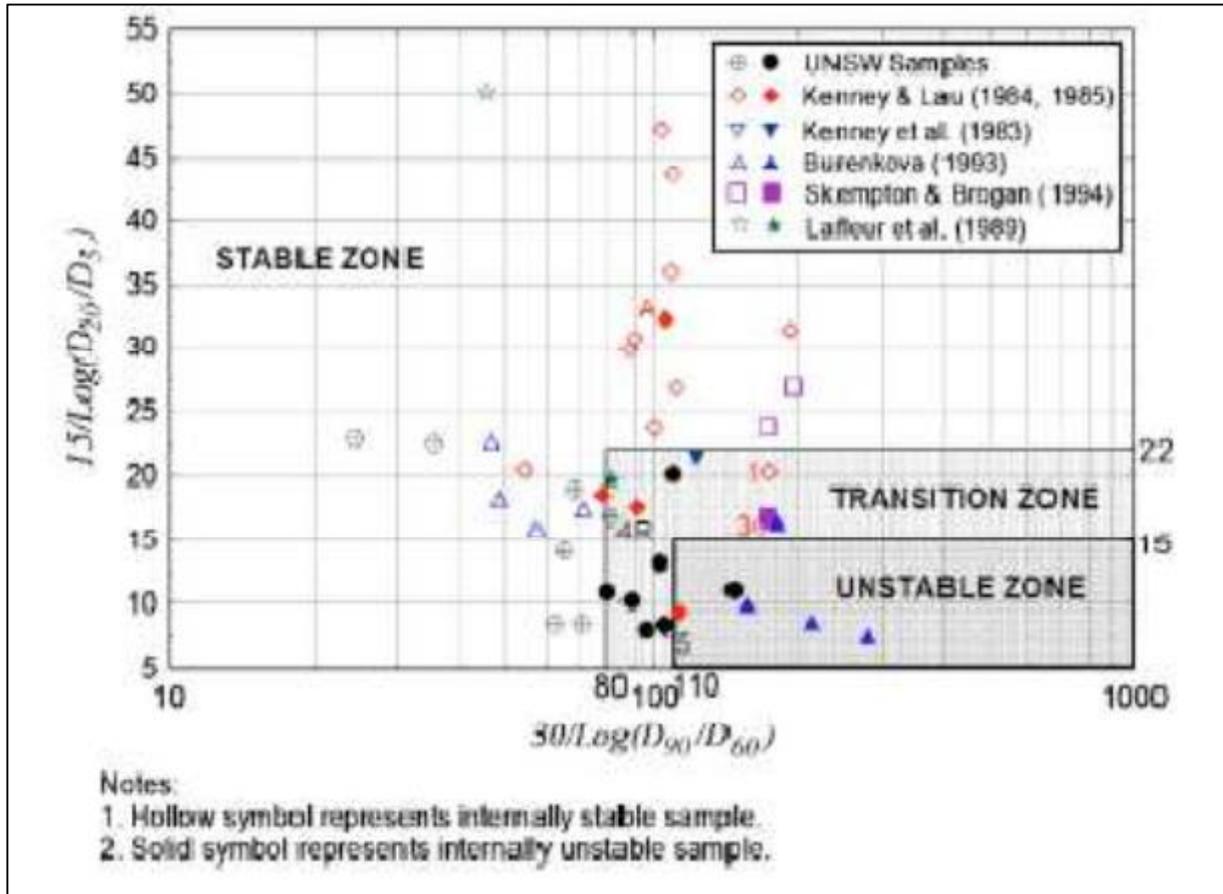


Figure II-11: Méthode alternative pour l'évaluation de la stabilité interne des mélanges limon-sable-gravier à granulométrie étalée (Wan et Fell (2008))

O. Ahlinhan et al. (2010 et 2012) :

Ahlinhan et al. (2010 et 2012) ont réalisé des travaux (essais) d'érosion sur des différents mélanges de sable pour conclure l'influence de la granulométrie, la densité, et de la direction de l'écoulement sur l'érodabilité de ces mélanges, pour cela ils ont utilisé deux dispositifs expérimentaux, le premier c'était un perméamètre de 285 mm de diamètre et 300 mm de hauteur équipé de piézomètres dans lequel sont générés des écoulements verticaux vers le haut, et un parallélépipède d'une section de 100*300 mm et de 600 mm de longueur équipé aussi de piézomètres pour les écoulements horizontaux. Les schémas des deux dispositifs et représenté sur la Figure II-12.

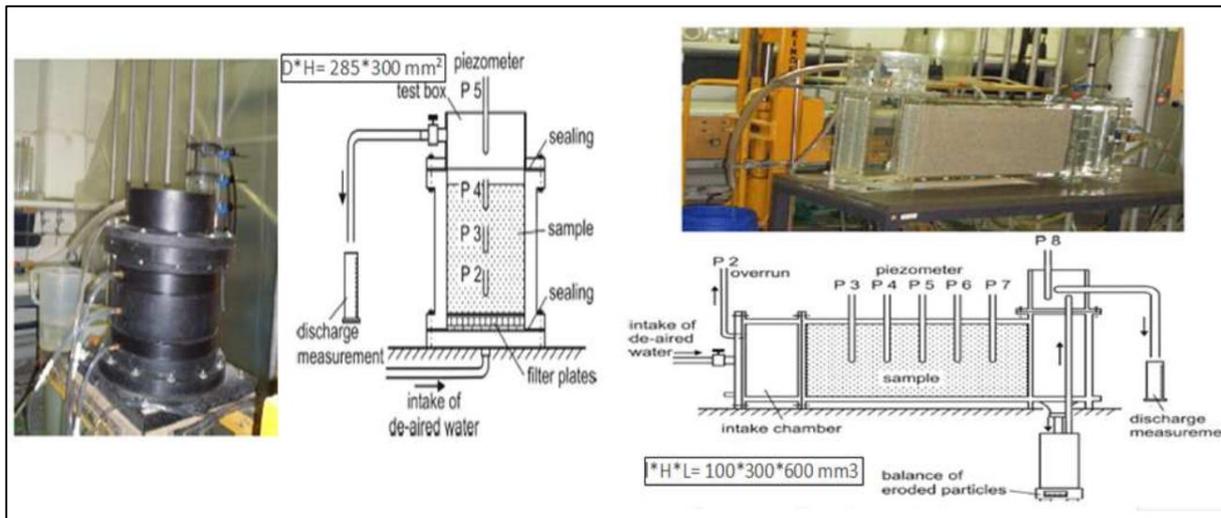


Figure II-12: Dispositifs utilisés par Ahlinhan et al. (2010, 2012)

La rupture due par l'érosion est caractérisé par l'augmentation rapide et brutale sur la courbe vitesse d'écoulement-gradient hydraulique. Si on prend l'échantillon A1 comme exemple, ce dernier est classé comme un matériau érodable, Alors que son gradient hydraulique était proche de 1, qui correspond au gradient de la boullance. D'un autre coté concernant le matériau E1 est classé comme instable, le gradient critique correspondant est de l'ordre de 0,3, ce qui confirme sa classification comme instable comme montré sur la Figure II-13 (a) L'influence de la densité est synthétisée sur la Figure II-13(b)

Les matériaux A1 et A2 montre que pour les matériaux stables, l'augmentation de la densité fait augmenter le gradient hydraulique critique. Les matériaux E2 et E3 qui sont classés comme instables, e gradient hydraulique n'est pas influencé par la densité de mise en place.

Concernant le sens d'écoulement a aussi une influence sur l'érosion des matériaux, cette hypothèse est prouvée tel que matériaux soumis à des écoulements horizontaux s'érodent sous des gradients inférieurs à ceux des matériaux soumis à des écoulements verticaux ascendants comme montré sur la Figure II-13 (c). Ceci peut être dû à l'influence la gravité qui s'oppose au transport des particules dans le sens vertical ascendant.

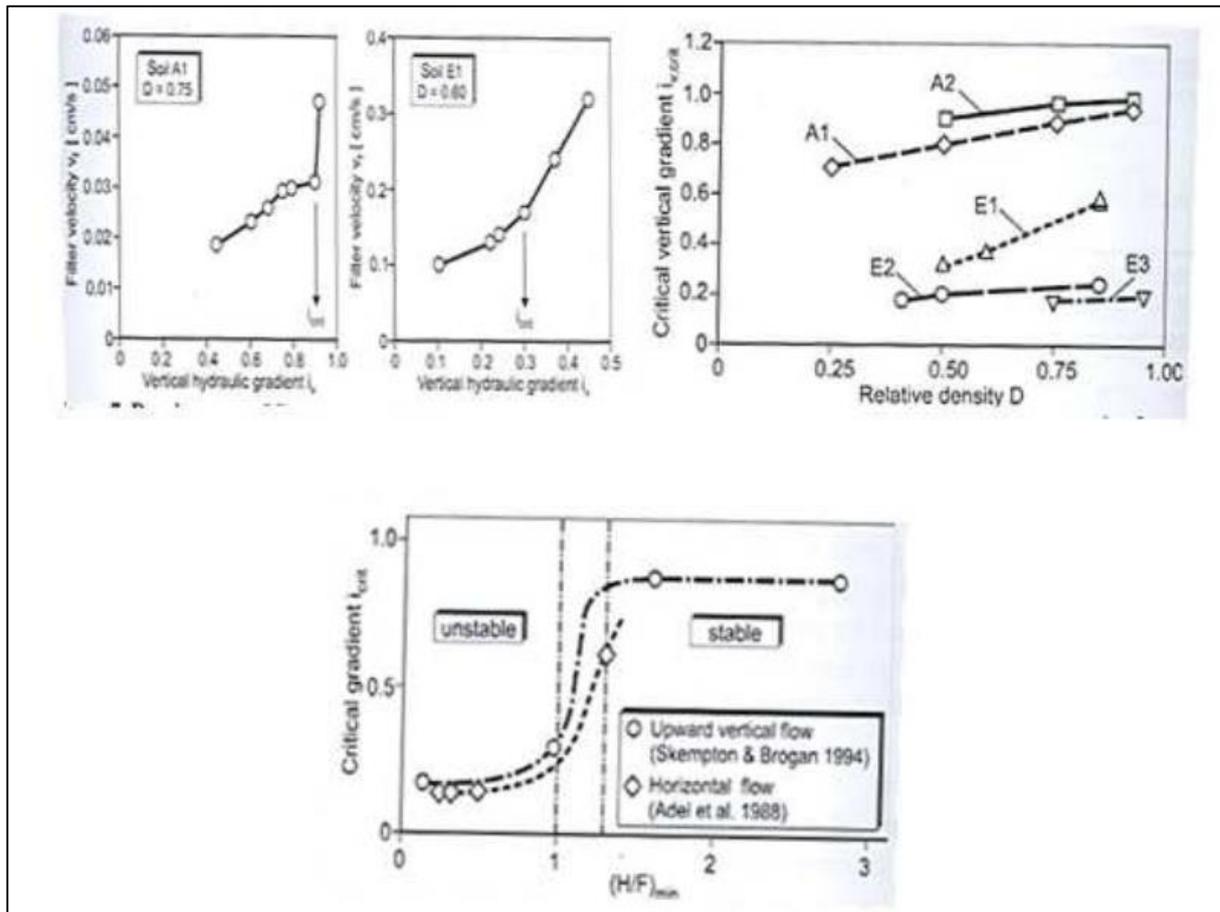


Figure II-13: Quelques résultats obtenus par Ahlinhan : (a) Influence de la granulométrie ; (b) Influence de la densité ; (c) influence de la direction d'écoulement (Ahlinhan et al (2012))

II.2.1.1 Synthétisation des critères granulométriques

Les résultats précédemment mentionnés se sont basés sur les courbes granulométriques, plus précisément sur les diamètres caractéristiques de ces courbes, notamment sur celles de la fraction grossière et de la fraction fine, Parmi ces auteurs y'a qui ont proposé une classification plutôt qualitative en fonction de la forme des courbes granulométrique (érodable) ou non érodable tel-que *Lafleur et al. (1989)* et *Chapuis et al. (1996)*. Les dimensions caractéristiques des particules grossières permettent de caractériser les dimensions de l'espace poral et les dimensions caractéristiques des particules fines permettent de décrire les dimensions des particules érodables. La condition de suffusion se résume au fait que les particules fines puissent passer à travers l'espace poral de la fraction grossière. En effet, si les particules grossières n'arrivent pas à « autofiltrer » les particules fines alors celles-ci sont susceptibles d'être érodées. Parmi tous les critères proposés, certains ont été plus utilisés que d'autres, notamment ceux de *Sherard (1979)*, *Kenney et Lau (1986)* et *Burenkova (1993)*. Plus récemment, *Wan et Fell (2008)* ont montré que ces critères sont conservatifs, et ils ont proposé une modification du critère de

Burenkuva (1993) afin de mieux décrire les résultats obtenus. De ce fait, ce sont ces quatre critères qui seront utilisés dans cette étude. Il est à noter que, dans l'élaboration de ces critères, les auteurs n'ont pas pris en compte l'état initial des matériaux à leur mise en place : densité, porosité... ce qui peut être une explication de certaines divergences des résultats obtenus. Ceux-ci peuvent également dépendre de la taille des dispositifs utilisés dans les différentes études. Bien entendu, l'érosion des matériaux dépend aussi des sollicitations hydrauliques appliquées, ces sollicitations génèrent une autre catégorie de critères nommée 'hydraulique' qui sera décrite ci-dessous. (Fellag, 2016)

II.2.2 Critères hydrauliques :

Les critères granulométriques présentés ci-dessus permettent de classer les matériaux en fonction de leur susceptibilité à l'érosion (suffusion dans notre cas). Or l'érodabilité des matériaux classés 'érodables' dépend notamment de l'intensité des sollicitations hydrauliques appliquées. De ce fait, certaines structures de retenue d'eau construites avec des matériaux classés comme instables peuvent bien résister, si les sollicitations hydrauliques restent faibles. Cela montre que la classification de l'érodabilité des matériaux dépend aussi des conditions hydrauliques auxquelles ils sont soumis, notamment du gradient hydraulique et du débit d'écoulement. (Fellag, 2016)

A. (Terzaghi, 1939) :

En 1939 Terzaghi a décrit un phénomène d'érosion s'appelle « la boullance » dans les sols sableux 'pulvérulents', et cela est quand les particules soumises à un écoulement verticale ascendant perdent leurs résistances, Cette perte de résistance, décrivant un état de contraintes effectives nulles, est due à la poussée exercée par l'eau, dite aussi force d'écoulement qui pousse le sol vers le haut, et dont l'intensité est proportionnelle à la vitesse d'écoulement, et donc au gradient hydraulique.

Quand l'écoulement traverse le sol trois forces sont éversées, Le poids du sol ($W = \gamma_{sat} * Dv$), la force d'écoulement ($J = i * \gamma_w * dv$) et la poussée d'Archimède ($A = \gamma_w * dv$) Les forces de pesanteur et la poussée d'Archimède étant toutes les deux verticales et indépendante de l'écoulement, les trois forces peuvent être réduites à deux, comme on le voit sur le schéma de la **Figure II-14**.

- La force de pesanteur descendante (déjaugée) : $W - A = \gamma' * dv$
- Une force d'écoulement d'eau verticale ascendante : $J = i * \gamma_w * dv$

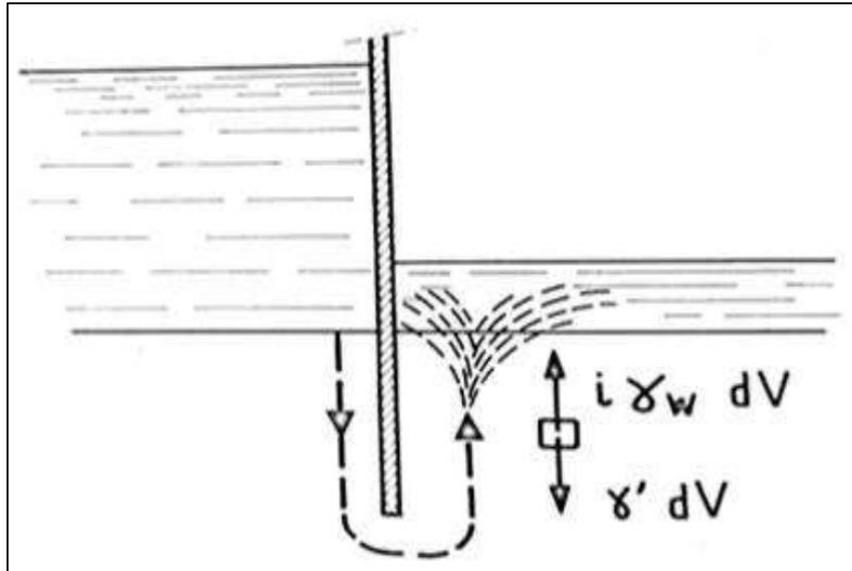


Figure II-14 Conditions d'apparition de la boulangue (Philipponnat (1979))

De là, si la valeur de la force d'écoulement sera au-delà de la valeur de la force de pesanteur $i \geq \frac{\gamma'}{\gamma_w}$, L'eau pourra soulever le sol, et ça se qu'on appelle « la boulangue », Alors que l'eau aura un comportement d'un liquide, Comme en général $\gamma' \approx \gamma_w \approx 1$, la boulangue se produit lorsque $i \geq 1$. Ce critère ne permet pas de distinguer un sol érodable d'un sol non érodable.

Terzaghi a introduit l'effet de la porosité n et a donné une expression du gradient hydraulique suivante contenant la porosité n :

$$i_{cr} = (1 - n) * \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)$$

Sachant que : Où γ_s est le poids volumique des grains solides (couramment $\gamma_s = 25.5 \text{ KN/m}^3$).

Plus tard (Skempton & Brogan, Experiments on piping in sandy gravels , 1994), ont présenté une étude plus détaillée sur le phénomène de boulangue associé aux phénomènes d'érosion.

B. (Istomina, 1957)

Suite ce qui est présenté du travail de (Istomina, 1957) dans les critères granulométrique, également cet auteur a proposé une courbe d'évolution de gradient hydraulique critique en fonction du coefficient d'uniformité C_u montrée sur la Figure II-15. L'auteur montre que pour les matériaux à granulométrie serrée $C_u \leq 2$ le gradient hydraulique critique est de 1, qui

correspond au gradient hydraulique de la boulangerie. En augmentant le coefficient d'uniformité, les courbes granulométriques deviennent de plus en plus étalées et le gradient critique diminue pour atteindre une valeur de 0,2 pour un $C_u \approx 40$. En effet dans le cas des matériaux à granulométrie étalée, les particules fines auront plus de facilité à traverser la porosité des particules plus grosses, de ce fait elles seront facilement érodables sous de faibles gradients hydrauliques

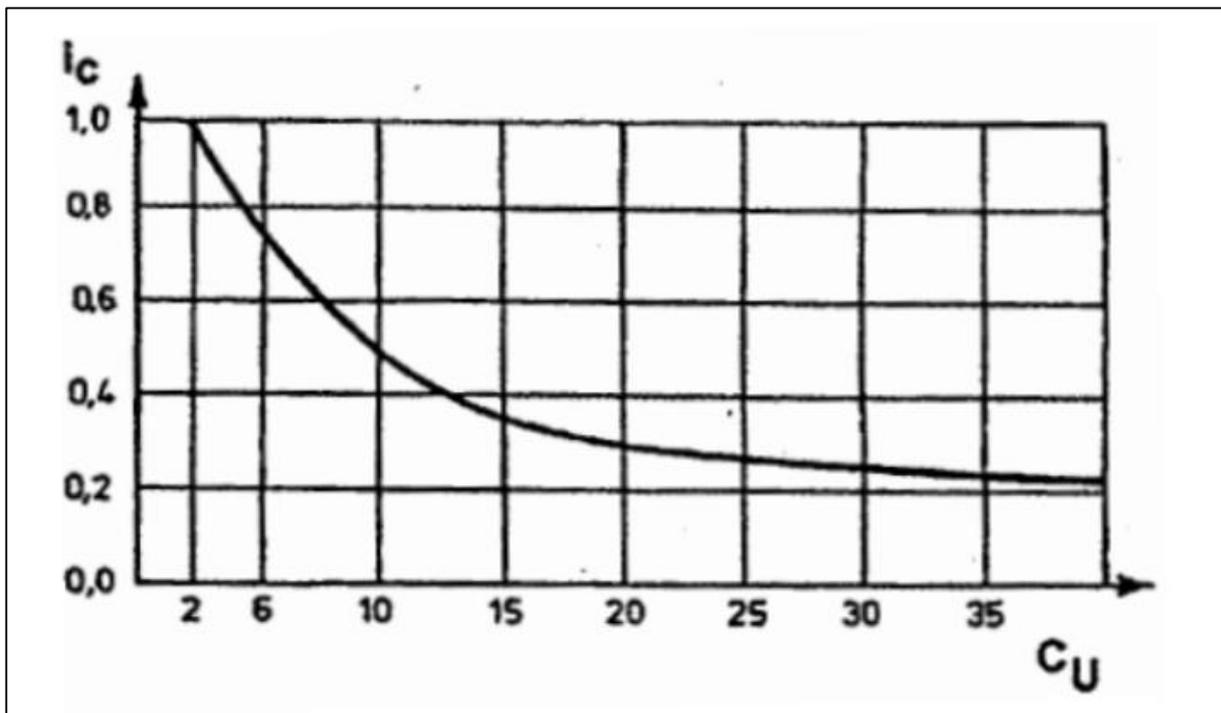


Figure II-15: Evolution de gradient hydraulique critique en fonction de coefficient d'uniformité (Istomina (1957))

C. (Den Adel et al, 1988) :

Adel et al. (1988) ont testé trois dits 'minestone' (déchets de carrière), qui sont couramment utilisées pour les travaux de protection des pentes sur les berges et les digues aux Pays-Bas. Ces matériaux à granulométries étalées sont connus par leur instabilité mécanique et leur faible cohésion, mais l'intérêt de leur utilisation réside dans leur faible coup et de pouvoir utiliser les matériaux recyclables ayant la même granulométrie et facilement disponibles.

L'échantillon d'essai mesurait 105 cm de long. Un maillage retenait la majeure partie du matériau (voir la Figure II-16). Les essais sont réalisés sous des écoulements à charge hydraulique constante et augmentée graduellement par paliers toutes les 30 minutes. Aucun supplément n'a été appliqué au spécimen, Tout lessivage de particules plus fines a été recueilli dans un bac à sable à la sortie de la conduite. Le taux de perte de particules plus fines a été utilisé pour déterminer une valeur pour le gradient hydraulique critique, qui correspond à un taux d'érosion de $1\text{g/m}^2\cdot\text{s}$, calculé sur les 30 minutes de chaque palier, qui correspond au

rapport de la masse des particules érodées par unité de surface de l'échantillon et par unité de temps. Mesurée pendant 30 minutes et moyennée sur cette période. A l'issue de cette étude, le critère de *Kenny et Lau (1985)* est vérifié, et une relation linéaire entre le gradient hydraulique critique et l'indice de stabilité (H/F) est établi comme illustré sur la *Figure II-17*.

Ces essais montrent que le gradient hydraulique critique d'érosion dépend de la forme de la courbe granulométrique des matériaux testés. Et notamment de la capacité des matériaux testés à s'auto-filtrer, qu'on peut décrire par l'indice de stabilité H/F

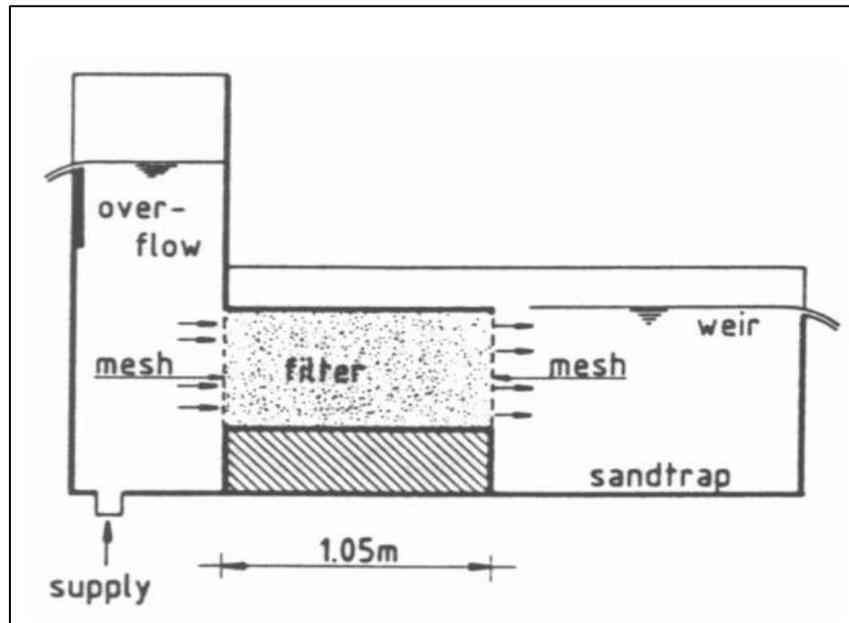


Figure II-16:dispositif de test ((Adel et al., 1988, par permission)

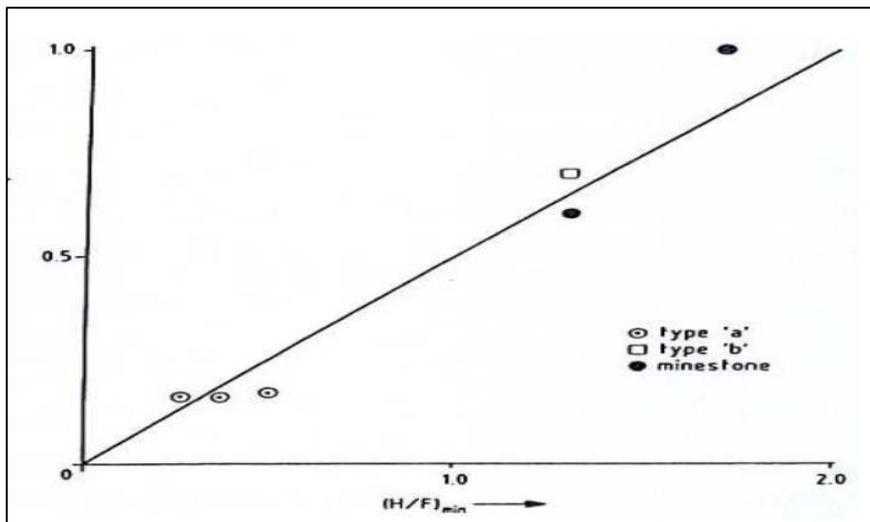


Figure II-17:Critère établi par Den Adel et al.(1988)

D. (Skempton & Brogan, 1994) :

Skempton et Brogan (1994) ont réalisé des essais d'érosion sur des configurations semblables à celles décrites par Terzaghi (1939). Quatre matériaux reconstitués à partir des mélanges de sable de gravier à granulométrie étalée ou discontinue sont testés. Les échantillons ont une forme cylindrique avec un diamètre de 13,9 cm et une hauteur de 15,5 cm. La cellule est équipée de 4 tubes piézométriques pour mesurer l'évolution de la pression interstitielle le long des échantillons. Une fois les échantillons saturés dans le perméamètre, un écoulement unidirectionnel vertical ascendant est appliqué et augmenté graduellement jusqu'à la rupture des échantillons. La rupture par érosion se caractérise par une augmentation importante et soudaine de la vitesse d'écoulement sous des gradients hydrauliques plus faibles que le gradient hydraulique critique de Terzaghi (1939), comme on peut le voir sur la Figure II-18(a) et (b). Selon cette description, l'échantillon B est caractérisé comme instable, et l'échantillon C est caractérisé comme un matériau stable vis-à-vis de l'érosion.

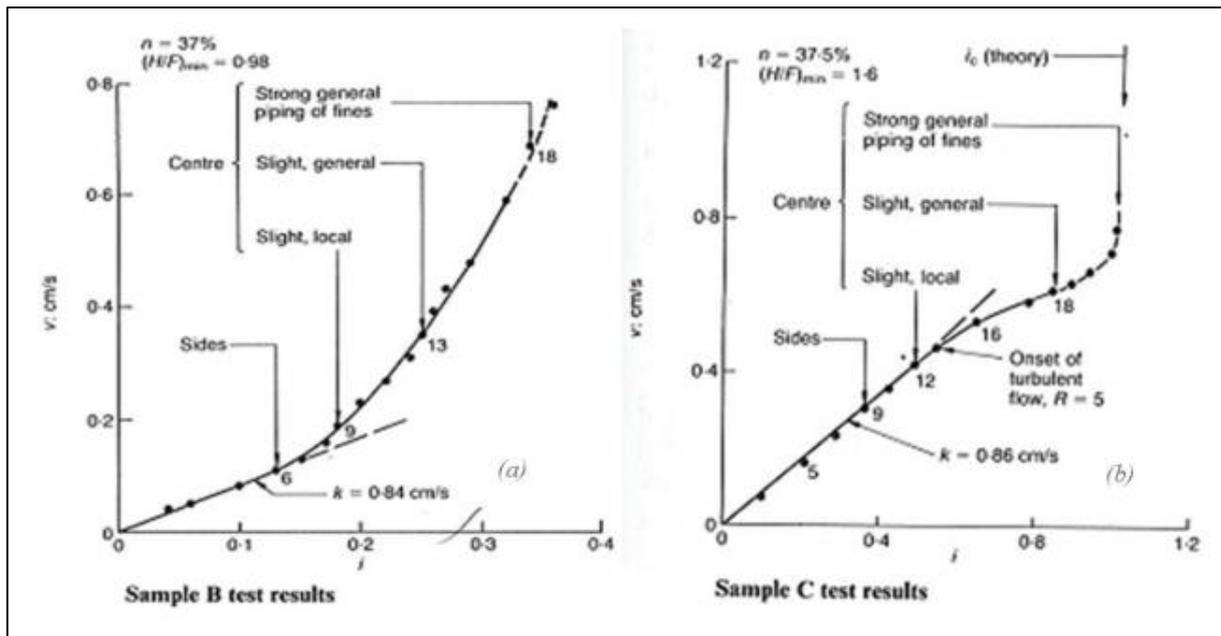


Figure II-18 : Résultats des essais d'érosion de Skempton et Brogan (1994) : (a) stable ; (b) instable

Les auteurs ont constaté que, pour les matériaux instables, les gradients hydrauliques critiques sont de l'ordre de 1/3 voir 1/5 de celui défini par Terzaghi (1939). Ceci s'explique par le fait que dans ce cas la majeure partie de la contrainte effective est reprise par le squelette granulaire constitué par les particules grossières, et donc les particules fines reprennent très peu de charge et donc elles sont facilement détachables et transportables sous l'effet de l'écoulement d'eau dans la mesure où la porosité ne s'y oppose pas.

A l'issue de ces travaux *Skempton et Brogan (1994)* ont proposé une formule d'évaluation de gradient hydraulique d'érosion des particules fines $Q_T = \alpha I_5/I_0$, où α est un facteur de réduction de la contrainte effective inférieur à 1, qui est inversement proportionnel à la quantité de particules fines.

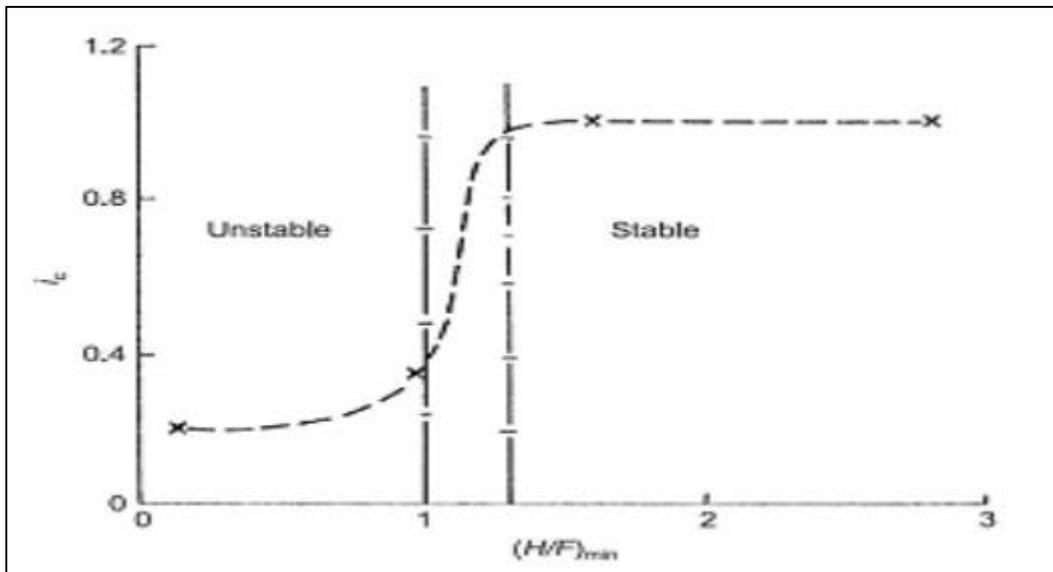


Figure II-19: Evolution de gradient hydraulique critique en fonction de l'indice de stabilité (Skempton et Brogan(1994))

En s'intéressant à l'évolution du gradient hydraulique critique en fonction de l'indice de stabilité (H/F) tracée sur la *Figure II-19*, on voit bien que dans le cas des matériaux instables, cette instabilité se produit à des gradients faibles. La relation obtenue entre l'indice de stabilité et le gradient hydraulique n'est plus linéaire, contrairement à ce qui a été obtenu par *Den Adel et al. (1988)*. Ceci peut être attribué à la différence dans le sens de l'écoulement, horizontal et vertical ascendant, ets à la définition du gradient hydraulique critique. *Monnet (1998)* a proposé une autre interprétation des travaux de *Skempton et Brogan(1994)* pour déterminer le gradient hydraulique d'initiation de l'érosion. L'idée consiste à comparer la conductivité hydraulique k au paramètre issu de la granulométrie $0.01d_{15}^2$ (d_{15} en mm) de ce fait :

- Si $k < 0.01 d_{15}^2$ la rupture sera obtenue par boulangage pour le gradient hydraulique critique de Terzaghi.
- Si $k > 0.01 d_{15}^2$ le matériau est plus perméable, et l'érosion s'initie par érosion régressive ou renard, qui est une localisation de l'écoulement (qui peut être précédé par de la suffusion) et dont l'apparition est commandée par un gradient hydraulique critique de renard i_r estimé par la formule suivante :

$$i_r = 0.01 \frac{d_{15}^2}{k} i_{cr}$$

Où :

- d_{15} (mm) est la taille des particules correspondant à 15 % de passant sur la courbe granulométrique de matériau testé.
- k (m/s) est la conductivité hydraulique de matériau
- i (m/m) est le gradient hydraulique critique de *Terzaghi*

Bien entendu, dans ce cas le rapport $0.01 \frac{d_{15}^2}{k}$ est inférieur à 1, et donc le gradient critique de renard est inférieur au gradient critique de Terzaghi (de Boulance)

E. (wan & Fell, 2004) :

A partir des essais réalisés par Wan et Fell en 2004 les auteurs ont conclu les points suivants :

- Les sols instables (érodables) commencent à s'éroder à des gradients inférieurs à 1, voire parfois inférieurs à 0,5. L'érosion se produit à un taux relativement faible, et ne conduit pas à une situation de «trouble extrême» à laquelle l'érosion serait évidente;
- Les auteurs n'ont pas pu établir de relation entre le gradient hydraulique critique et le coefficient d'uniformité, le rapport H/F ou le contenu des particules fines;
- En termes de porosité, les auteurs ont trouvé que les sols avec une porosité plus élevée commenceraient à s'éroder à des gradients hydrauliques plus faibles.
- Les sols avec des particules argileuses (kaolinite) semblent s'éroder à des gradients hydrauliques relativement plus élevés que ceux ayant la même quantité de particules fines, mais de nature non argileuse.
- La densité d'un sol exerce un effet important sur le gradient hydraulique critique. Plus la densité du sol, plus le gradient hydraulique critique est élevé.
- Les sols avec une granulométrie discontinue s'érodent à des gradients hydrauliques relativement plus faibles que les sols avec des granulométries continues ayant des teneurs en particules fines semblables.

F. (Mao, 2005) :

Mao (2005) a réalisé des essais sur des échantillons dans un perméamètre de 20 cm à 30 cm de hauteur. Les échantillons sont soumis à des écoulements verticaux ascendants, sous des gradients hydrauliques augmentés par paliers jusqu'à la rupture. Aucune surcharge n'est

appliquée sur les échantillons. Le gradient hydraulique critique (de rupture) des échantillons est défini comme le gradient hydraulique à partir duquel la pente de la courbe vitesse d'écoulement-gradient hydraulique change significativement et brutalement. *Mao (2005)* propose une relation non linéaire du gradient hydraulique critique en fonction de la proportion de particules fines et de la porosité

$$i_{cr} = \frac{7d_5}{d_f} [4p_f(1-n)]^2$$

Où :

- d_5 : est le diamètre des particules correspondant à 5 % de passant.
- correspond au diamètre de séparation entre les particules fines et les particules grossières, défini par : $d_f = 1.3\sqrt{d_{15}d_{85}}$

- p_f : correspond au pourcentage des particules fines.
- n : la porosité de l'échantillon.

G. Moffat et al (2005,2006):

Moffat et al (2006) ont étudié la stabilité interne (érodabilité) de 3 échantillons reconstitués à partir de mélange de billes de verre. Les auteurs ont utilisé un grand perméamètre dont les dimensions des échantillons sont de 279 mm de diamètre, et d'une longueur de 300 à 500 mm, équipé de deux séries de capteurs de pression le long de l'échantillon pour mesurer la variation locale des pressions. L'objectif est d'examiner l'effet de la contrainte effective verticale sur l'initiation de l'instabilité interne, et notamment la relation entre les contraintes effectives et le gradient hydraulique à l'initiation de l'érosion. Des écoulements verticaux ascendant et descendant sont appliqués, avec des gradients hydrauliques augmentés par paliers de 1 jusqu'à l'initiation de l'érosion. Une pression supplémentaire de 25 kPa à 175 kPa a été appliquée à la partie supérieure de l'échantillon. Les auteurs ont suggéré qu'il existe une relation entre le gradient critique et la contrainte effective verticale, mais elle n'a pas été posée de manière explicite. Chaque matériau a abouti à une frontière hydromécanique différente, qui caractérise le début de l'instabilité interne.

H. Marot et al (2011), Nguyen et al (2012) :

Dans ce qui suit, on présente la synthèse d'une partie des travaux menés sur l'érosion réalisés au laboratoire de l'IUT Saint-Nazaire (Université de Nantes) pour étudier l'influence des paramètres tels que le gradient hydraulique, le débit d'écoulement, la nature et la quantité des

particules fines sur l'érodabilité des matériaux testés. Dans les travaux de *Nguyen et al. (2012)*, les auteurs ont testé un mélange de 75% de sable de Fontainebleu et de 25 % de kaolinite Proclay, dans le même dispositif utilisé par *Bendahmane et al. (2008)*. L'utilisation d'un capteur optique, développé par *Marot et al. (2011-a)*, permet d'évaluer de la concentration de l'affluent en particules argileuses, et de détecter aussi l'initiation de l'érosion de particules sableuses. Deux types de chargement hydraulique sont appliqués, des essais à débit contrôlé (N1 à N3) et des essais à gradient contrôlé (N4 à N7). L'évolution de la quantité des particules fines érodées pour les différents essais est montrée sur la *Figure II-20*. Les flèches sur les différents graphes correspondent à l'initiation de l'érosion des particules sableuses.

On constate que pour les essais à débit contrôlé la masse des particules fines érodées augmente continuellement avec l'augmentation du débit d'écoulement, alors que pour les essais à gradient contrôlé, la masse des fines érodées augmente puis se stabilise vers une valeur asymptotique (essai N6 et N7).

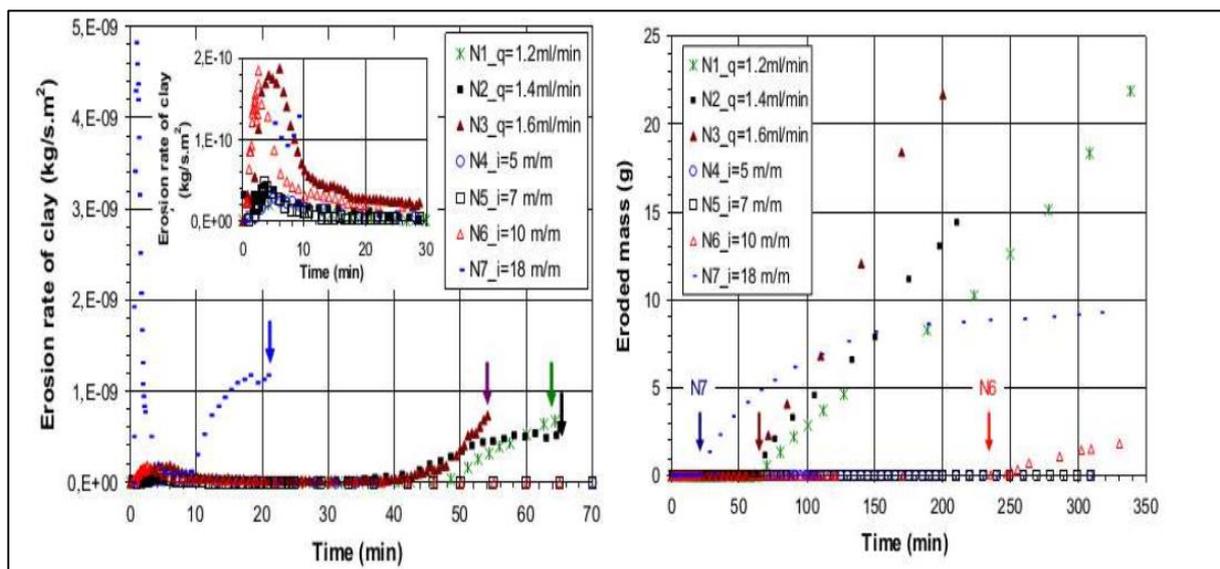


Figure II-20: Evolutions de la masse des particules érodées pour les différents essais (Nguyen et al. (2012))

En s'intéressant à l'évolution des caractéristiques des matériaux testés, et notamment leur conductivité hydraulique, les auteurs ont constaté que pour les essais à gradient contrôlé la conductivité hydraulique diminue avec l'érodabilité des matériaux testés, ceci peut être due au phénomène de colmatage et de re-déposition (filtration) des particules érodées qui accompagne le phénomène d'érosion, alors que pour les essais à débit contrôlé la perméabilité diminue au début des essais puis augmente avec l'érosion des particules sableuses. La diminution de la perméabilité pour le cas essais à débit contrôlé est accompagnée par une augmentation de gradient hydraulique comme on le constate sur les courbes des gradients

hydrauliques sur la *Figure II-21*, puis avec l'érosion des particules sableuses, le gradient hydraulique a tendance à diminuer plus ou moins rapidement en fonction de débit appliqué.

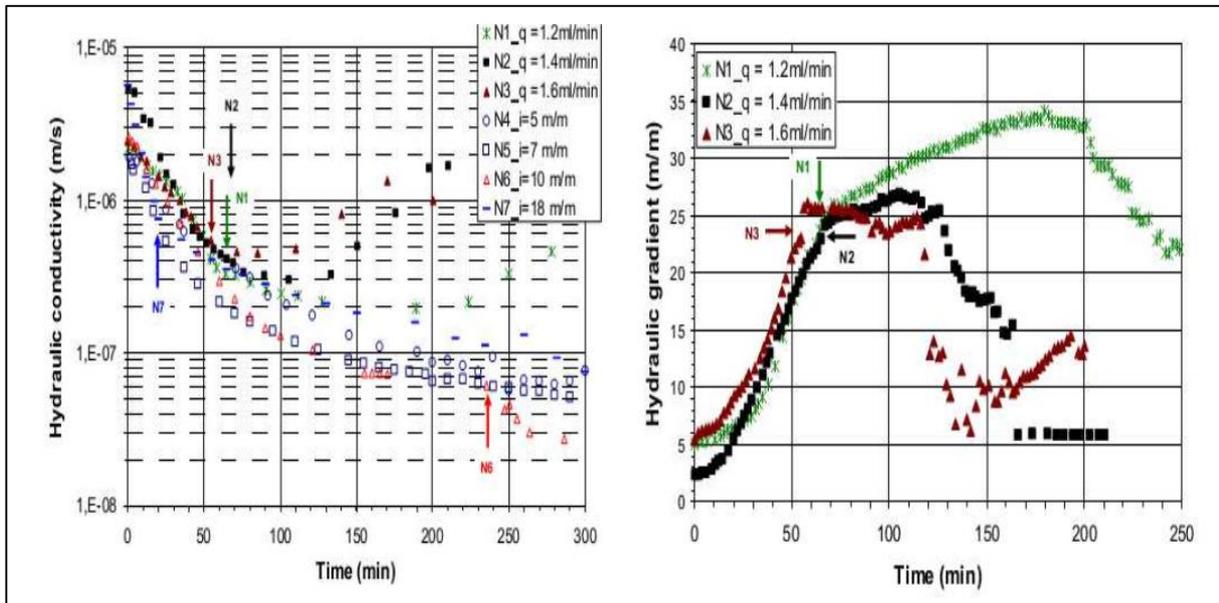


Figure II-21: Evolution de la conductivité hydraulique et des gradients hydrauliques (Nguyen et al. (2012))

Pour une interprétation poussée des résultats, les auteurs ont utilisé la méthode dite 'énergétique'. Cette méthode a été développée par (Regazzoni, 2009) pour caractériser l'érosion dans le HET (Hole Erosion Test) et le JET (Jet Erosion Test), et utilisée par *Marot et al. (2012)* et *Nguyen et al. (2012)* pour caractériser la suffusion. Dans cette méthode les auteurs utilisent la puissance d'érosion pour caractériser la sollicitation hydraulique appliquée. Cette méthode se base sur l'évaluation de l'énergie dissipée par un fluide. Et dans sa formule simplifiée, pour un écoulement vertical, *Marot et al. (2011-b)*, a défini la puissance d'érosion comme une combinaison du gradient hydraulique et du débit d'écoulement correspondant. L'érodabilité des matériaux est caractérisée par le taux d'érosion surfacique, défini par la masse de sol érodé par unité de surface et par unité de temps.

$$\frac{dE}{dt} = \frac{d}{dt} \iiint_{masse} \left(e_{int} + \frac{w^2}{2} \vec{g} \vec{z} \right) \rho (\vec{U} \vec{n}) ds$$

Où :

E : Energie totale

E_{int} : Energie interne

W : le travail de forces extérieur au volume

U : la vitesse du fluide de composante

Z : coordonné

E_{the} : Energie thermique échangée

S : la surface de contact avec l'environnement extérieur

M : la masse du fluide

V : est le volume du fluide

ρ : est la masse volume du fluide

g est la gravité

Avec les hypothèses suivantes :

- Le système est adiabatique et isotherme, et donc les variations des énergies interne et thermique sont négligeables.
- Le régime d'écoulement est supposé permanent, et donc la variation de l'énergie cinétique est négligeable
- La dissipation de l'énergie par viscosité et turbulence au sein de fluide est négligeable par rapport à la dissipation par contact avec le sol qui génère l'érosion.

Pour le cas d'un écoulement vertical descendant, la puissance d'érosion est donnée par l'expression :

$$P = Q * \Delta P + Q * \rho_w g \Delta z$$

Plus de détails sur la méthode sont donnés dans *Marot et al. (2011-b)*

En appliquant cette analyse à leurs résultats, *Nguyen et al. (2012)* ont obtenu les courbes présentées sur la *Figure II-22*. Les résultats montrent qu'au-delà d'une valeur de la puissance d'érosion, le taux d'érosion augmente d'une façon linéaire en fonction de la puissance d'érosion.

Cette approche présente un intérêt particulier, dans la mesure où elle caractérise les sollicitations hydrauliques par une combinaison de gradient hydraulique et de débit d'écoulement à travers les sols testés, les deux paramètres qui ont tous les deux une influence sur l'initiation et l'évolution de l'érosion par suffusion, elle prend également en considération la longueur de l'échantillon ce qui permettra d'éviter la notion de l'effet d'échelle liée aux dimensions des dispositifs d'essais

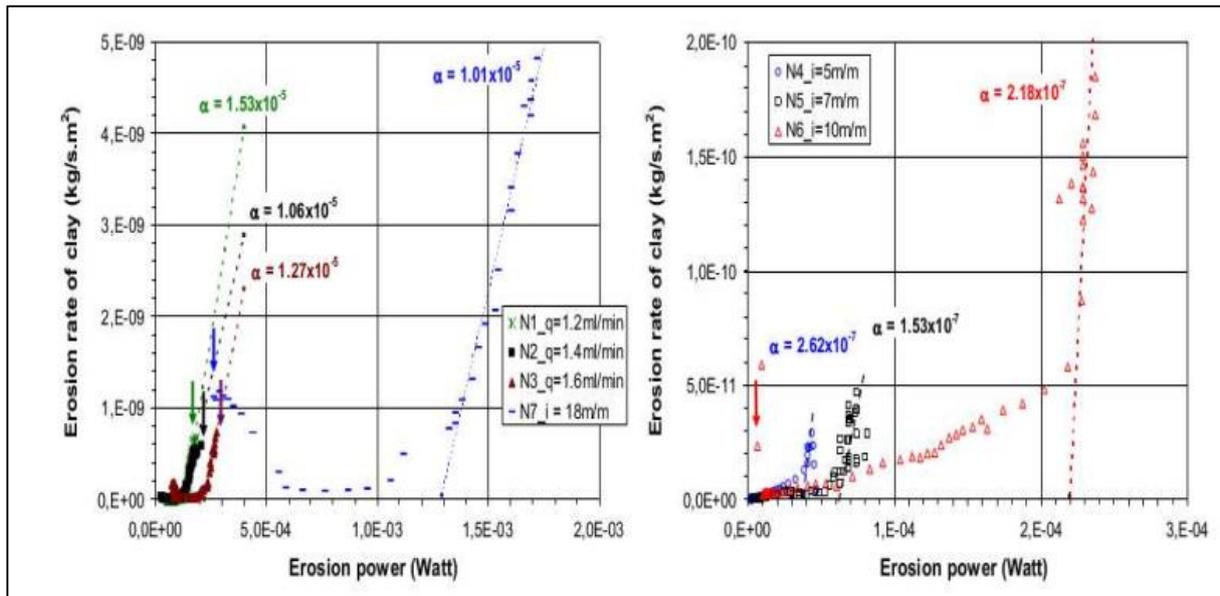


Figure II-22: Evolution de taux d'érosion en fonction de la puissance d'érosion (Nguyen et al. (2012))

P. Sail et al. (2011, 2012) :

Dans le même laboratoire *Sail et al. (2011) et (2012)* ont testé deux types de matériau, des billes de verre de différente taille, et un sol naturel comprenant des particules dont la granulométrie va de 50 μm à 60 mm. Les matériaux sont testés cette fois-ci dans un dispositif plus grand, un perméamètre de 28 cm de diamètre et d'une hauteur qui peut atteindre 60 cm selon les essais. Le perméamètre est équipé d'un système de chargement axial, d'un système de contrôle du chargement hydraulique et d'un gamma-densimètre pour évaluer la densité spatiale des échantillons testés. Dans cette étude les matériaux sont soumis à des écoulements verticaux descendant sous des gradients constants et augmentés par paliers.

Les résultats sur les mélanges de billes de verres sont interprétés en termes de gradient hydraulique, de la vitesse d'écoulement de *Darcy*, de la contrainte de cisaillement et de la puissance d'érosion.

Les auteurs ont signalé que l'érodabilité des matériaux dépend de la longueur de l'échantillon et de l'historique de chargement. La puissance d'érosion est choisie, car elle correspond au meilleur indicateur du chargement hydraulique pour interpréter les résultats obtenus.

L'évolution du taux d'érosion surfacique en fonction de la puissance d'érosion pour deux pourcentages de particules fines et deux contraintes axiales est présentée sur la *Figure II-23*. Le taux d'érosion augmente linéairement avec la puissance d'érosion. Le taux d'érosion dépend aussi de la teneur en particules fines, plus celle-ci est élevée et plus le taux d'érosion est faible. L'application de chargement mécanique axial a aussi une influence sur l'érodabilité. Des matériaux, en effet, l'érosion des matériaux diminue avec l'augmentation de la contrainte axiale appliquée.

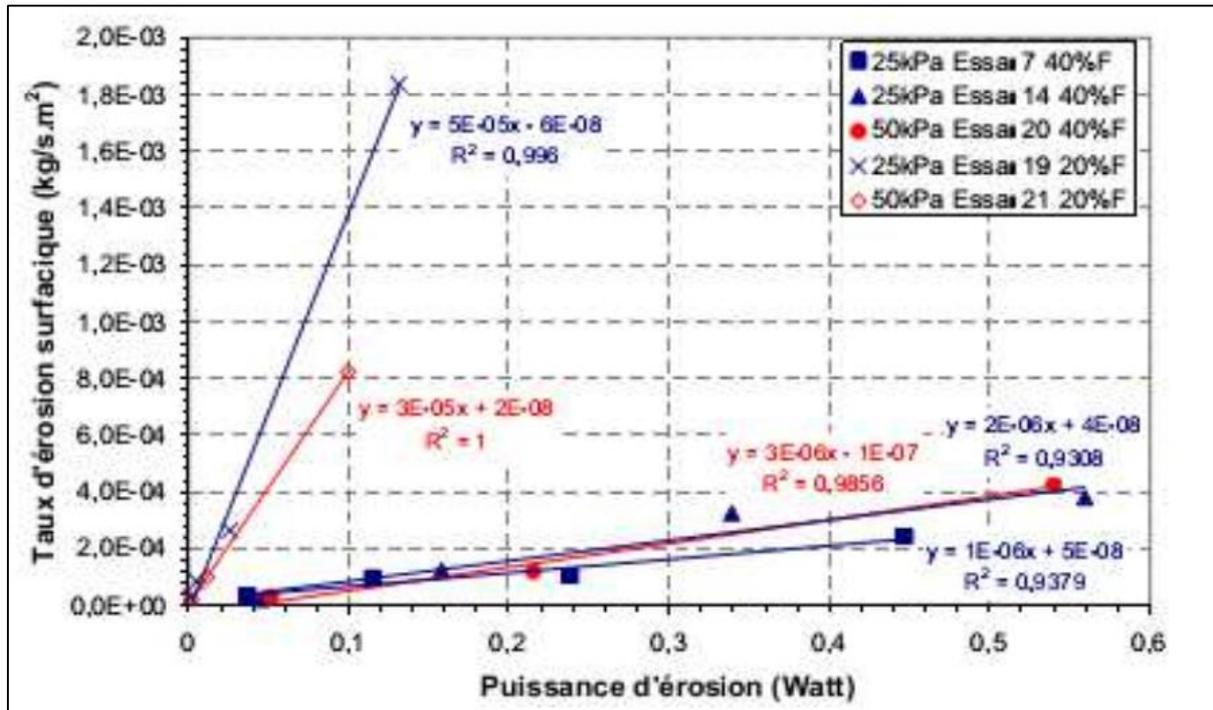


Figure II-23: Quelques résultats obtenus (Sail(2012))

II.2.2.1 Synthèse des critères hydrauliques

Terzaghi (1939) a été le premier à s'intéresser à l'érosion, mais uniquement pour étudier son influence sur les caractéristiques mécaniques des sols. Il a établi la première formule de gradient hydraulique de perte de portance des sols (boulance). Par la suite, certains des critères établis sont basés sur le gradient hydraulique critique d'initiation de l'érosion (*Istomina (1957), Den Adel et al. (1988)...*).

D'autres auteurs se sont intéressés à l'influence du débit d'écoulement sur l'érosion et les résultats ont montré que le taux d'érosion est proportionnel à ces débits (*Nguyen (2012)*).

Finalement, pour mieux décrire l'influence combinée de gradient hydraulique et de débit d'écoulement, *Marot et al. (2011-b)* ont proposé la méthode énergétique. La sollicitation hydraulique est caractérisée Par la puissance d'érosion qui est le produit de gradient de pression et de débit d'écoulement, et la quantité de sol érodé est décrite par le taux d'érosion surfacique, qui correspond au rapport de la masse des particules érodées par unité de surface de la conduite et par unité de temps.

Les résultats obtenus dépendent des conditions des essais et des dispositifs expérimentaux utilisés. Les directions des écoulements utilisés dans les différentes études sont différentes et les critères obtenus dépendent, en partie, de cette condition d'essai. La méthode énergétique semble la mieux adaptée pour caractériser les conditions d'écoulement, elle prend en compte le gradient de pression, le débit d'écoulement et la longueur de l'échantillon. (**Fellag, 2016**)

II.2.2.2 Paramètres influençant la suffusion

La suffusion des sols peut être influencée par les paramètres liés au sol et par les paramètres liés à l'écoulement. *Sail (2012)* a présenté une synthèse de *Schuler (1995)* regroupant les paramètres pouvant influencer le processus de suffusion, la synthèse est présentée dans le tableau suivant.

Principaux paramètres	Paramètres secondaires
Géométrie des grains	<ul style="list-style-type: none"> • La taille des grains et leurs distributions La forme des grains
Géométrie des pores	La taille des pores et leurs distributions La forme des pores
Propriétés mécaniques	Etat de compaction L'angle de frottement φ La cohésion C La rugosité de la forme des grains
Conditions hydrauliques	Le gradient hydraulique La vitesse d'écoulement L'angle entre la direction de l'écoulement et la gravité Les propriétés physiques du fluide

Table II-4: Paramètres influençant la susceptibilité à la suffusion (*Schuler (1995)*)

Dans les deux parties précédentes (critères granulométriques et critères hydrauliques), nous avons présenté l'effet de la granulométrie et des sollicitations hydraulique sur l'érodabilité des matériaux testés. Dans cette partie on va surtout s'intéresser aux effets de la nature et de la teneur en fines sur l'initiation et l'évolution de la suffusion.

Bendahmane et al. (2006 et 2008)

Bendahmane et al. (2006 et 2008) ont réalisé des essais d'érosion sur des matériaux reconstitués à partir de mélange de sable de Loire et de kaolinite (Figure II-24 (a)) pour étudier l'influence de gradient hydraulique appliqué, la teneur en particules fines et de la contrainte de consolidation sur leur érodabilité.

Les auteurs ont utilisé une cellule triaxiale modifiée à parois souples équipée d'un capteur optique à l'aval pour quantifier les particules de kaolinite érodées (Figure II-24(b)). Les écoulements appliqués sont des écoulements descendants avec des charges hydrauliques maintenues constantes sur la durée des essais. La masse volumique sèche initiale de mise en place est $1,7 \text{ Mg/m}^3$

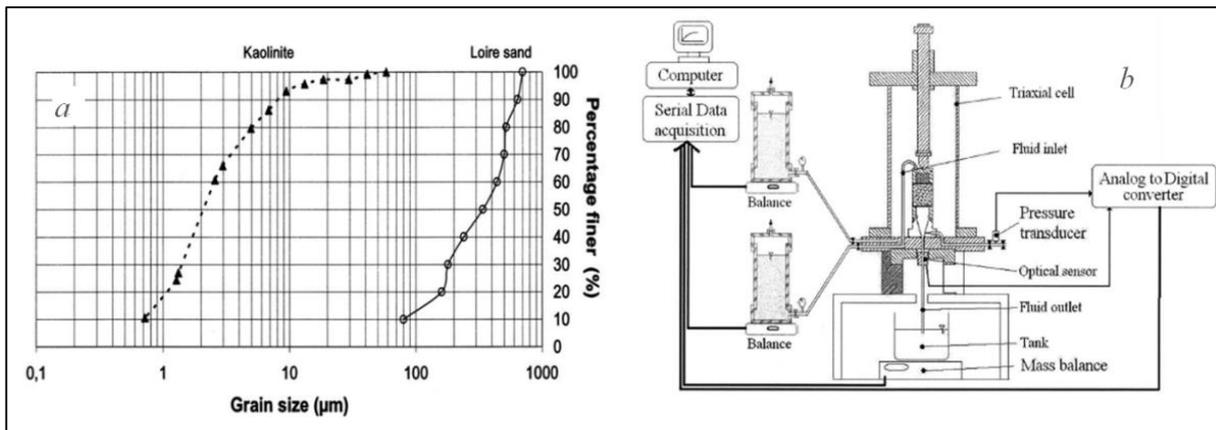


Figure II-24: Matériaux et dispositif expérimental utilisés : (a) Matériaux utilisés; (b) Dispositif expérimental (Bendahmane et al.(2008))

Les auteurs ont mis l'influence significative du gradient hydraulique appliqué et de la quantité de particules fines (kaolinite) sur l'érodabilité de ces dernières. En effet, sur la Figure II-25 (a), on constate qu'en augmentant le gradient hydraulique appliqué, le taux d'érosion, définie par la masse des particules fines érodées par unité de surface et par unité de temps, augmente également de façon linéaire, et ce pour la même contrainte de consolidation de 100 kPa. Et inversement, en augmentant la quantité des particules fines (10% et 20% de kaolinite dans ce cas), la quantité de particules fines érodées diminue significativement pour la même contrainte de consolidation de 100 kPa et pour le même gradient hydraulique. Pour l'influence de la contrainte de consolidation, les auteurs ont mis en évidence une

influence qui dépend des valeurs des gradients hydrauliques appliqués sur l'érosion d'un matériau contenant 10 % de kaolinite. En effet, pour les faibles gradients hydrauliques (inférieurs à 60 dans ce cas), l'augmentation de la contrainte de consolidation fait diminuer l'érodabilité des matériaux testé (*Figure II-25 (b)*), et inversement, pour les gradients hydrauliques plus élevés (supérieurs à 90 dans ce cas) l'augmentation de la contrainte de consolidation fait augmenter la quantité des particules de kaolinite et de sable érodées (*Figure II-25 (c)*). Ces résultats montrent l'existence d'un deuxième gradient hydraulique critique au-delà duquel les particules sableuses sont aussi érodées par érosion régressive. Ce gradient dépend notamment de la contrainte de confinement, et de la teneur en kaolinite. Sur des essais d'érosion sur des échantillons sableux *Papamichos et al.(2001)(selon Bendahmane et al (2008))* ont indiqué que le gradient hydraulique critique de l'érosion régressive augmente en fonction de la pression de confinement.

Wan et Fell (2008) indiquent que des valeurs de gradient hydraulique supérieures à 8 sont déjà très élevées par rapport à celle qu'on peut retrouver dans la structure des ouvrages hydrauliques réels.

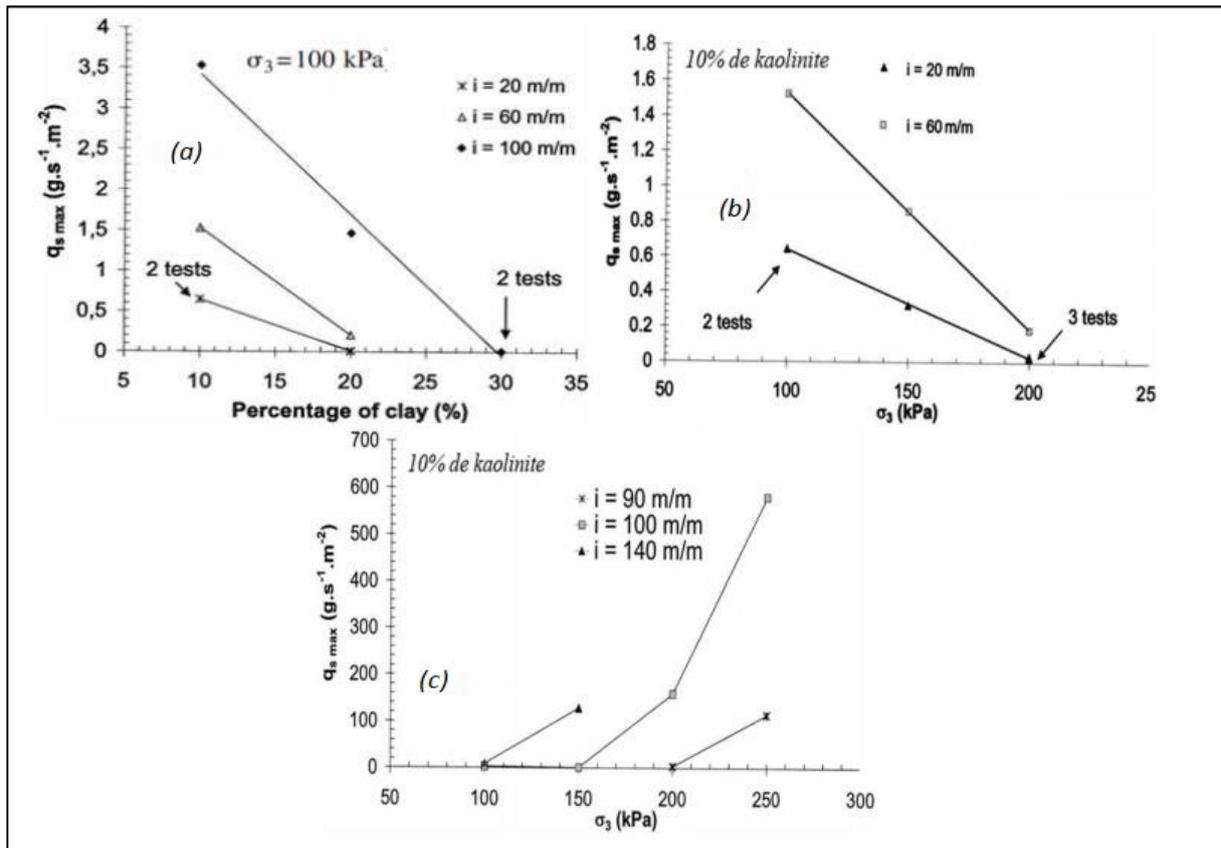


Figure II-25 : Synthèse des résultats: (a) Influence de gradient hydraulique et de la teneur en fines; (b) Influence de la contrainte de consolidation pour les faibles gradients; (c) Influence de la contrainte de consolidation pour les forts gradients sur l'érosion de la kaolinite et de sable. (Bendahmane et al. (2008))

Benamar et al. (2012) :

Dans le cadre du projet national *ERINOH*, Benamar et al. (2012) ont réalisé des essais d'érosion sur des mélanges de sable d'Hostun (HN34) et des particules fines de différente nature (kaolinite, illite et limon) pour étudier l'influence de la nature et de la concentration de ces particules fines sur l'érodabilité des matériaux testés. Les matériaux sont testés dans un dispositif de 5 cm de diamètre et 5 cm de hauteur équipé d'un turbidimètre pour mesurer la concentration des particules fines érodées. Les écoulements appliqués sont des écoulements verticaux ascendants sous des charges hydrauliques constantes et augmentées graduellement, les charges appliquées sont de 0,7 m; 1,2 m; 1,6 m et 3,5 m, ce qui correspond à des gradients hydrauliques de 14, 24, 32 et 70 respectivement.

Les résultats obtenus sont synthétisés dans la *Figure II-26*. Les auteurs montrent que la nature des fines a une influence significative sur leur érodabilité. Les résultats présentés sur la *Figure II-26a* et *b* montrent que pour la même concentration des particules fines, 10 % dans ce cas, l'illite s'érodent beaucoup moins que la kaolinite, qui est à son tour plus résistante à l'érosion que le limon, et ce en termes de concentration d'effluent ou de la masse cumulée des fines érodées. Les auteurs ont expliqué cette différence d'érodabilité par la différence de dispersivité de ces différents matériaux. En termes de teneur en particules fines, les auteurs ont montré qu'en augmentant la teneur en illite de 10 % à 20 %, la concentration de l'effluent diminue et par conséquent la masse cumulée aussi, voir la *Figure II-26c*. Pour la kaolinite, les auteurs ont trouvé un résultat différent, en augmentant la teneur en kaolinite de 10% à 20 % la

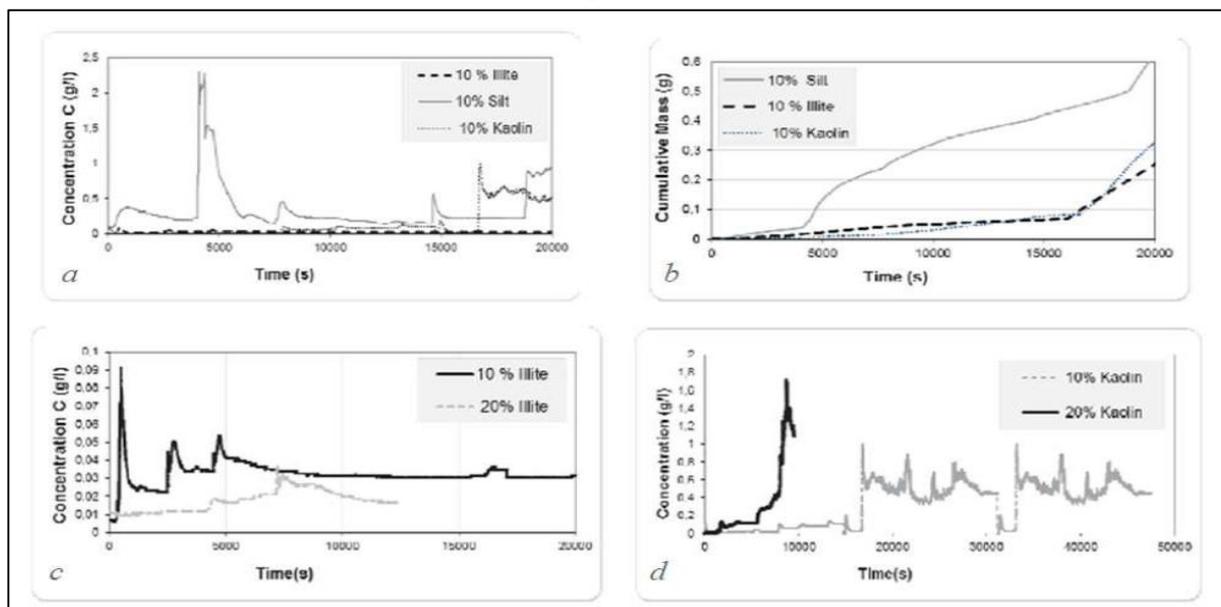


Figure II-26: Synthèse des résultats obtenus : (a) Concentration de l'effluent en fonction de la nature de fines; (b) masse cumulée en fonction de la nature de fines; (c) Influence de la quantité de l'illite; (d) Influence de la quantité de la kaolinite. (Benamar et al. (2012))

concentration de l'effluent augmente aussi et par conséquent la masse cumulée aussi comme on peut le voir sur la *Figure II-26 d*.

II.3 Les essais d'érosion interne :

Depuis des décennies, de nombreuses recherches sur les problèmes d'érodabilité des sols ont été réalisées par les ingénieurs géotechniciens. Cependant, il n'y a pas une méthode unifiée pour la prédiction de l'érodabilité des sols.

Les essais de laboratoire peuvent être classés dans trois catégories : essais d'érosion interne, essais d'érosion superficielle et les essais de dispersion. Les essais d'érosion interne sont préférables, car ils peuvent simuler l'érosion au travers d'une fissure ou d'un trou dans le corps d'un remblai. Toutefois l'obtention de conditions d'essais maîtrisées est relativement ardue et il est difficile de conclure sans une étude comparative. REIFFSTECK et al. (2006)

REIFFSTECK et al. (2006) ont adaptée une étude comparative des trois essais d'érosion interne qu'on va mentionner en suivant

II.3.1 Érodimètre à jets mobiles :

II.3.1.1 Dispositif expérimental :

L'érodimètre à jets mobiles est constitué d'une partie mécanique active, appelée "érodeur", d'un réservoir d'eau sous pression contrôlée, et de différents organes de service. L'érodeur projette, à partir de gicleurs de 0,5 mm de diamètre (figure II-27 b), perpendiculairement au sol ou à l'échantillon de sol dont on veut mesurer l'érodabilité, six jets d'eau de caractéristiques semblables et bien définies. L'éprouvette peut être testée avec différentes pentes : 0% ; 10% ; 67% ; 100%.

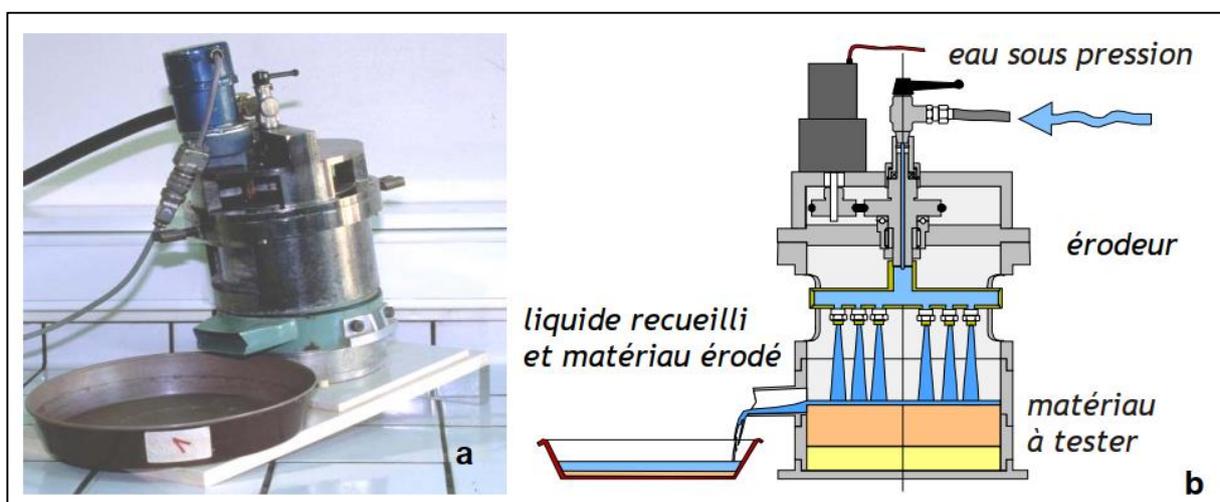


Figure II-27: Érodimètre à jets mobiles.

La géométrie de cet appareil est assez similaire à l'appareil avec jet submergé développé par Hanson (Hanson, 1988 ;1993). Cependant, dans l'appareil du LCPC, le sol n'est pas submergé et le bras de l'érodeur, sur lequel sont fixées les six buses, est mis en rotation durant l'essai.

II.3.1.2 Mode opératoire :

La première étape du protocole d'essai est d'amener l'échantillon à un état de compacité donné par compactage statique.

La galette est ensuite insérée dans l'appareil qui est branché à la source d'eau sous pression. Le moule porte-échantillon est placé sur l'une des deux pentes dont on dispose.

L'anneau-déversoir est inséré sur le moule porte-échantillon en dirigeant le déversoir vers l'aval de la pente au-dessus du récipient de mesure (figure II-27 a).

Le sol est ensuite soumis à l'action des jets avec les paramètres d'essai suivant :

- le débit d'eau (860 ± 5 % cm^3 pour les buses à jet plat),
- la pression de l'air comprimé (100 ± 5 kPa),
- l'état énergétique de l'échantillon (95% de l'OPN : W_{OPN} et γ_{OPN}),
- la durée de l'expérience (60 secondes).

Après essai, la chambre de pluie de l'érodimètre est rincée avec une pissette au-dessus du récipient de mesure. La quantité d'eau chargée recueillie est mesurée et passée à l'étuve pour déterminer la masse de matériau sec érodée par l'érodimètre. C'est cette charge solide qui va servir à quantifier l'érosion.

Pour établir des corrélations entre l'érosion et les paramètres de caractérisation et pour faire des comparaisons entre les différents sols, il faut absolument conserver la constance des paramètres précédents.

II.3.2 Pinhole test :

II.3.2.1 Dispositif expérimental :

L'appareil pinhole test utilisé dans cette étude est conforme à la norme ASTM(1993). Il est constitué d'un cylindre en Plexiglas de 72 mm de diamètre et 85 mm de longueur et de deux couvercles en aluminium pour fermer le dispositif. La plaque de sortie comprend un trou d'aération de 1,6 à 3 mm de diamètre et un orifice de sortie. La plaque en tête comprend un orifice pour l'écoulement de l'eau. Il possède également deux grilles au tamis de 2 mm dont

l'une est positionnée entre le sable grossier et le sol du côté de la sortie du système, et l'autre au sommet de l'échantillon. (Figure II-28 a).



Figure III-28 pinhole test et échantillon durant la réalisation du trou d'aiguille.

II.3.2.2 Mode Opérateur :

L'échantillon de sol est compacté statiquement dans le cylindre, puis une aiguille de 1 mm de diamètre est enfoncée dans le sol pour initier l'érosion (Figure I-40 b). Un cône positionné en amont sert de guide pour l'aiguille et canalise le fluide lors de l'essai. Il existe trois protocoles d'essais pour déterminer la dispersivité du sol. L'essai consiste à imposer différentes charges hydrauliques que l'on incrémente au cours du temps en fonction de la turbidité des effluents observée, à noter la couleur du fluide sortant de l'éprouvette de sol sous la charge hydraulique initiale, le débit et la taille finale du trou. Ces éléments fournissent les éléments nécessaires à la classification du sol en trois classes : non dispersif, peu dispersif, dispersif. Les résultats sont donc purement qualitatifs.

II.3.3 Hole érosion test (HET) :

II.3.3.1 Dispositif expérimentale :

Un dispositif d'essai très similaire au pinhole test a été développé pour obtenir une mesure plus quantitative de l'érosion. Lors de sa construction, nous nous sommes très largement inspirés de l'appareil de Wan et Fell (2004). Le diamètre adopté est identique à celui du pinhole test. Les chambres amont et aval sont plus grands et les mesures du débit, des pressions amont et aval ainsi que de la turbidité ont été ajoutées.

II.3.3.2 Mode opératoire :

Le matériau est reconstitué par compactage statique dans le cylindre puis percé de part en part par une aiguille de diamètre 4mm à l'instar du pinhole test. Un réservoir de type bouteille de Mariotte permet de contrôler de manière fine la hauteur d'eau en amont de la cellule d'essai.

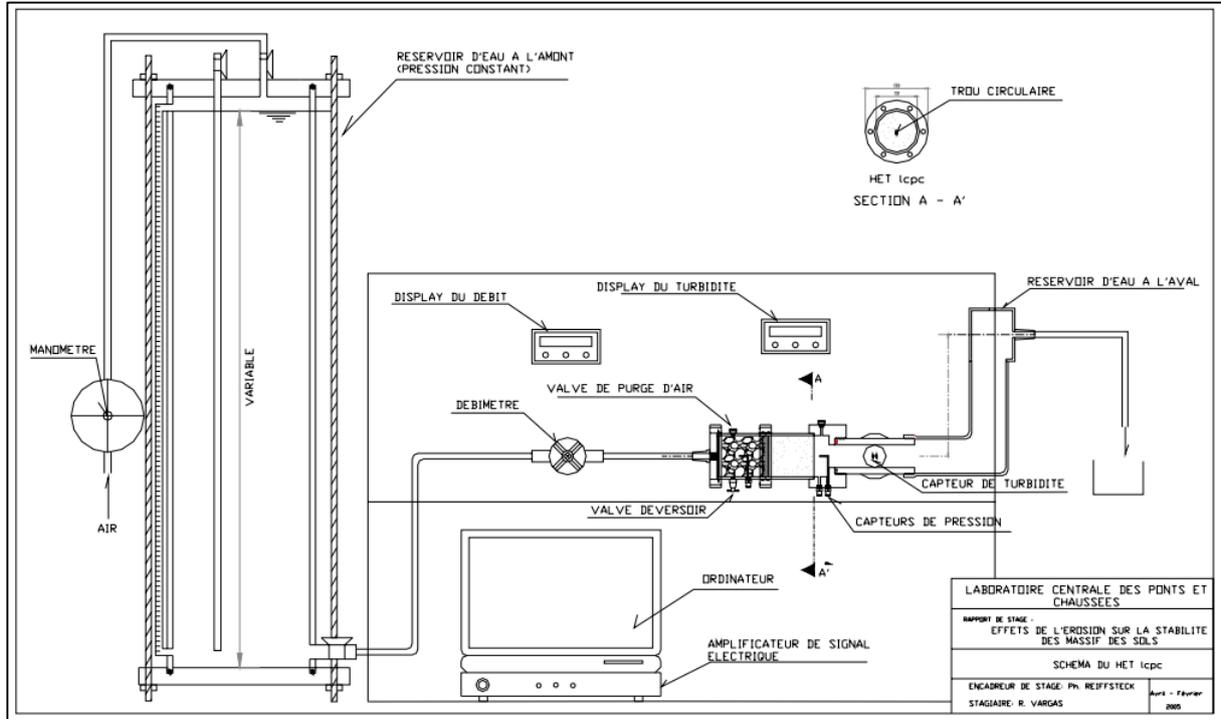


Figure II-29 diagramme schématique du HET du LCPC

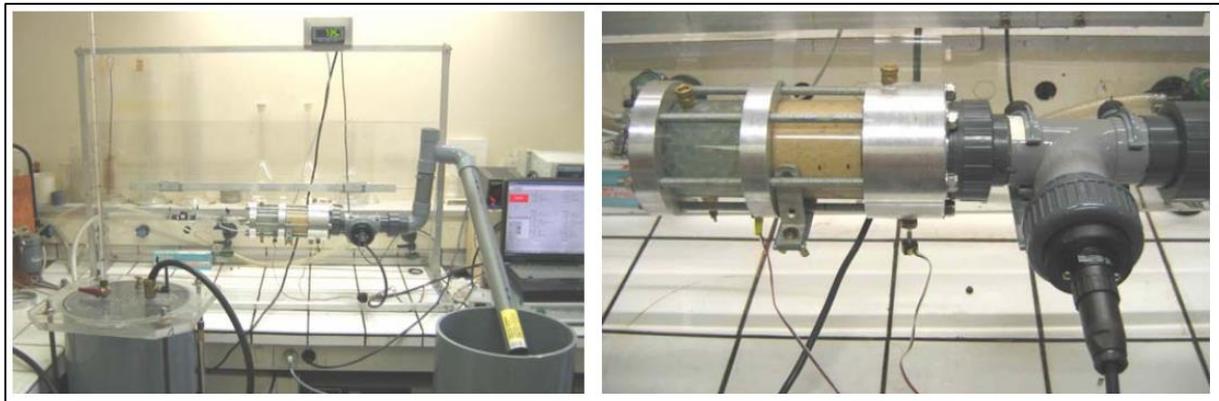


Figure II-30 : architecture générale du HET et détail de la cellule de mesure

Celle-ci peut générer un gradient compris entre 0,25 et 4 durant 3 à 6 heures ; gradient qui est le paramètre de contrôle de l'essai.

Pour cet essai les mesures de gradient hydraulique, de variation du débit et de turbidité de l'eau pendant l'essai sont enregistrées en continu. À la fin de l'essai, on mesure le diamètre final du trou ainsi que la masse de la charge solide récupérée dans la burette.

II.3.4 Essai d'érosion Transverse :

Au sein de sa thèse, Nguyen (2013) a réalisé plusieurs essais sur différents types de sols granulaires avec des fines en utilisant un essai développé au laboratoire 3SR de l'Université de Grenoble nommé Essai d'Erosion Transverse ou en anglais Cross Erosion Test (CET). L'objectif principal de cet essai est de caractériser la susceptibilité d'un sol à l'érosion interne (Monnet et al. 2011) (Monnet et al. 2012) (Monnet et al. 2013) (Nguyen et al. 2013).

II.3.4.1 Matériaux testés :

La figure (II-31) montre les courbes granulométriques des sols utilisés pour le test.

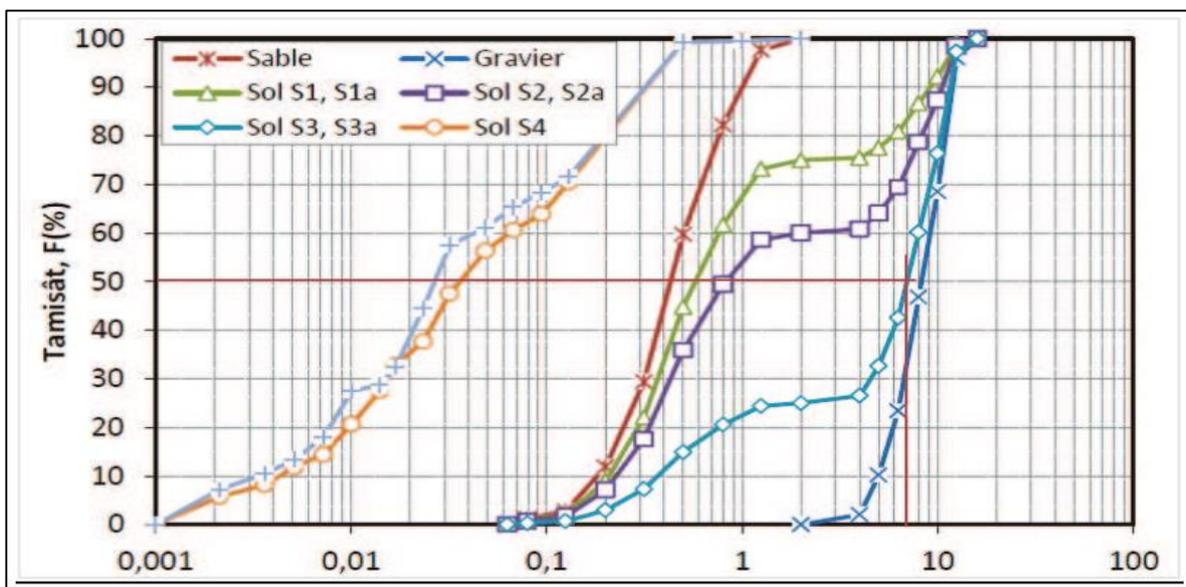


Figure II-31: Courbes granulométriques des sols testés

Les caractéristiques granulométriques des sols testés, sont présentés dans le tableau (II-5) ci-dessous.

Nom du sol	Type du sol	Rapport $(H/F)_{min}$ (Kezdi (1979))	Rapport de filtre $(d_{15,g}/d_{85,f})$ (Kenney et Lau (1985))	Coefficient d'uniformité C_u
S1 et S1-a	sablo-gravier (75% sable et 25% gravier)	5.5	2,5	3,69
S2 et S2-a	sablo-gravier (60% sable et 40% gravier)	3,13	1.6	15.5
S3 et S3-a	gravelo-sableux (25% sable et 75% gravier)	0,67	6,21	21
S4 et S4-a	limon de l'Isère	2	4.79	14.85

Table II-5: Les sols testés- Nguyen (2013)

Où $d_{15,g}$ = diamètre à 15% du tamisât de la partie grossière et

$d_{85,f}$ = diamètre à 85% du tamisât de la partie fine. De manière plus précise, le sol S3 constitué de 25% sable et 75% gravier présente une porosité n pour le sol initial saturé de 0,356 et le sol S4 est un sol naturel et correspond à du limon de l'Isère avec une granulométrie continue, la porosité n après la saturation du matériau est de 0,37.

II.3.4.2 Dispositif cross érosion test (NGUYEN 2013) :

Pour que le modèle réduit soit plus proche physiquement de ce qui a lieu lors de l'écoulement dans une digue, a été développé au laboratoire 3SR un dispositif qui comporte deux forages (un forage d'injection d'eau d'un côté et un deuxième qui permet d'aspirer de l'eau à l'aide d'une pompe de l'autre côté) pour réaliser un essai d'érosion interne de type « suffusion » dans un sol saturé. Les figures (1-32)a et (1-32)b montrent le dispositif expérimental de l'essai d'érosion Transverse (Plé et al. 2012), (Nguyen et al. 2013), (Monnet et al. 2011), (Monnet et al. 2012).

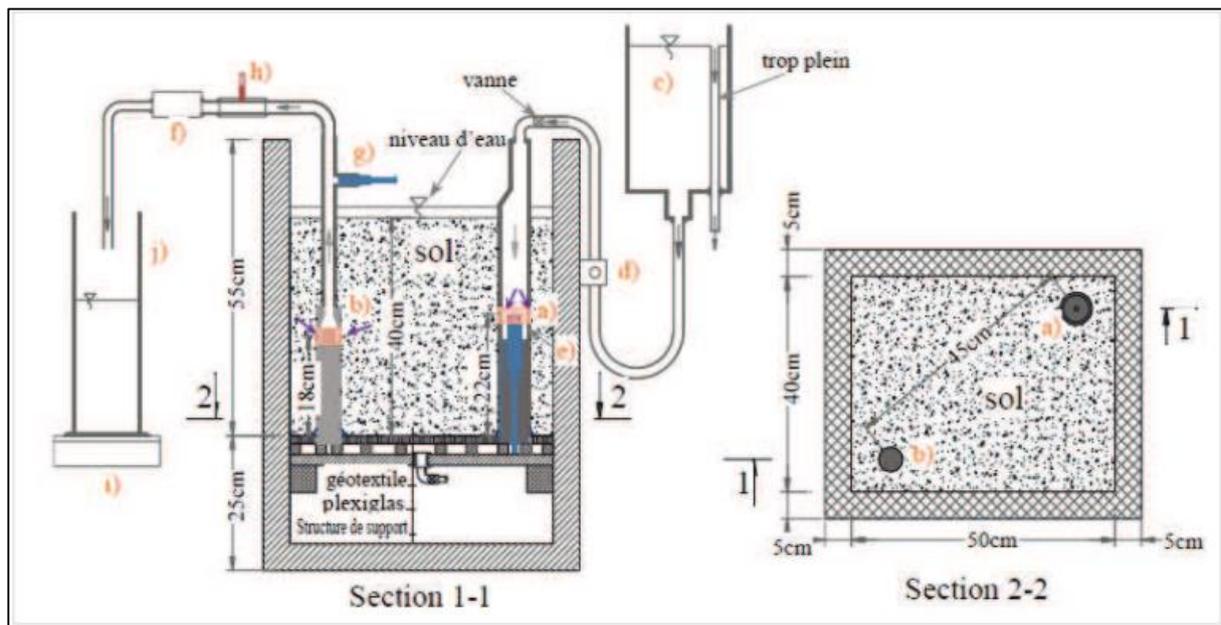


Figure II-32: Schéma de L'essai d'érosion transverse

L'expérience (CET) permet de régler la valeur du gradient hydraulique entre l'injection et le pompage.

Ce dispositif permet de reproduire les phénomènes de suffusion suspectés dans les milieux naturels sous écoulement permanent. Pour cela, le gradient hydraulique doit être inférieur au gradient critique (Skempton et Brogan 1994). Le gradient critique peut-être estimé à partir du gradient critique Terzaghi. La valeur du gradient critique est comprise entre 0,9 à 1,2. La différence de charge hydraulique minimale (uniquement avec de l'eau

dans la cuve) est de 0,4m (correspondant à la valeur minimale de la fréquence d'alimentation de la pompe à 25 Hz). Comme il est indiqué dans la figure (II-33), on a choisi une distance entre les deux forages de 0,45m car cette valeur permet d'imposer un gradient hydraulique de 0,89 qui est inférieur au gradient critique de Terzaghi 1,09 m/m

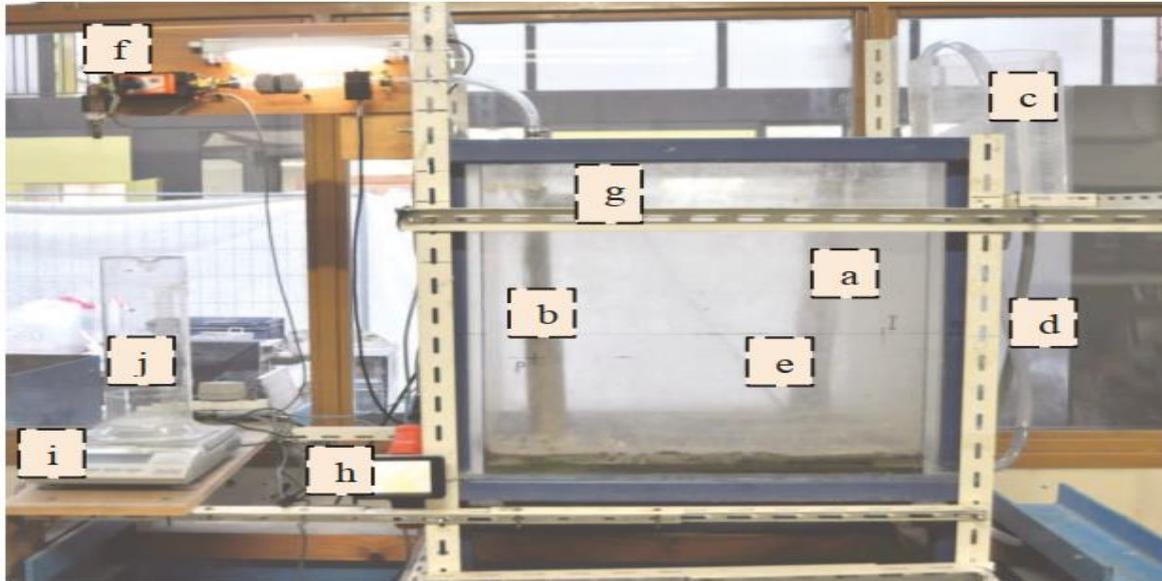


Figure II-33: L'essai d'érosion transverse. a) tube d'injection ; b) la pompe ; c) réservoir à niveau constant ; d) débit entrant ; e) capteur de pression d'injection ; f) débit sortant ; g) capteur pression de sortie ; h) micro-caméra ; i) balance de précision ; j) éprouvette

II.3.4.3 Résultats obtenus :

Deux types de sol seront considérés pour l'évaluation de capacité du modèle proposé et la calibration des paramètres de chaque sol: le sol gravelo-sableux (noté S3) et le sol limoneux de l'Isère (noté S4 et S4-a).

Pour l'essai sur le sol S3, la charge d'injection est gardée à un niveau constant égal à 0,42m. La fréquence de la pompe varie entre 25Hz et 51Hz. La suffusion est détectée avec la caméra dès que le gradient hydraulique atteint une valeur de 0,41m/m pour la fréquence de 27Hz. Cette valeur est inférieure au gradient critique de Terzaghi (1,09 m/m) (figure 1-34 et 1-35). Pourtant, les sols stables qui ne sont pas susceptibles à suffusion peuvent être érodables à un gradient hydraulique supérieur au gradient hydraulique de Terzaghi (Skempton et Brogan 1994), (Plé et al. 2012).



Figure II-34: Gradient hydraulique et débit de pompage en fonction du temps – S3- (Nguyen 2013)

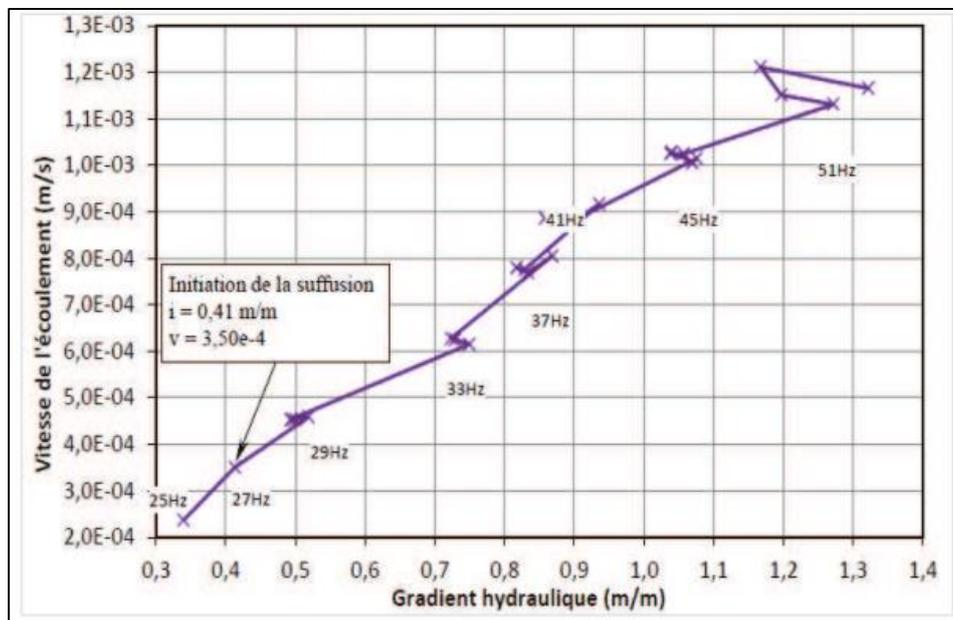


Figure II-35: Vitesse de l'écoulement en fonction du gradient hydraulique – S3- (Nguyen 2013)

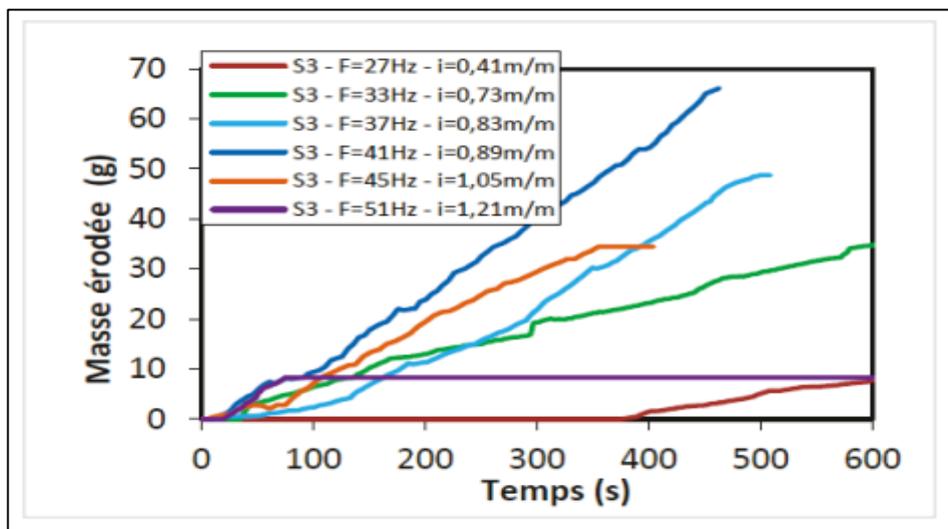


Figure III-36: Evolution de la masse érodée en fonction du temps (S3)- (Nguyen 2013)

Sur la figure (II-36), la masse cumulée des particules érodées en sortie était estimée par un calcul à partir de la mesure de masse par la balance.

En effet, la formule de calcul pour la masse cumulée est la suivante :

$$M_{cumilée} = (M_i - M_0) - \rho * V$$

Avec :

M_i : la masse mesurée sur la balance pour $t=i(s)$

M_0 : la masse pour $t=0$ s

V : le volume et ρ la masse volumique qui peut être prise à 1000 kg/m³ ou 1000 g/l.

L'incertitude sur la $M_{cumilée}$ est en effet proportionnelle au temps conduit à :

$$\Delta M_{cumilée} = \Delta M_0 + \Delta M_i + (\Delta V) * \rho$$

D'ailleurs, la masse (eau + particules) est déterminée par la balance à 0.01 g d'incertitude et le volume est déterminé à partir de la mesure sur le débitmètre de l'eau aspirée. Son incertitude est de 2% de la plage de mesure.

Pour l'essai effectué sur les sols S4 et S4-a, la charge d'injection est conservée à un niveau constant égal à 0.52m. La fréquence de la pompe varie entre 25Hz et 41Hz. Pour ces sols, la suffusion est détectée pour un gradient hydraulique de 1.06m/m et de 1.04m/m correspondant aux fréquences de 33Hz et 35Hz, respectivement. Ces valeurs sont supérieures au gradient critique de Terzaghi ($i_{ct}=1.001m/m$) (Figure II-37, II-38).

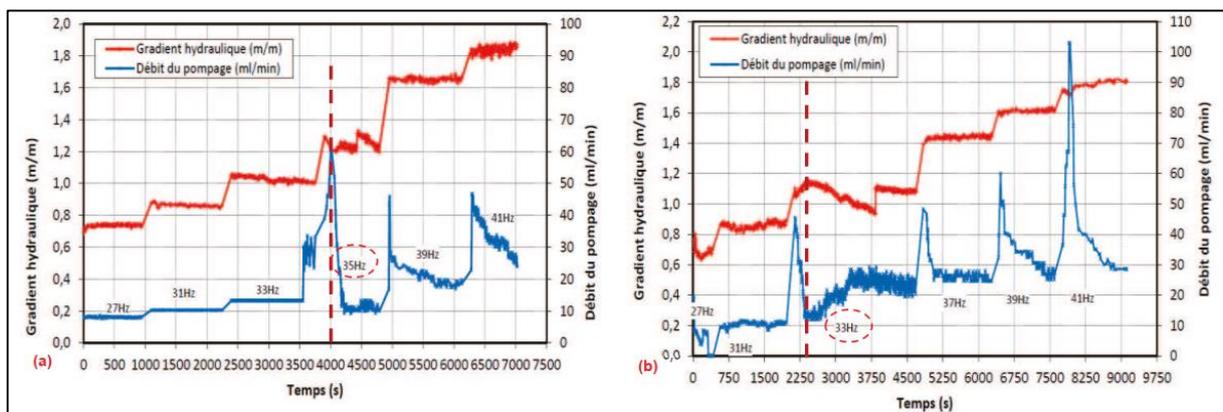


Figure III-37: Gradient hydraulique et débit de pompage en fonction du temps – a) pour le sol S4, b) pour le sol S4-a - (Nguyen 2013)

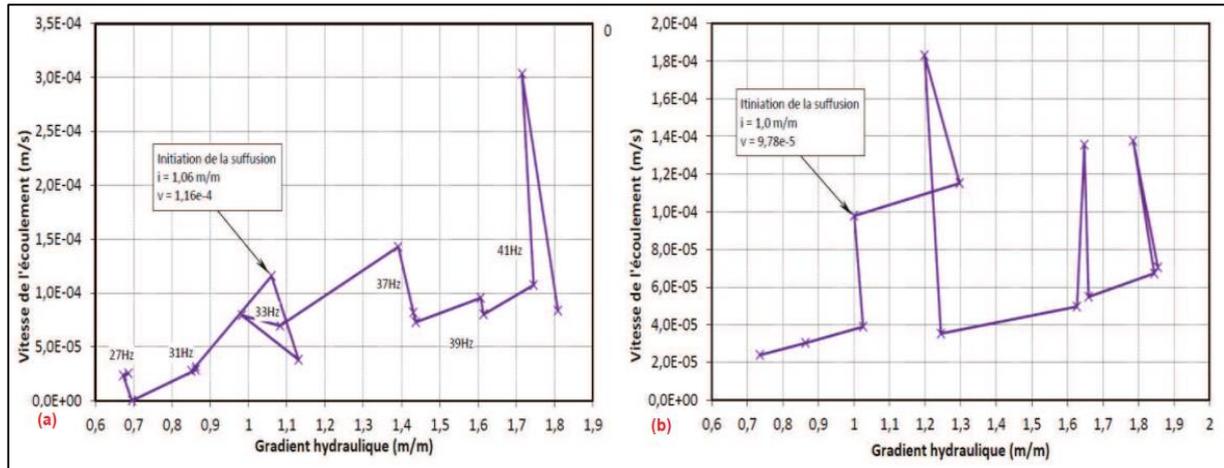


Figure II-38 : Vitesse de l'écoulement en fonction du gradient hydraulique, a) pour le sol S4, b) pour le sol S4-a - (Nguyen 2013)

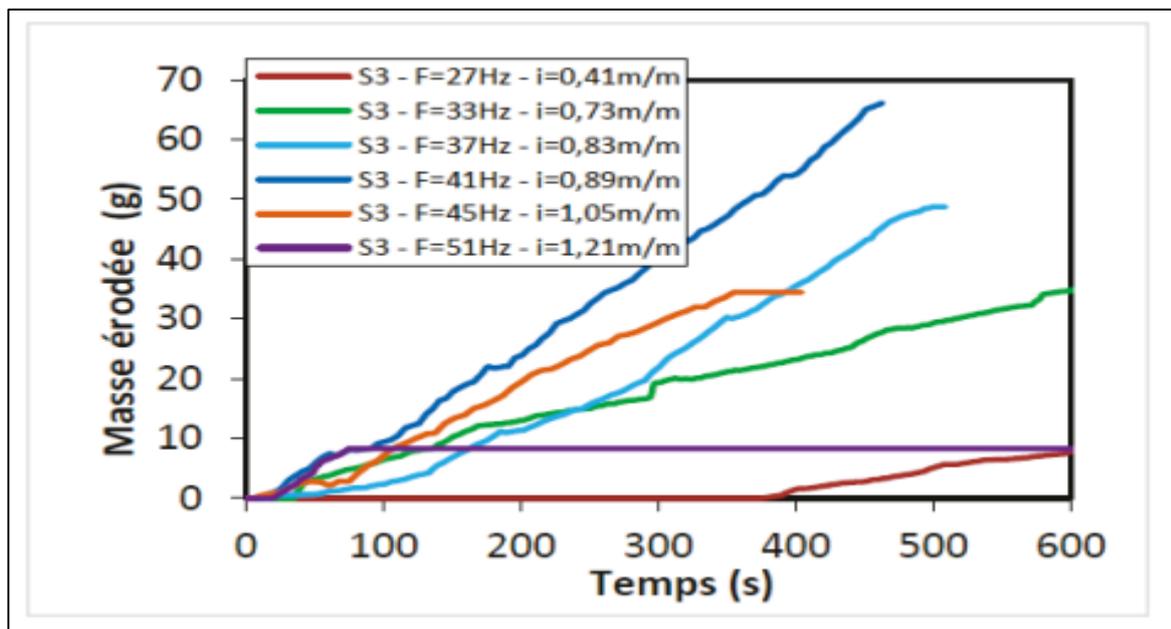


Figure III-39: Evolution de masse érodée en fonction du temps, a) pour le sol S4, b) pour le sol S4-a - (Nguyen 2013)

La masse totale des particules érodées estimée à 73,8g et 69g pour les sols S4 et S4-a, respectivement (figure II-39).

II.3.5 Essai de suffusion a l'eodo-permeametre (SFET) :

L'appareillage s'inspire du Oedometer Suffusion Test de Fannin et Li. Un échantillon posé sur une embase munie d'une grille dans une cellule oedoperméamétrique est chargé verticalement, saturé, consolidé en condition oedométrique puis sollicité par un écoulement descendant à gradient hydraulique constant augmenté par palier. La masse des particules érodées, l'évolution de la pression interstitielle de 14 prises, la densité et les déformations

verticales induites par l'érosion sont mesurées et retranscrites en fonction du gradient hydraulique local, global ou de l'énergie transmise. Les résultats mettent en évidence ou non suivant le sol un gradient critique au-delà duquel le départ de fines est conséquent. La valeur de ce gradient dépend du sol mais aussi des conditions de mise en place, notamment des contraintes appliquées et des conditions aux limites.

II.3.6 Essai d'érosion au triaxial ou « Triaxial Erosion test »

II.3.6.1 Dispositifs expérimental : (Nguyen V. N., 2014)

Ce dispositif permet de solliciter des échantillons de sol hydrauliquement et mécaniquement pour étudier l'érosion par la suffusion. Il y a possibilité de maîtriser le confinement au cours de l'essai tout en évitant l'apparition d'écoulements parasites autour de l'éprouvette.

Sanchez et al (1983) ont modifié un appareil triaxial normal pour effectuer les essais d'érosion sur les matériaux de cinq barrages en terre (Figure II-40).

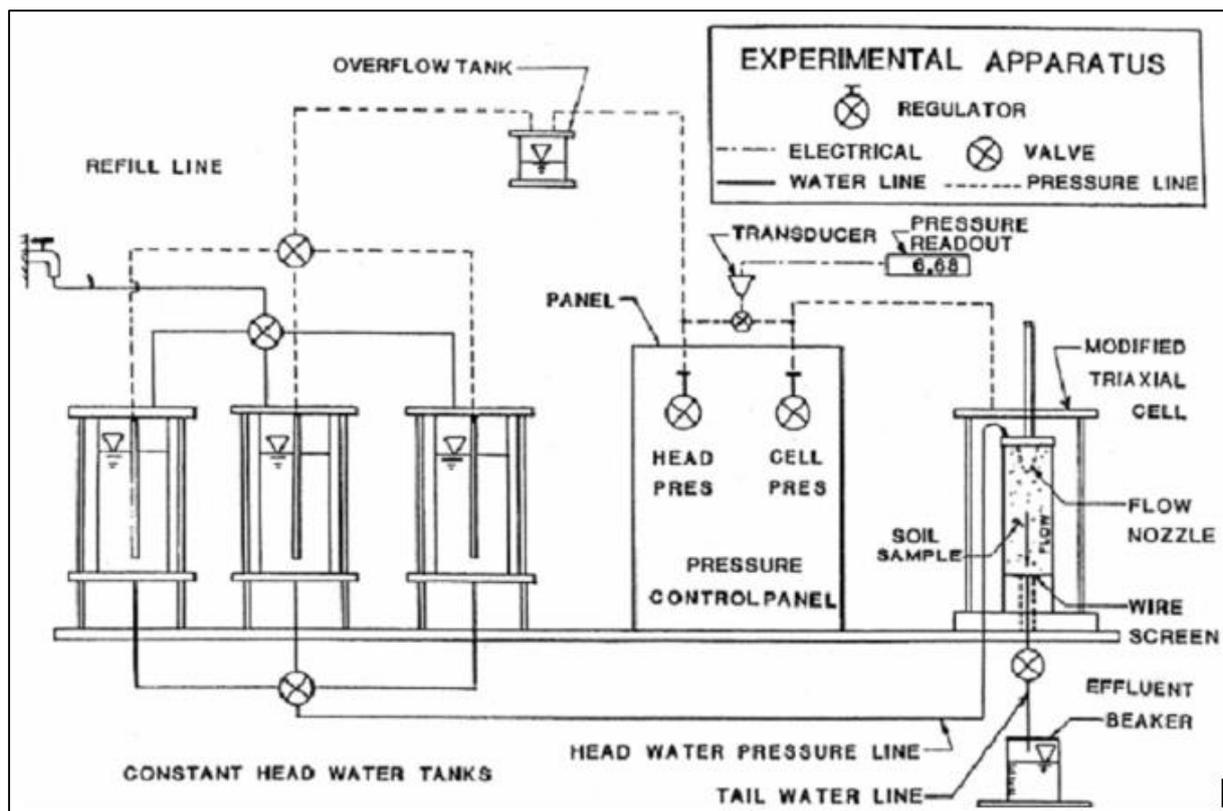


Figure III-40: Schéma de l'appareil de Triaxial Erosion test (Sanchez et al, 1983)

II.3.6.2 Mode opératoire :

L'échantillon est compacté dans un moule cylindrique fendu (7.1 cm de diamètre et 5.5 cm de hauteur). Une rainure est formée le long de l'axe de l'éprouvette. Ils ont supposé que la forme de la rainure reste un rectangle en cours d'essai. Ils ont trouvé que la teneur en eau a une

influence plus importante sur le sol limoneux que sur le sol argileux. La densité sèche a une influence très réduite à la teneur en eau optimale pour le limon, et pour l'argile le taux d'érosion diminue quand la densité sèche augmente de 90% à 95% de celle optimale.

Bendahmane (2005), Bendahmane et al (2008) ont développé une nouvelle version de l'essai pour tester l'érosion interne par suffusion.

Les auteurs ont déterminé un gradient hydraulique critique initial de l'érosion interne par suffusion. Ils ont mis en évidence l'existence d'un second gradient hydraulique critique

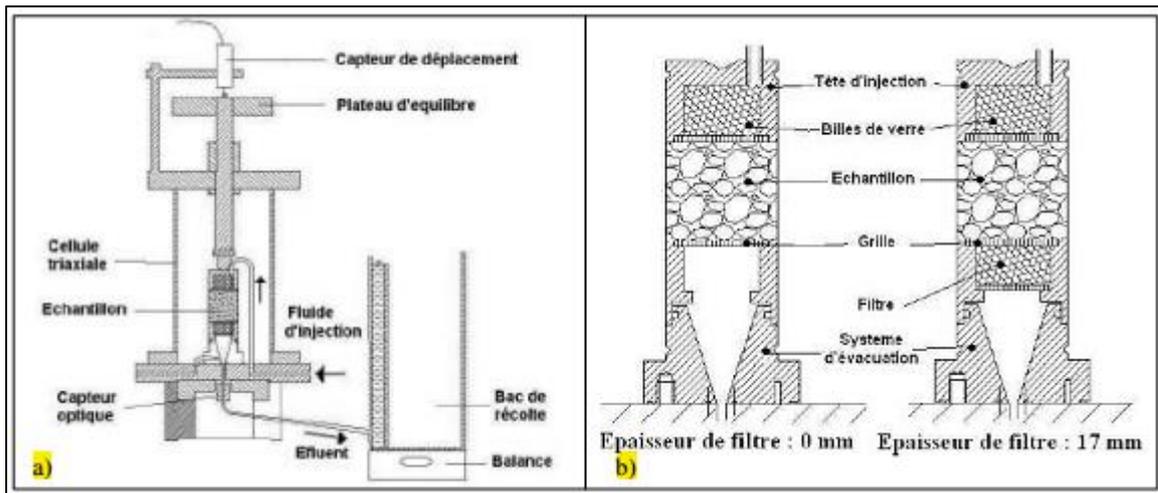


Figure II-41: Dispositif d'érosion au triaxial (Bendahmane, 2005). a) Schéma du dispositif global. b) Schéma du système d'injection et de récupération

correspondant à une érosion interne par renard. Ils ont aussi trouvé que l'érosion augmente avec le gradient hydraulique et diminue avec le pourcentage d'argile.

II.4 Solutions proposé pour la réduction de l'érosion interne :

La plupart des phénomènes d'érosion interne ont une origine accidentelle, qui ensuite occasionne une augmentation du gradient hydraulique i . Celle-ci peut advenir lors d'une augmentation de la charge H (période de crue, rehausse majeure du seuil déversant...) ou via une diminution de la longueur d'écoulement de l'eau à travers les grains l . La diminution de la longueur d'écoulement peut être due à plusieurs aléas comme la rupture d'une conduite de vidange, les changements de sol par fissuration ou retrait, l'amorce par terriers animaux ou encore des vides préexistants (défaut de construction).

Quelle qu'en soit la raison, il en résulte une modification des conditions d'écoulement avec diminution de la longueur d'écoulement, augmentation du gradient hydraulique et des vitesses d'écoulement.

La boue se remarque sous eau (par une zone plus ou moins étendue) de turbidité de l'eau c'est-à-dire la présence de grains du sol en suspension. On rappelle que si le gradient

hydraulique tend à devenir supérieur au gradient critique, il y a entraînement des grains vers le haut. L'apparition de ce phénomène de boulangerie peut être soudaine et la cause de grands dommages ; à l'aval d'un barrage, sa venue entraîne une perte de portance de la zone aval de la fondation.

Une fois le phénomène amorcé, les moyens mis en œuvre pour le stopper sont considérables. Le déversement de matières perméables (comme du gravier) sur la zone où la boulangerie apparaît, permet parfois d'enrayer cet événement.

Nous avons vu que la longueur d'écoulement est un paramètre important dans l'apparition du renard hydraulique, la longueur de l'écoulement est directement liée au gradient hydraulique. Un des moyens de se prémunir de l'érosion interne par renard est d'augmenter la longueur de l'écoulement, diminuant les gradients hydrauliques et éloignant les risques d'atteindre une valeur critique du gradient hydraulique. Plusieurs dispositifs sont susceptibles d'être mis en œuvre conjointement ou non (figure II-42) :

- En amont, le pied du barrage est éloigné par un tapis de matériaux imperméables,
- Sous le barrage, des barrières verticales étanches détournent l'écoulement,
- En aval, le tapis drainant et un filtre maintiennent les grains, une recharge pèse et empêche le soulèvement des grains,
- Toujours en aval, un puits de décharge permet une mise à la pression atmosphérique de la couche perméable annulant les éventuels forts gradients.

Les deux premiers dispositifs sont destinés à allonger le chemin d'écoulement, permettant de diminuer le gradient hydraulique et le débit de l'écoulement. Les dispositifs en aval limitent les soulèvements du sol, le puits supprime les gradients encore trop forts.

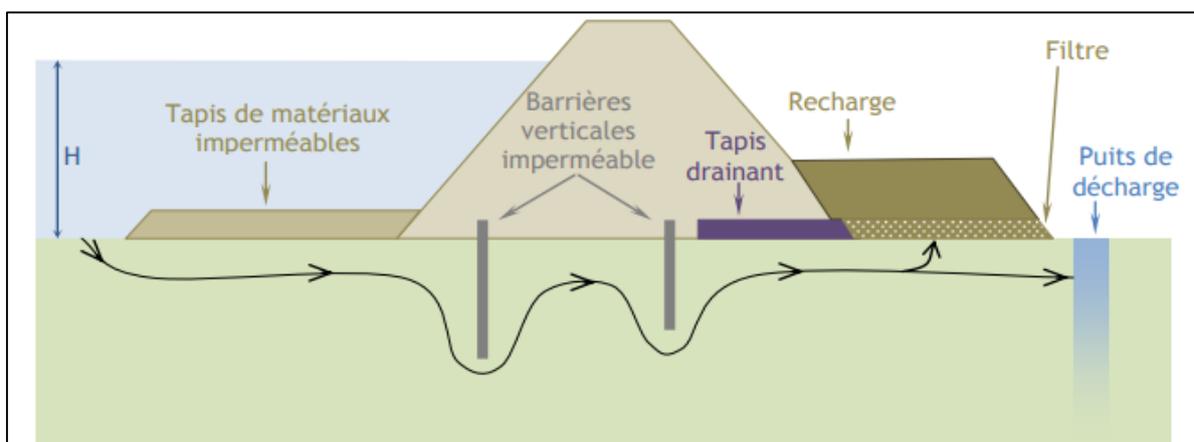


Figure II-42: Dispositifs de réduction du risque d'érosion interne

II.5 Conclusion :

Dans ce premier chapitre, on a mis en lumière tout d'abord des critères d'érosion interne dans les deux sortes (granulométrique et hydraulique), Celui-ci est certes important. Le premier type des critères précédemment mentionnés se sont basés sur les courbes granulométriques, plus précisément sur les diamètres caractéristiques de ces courbes, notamment sur celles de la fraction grossière et de la fraction fine.

Le deuxième type des critères dépendent des conditions des essais et des dispositifs expérimentaux utilisés. Les directions des écoulements utilisés dans les différentes études sont différentes et les critères obtenus dépendent, en partie, de cette condition d'essai. La méthode énergétique semble la mieux adaptée pour caractériser les conditions d'écoulement, elle prend en compte le gradient de pression, le débit d'écoulement et la longueur de l'échantillon. **(Fellag, 2016)**

CHAPITRE III
MODELISATION ET
EXPERIMENTATION

III.1. Introduction

Dans ce chapitre une étude expérimentale et numérique sur l'érosion interne a été réalisée au niveau du laboratoire à fin de caractériser le phénomène, pour cela un dispositif expérimental spécial a été utilisé, accompagner d'une modélisation numérique du modèle réel à l'aide d'un logiciel (PLAXIS 2D). On présente les résultats obtenus sous forme de courbes et de tableaux suivis d'une interprétation et une discussion.

III.2. Dispositif expérimental :

Le lit du réservoir est en acier doux peint. Les côtés du réservoir sont soutenus et scellés par une méthode éprouvée qui permet un accès libre à l'intérieur et entraîne une obstruction minimale de la vue. Un côté est en verre trempé pour donner une bonne visibilité sans rayures sur une longue période d'utilisation tandis que l'autre est en aluminium qui permet l'insertion de points de prise de pression selon les besoins. Les extrémités du réservoir sont en tôle d'acier.

Des débordements réglables sont prévus à proximité de chaque extrémité du réservoir afin que des niveaux d'eau constants puissent être maintenus dans chaque moitié du réservoir. Ceux-ci peuvent être abaissés à une position proche du lit du réservoir pour certaines expériences afin de fournir un drainage du sous-sol. L'équipement est autonome, ne nécessitant qu'un premier remplissage d'eau froide et une connexion à l'alimentation électrique. Le réservoir de puisard peut être vidé vers un drain de laboratoire. (Figure III-1)

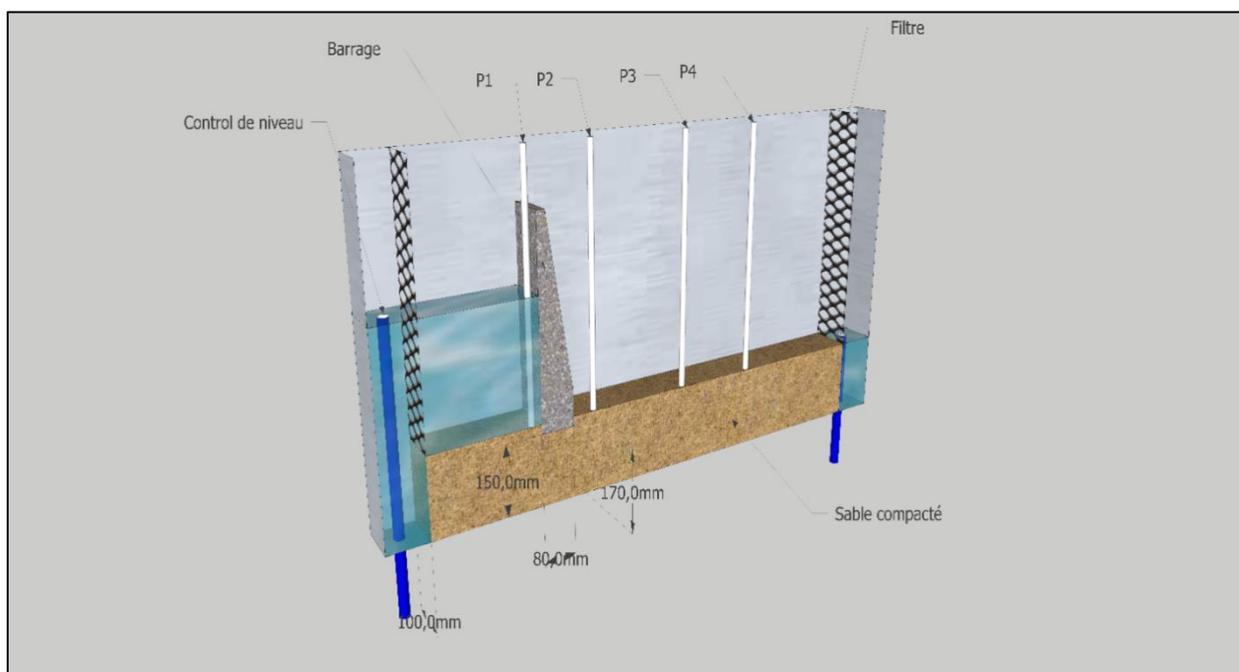
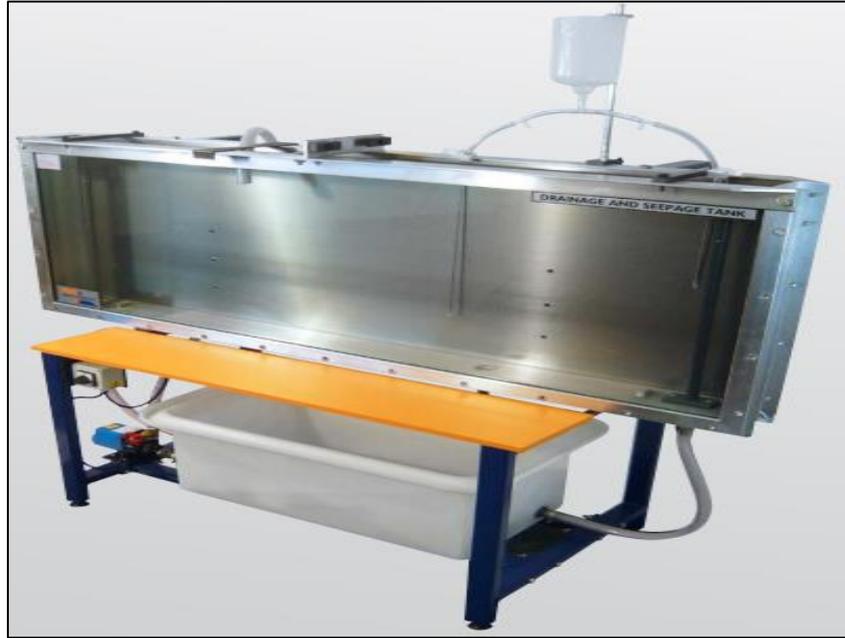


Figure III-1 : model 3D du banc d'essai (SketchUp).



FigureIII-2: RÉSERVOIR DE DRAINAGE.

L'eau circule dans le dispositif dans un cycle fermé à l'aide d'une pompe, le dispositif est équipé de deux tuyaux en amont et en aval pour le réglage et le contrôle du niveau d'eau lors de l'essai. Un barrage en plexiglass a été installé de 80 mm de base et 20 mm de fondation (partie encastrée), également quatre piézomètres ont été installés, ces derniers ont été disposés en amont et en aval du barrage (1 en amont, 3 en aval) pour le suivi de la variation des pressions lors de l'essai. Ainsi que deux tubes en amont et en aval pour contrôler le niveau d'eau lors de l'essai, le dispositif dispose de deux filtres en amont et en aval pour empêcher le transport des particules fines du sable lors de la circulation d'eau. (Figure III-2)

III.3. Essais d'identification :

Des essais d'identification ont été indispensables à fin de bien caractériser l'échantillon, les résultats obtenus sont mentionner en bas

III.3.1. Le poids volumique γ , γ_d , γ_{sat} :

- On mesure le poids du moule vide et son volume, puis on meure le poids du moule contenant de l'échantillon, la soustraction entres les deux poids en devisant le résultat sur le volume du moule nous donne la masse volumique humide.
- puis on met l'échantillon dans l'étuve pendant 24 h dans une température de 105°C puis on refait les mêmes étapes pour avoir la masse volumique sèche.

- Pour la masse volumique saturée, on sature l'échantillon et également on suit les mêmes étapes.

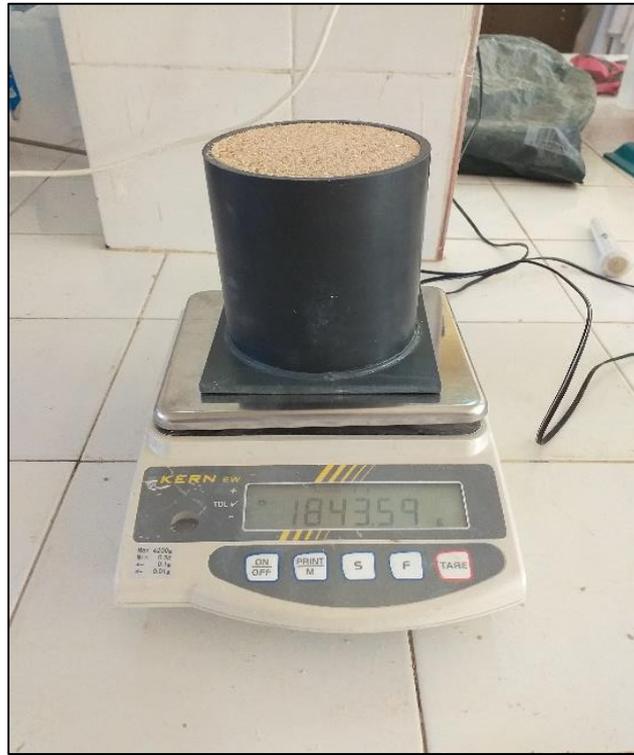


Figure III-3 : essai de la masse volumique

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poids volumique	14,98 KN /m³
Poids volumique sec	14,38 KN /m³
Poids volumique sat	18,75 KN /m³

Tableau III-1: tableau des masses volumiques de l'échantillon

III.3.2. La teneur en eau :

Pour l'obtention de la teneur en eau, on met l'échantillon dans l'étuve pendant 24 h dans une température de 105°C après on calcule le rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids du même matériau sec.

$$\omega = 100. \frac{\gamma - \gamma_d}{\gamma_d} = 4,13\%$$

Lorsque l'on détermine la teneur en eau d'un échantillon de grain, on l'analyse pour connaître le taux d'humidité qu'il renferme, la teneur en eau peut changer le poids spécifique et l'apparence du grain

III.3.3. L'analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique fournit les proportions de grains de différents diamètres, pour cela, on procède au classement des grains sur une série de tamis emboîtés les uns dans les autres. Les dimensions des mailles des tamis sont décroissantes du haut vers le bas. Le granulat est placé sur le tamis le plus haut et par vibrations, on répartit les grains sur les différents tamis selon leur grosseur.



Figure III-4 : tamiseuse pour l'essai de l'analyse granulométrique.

Les résultats obtenus sont :

Diamètres des tamis (mm)	Poids refus (g)	Passant (g)	Pourcentage du refus (%)	Pourcentage du Passant(%)
2	0,00	2139,48	0,00	100
1,6	38,62	2100,86	1,81	98,19
1,25	73,23	2027,63	3,42	94,77
1	65,49	1962,14	3,06	91,71
0,8	97,98	1864,16	4,58	87,13
0,63	128,85	1735,31	6,02	81,11
0,5	129,44	1605,87	6,05	75,06
0,4	136,20	1469,67	6,37	68,69
0,2	1014,08	455,59	47,40	21,29
0,16	56,46	399,13	2,64	18,66
0,125	206,04	193,09	9,63	9,03
0,1	44,47	148,62	2,08	6,95
0,08	82,06	66,56	3,84	3,11
0	66,56	0,00	3,11	0,00

Tableau III-2: tableau représentant les résultats de l'analyse granulométrique

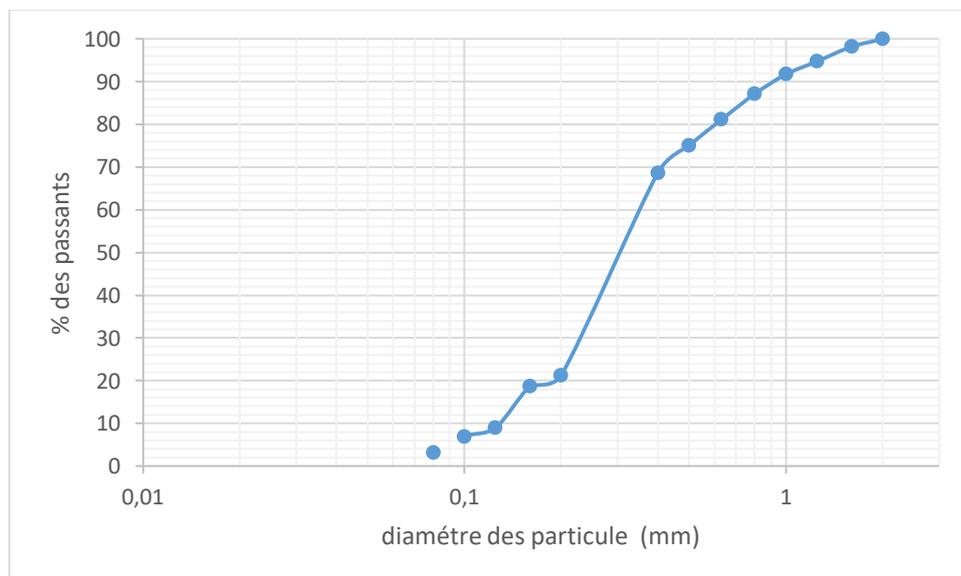


Figure III-5 : courbe granulométrique du sable

A partir de la courbe, on retient

D₉₀	d₇₀	d₆₀	d₃₀	d₁₅	d₁₀	d₅
0.9	0,41	0.32	0.146	0.146	0.13	0.092

a. coefficient de HAZEN (coefficient d'uniformité) C_u:

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0.32}{0.13} = 2.46$$

Alors : C_u > 2 ; Notre échantillon est étalé.

b. Coefficient de courbure C_c :

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60}d_{10}} = \frac{0.28^2}{0.32 * 0.13} = 1.88$$

1 < C_c = 1.88 < 3 Alors le sol est bien gradué.

III.3.4. La perméabilité :

De nombreuses formules existant dans la littérature établissent des corrélations entre la granulométrie des matériaux et la perméabilité, sachant que naturellement les matériaux répondent rarement aux conditions idéales pour lesquelles elles ont souvent été établies.

$$k \text{ (m/s)} = 0,35 \times [d_{15} \text{ (cm)}]^2$$

$$k = 7.481 * 10^{-5} \text{ (m/s)}$$

La formule est établie pour C_u < 3.5.

III.4. Mode opératoire :

L'essai est réalisé sur un échantillon de sable de 170 mm de hauteur, les étapes d'essai sont les suivantes :

1. Le sable est renversé par un cône dans le dispositif pour assurer l'uniformité.
2. L'échantillon est compacté manuellement dans le dispositif expérimental par couche de 5 cm.
3. L'échantillon a été saturé pendant deux jours et de bas vers le haut (la saturation est faite dans ce sens pour éliminer les bulles d'air piégé dans l'échantillon).

4. Après la saturation on commence l'essai par l'augmentation de la charge d'eau en amont du barrage par palier (2 cm) jusqu'à une rupture totale

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Charge amont (cm)	P1 (cm)	P2 (cm)	P3 (cm)	P4 (cm)	Charge aval (cm)	t (s)	V (ml)	débit (ml/s)	Observation
17	17	17	17	17	17	0	0	0	sol saturé
19	18,7	17,8	17,3	17,2	17	627,94	13,5	0,02	
21	20	18,4	17,6	17,6	17	291,25	33,5	0,12	
23	21,1	19	17,8	17,8	17	285,43	71	0,25	
25	22,5	19,6	17,9	17,8	17	210,21	75	0,36	
27	23,7	20,1	18	17,9	17	227,48	107	0,47	
29	24,9	20,8	18	17,9	17	139,85	77	0,55	
31	26,2	21,2	18,1	17,9	17	135,72	89	0,66	
33	27,5	21,6	18,2	17,9	17	153,69	116,5	0,76	
35	28,8	22,1	18,3	17,9	17	118,63	110,5	0,93	
37	30	22,5	18,4	17,9	17	77,08	73	0,95	
40	31,8	23,3	18,5	17,9	17	114,4	180	1,57	Instabilité des particules aval
43	33,7	24	18,5	17,9	17	64,44	84,5	1,31	Petite turbulence eau-particule
45	35	24,5	18,6	17,9	17	87,44	129	1,48	Infiltration- colmatage
47	36,6	25,2	18,75	17,9	17	60,61	101	1,67	Propagation de la turbulence vers pied aval
49	38,4	26,8	18,8	17,9	17	75,47	147,5	1,95	Formation d'une dune
50,5	40,2	26,8	19	17,9	17				rupture total

Tableau III-3: Résultats de l'essai en laboratoire.

III.5. Modélisation numérique :

La modélisation est faite à l'aide d'une logicielle spécialisée nommée PLAXIS 2D :

III.5.1. Présentation du logiciel :

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. (Brinkgreve, et al., 2003) .

III.5.2. Géométrie du modèle.

On considère un barrage étanche en béton posé sur une fondation constituée d'un sable isotrope dans un milieu fini, la géométrie et les caractéristiques des matériaux qui construisent la fondation est celles du modèle réel réalisé en laboratoire voir la *Figure III-6*.

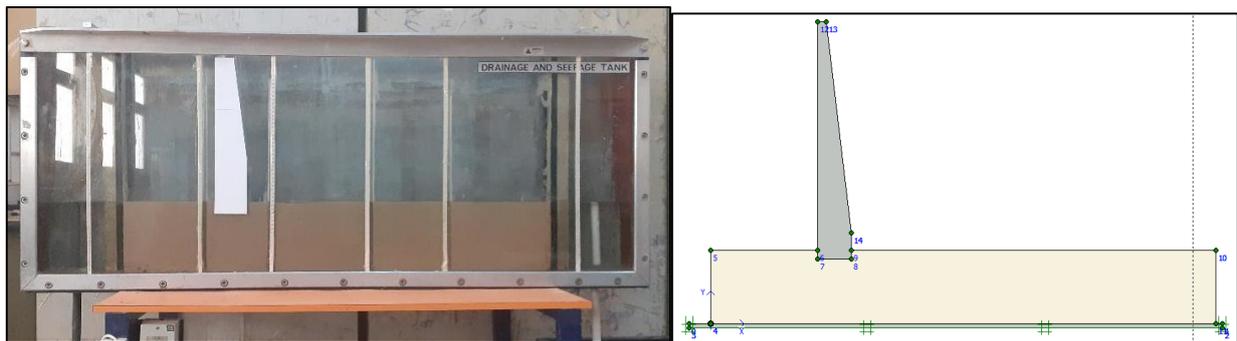


Figure III-6 : le modèle réalisé en laboratoire et le modèle plaxis 2D.

III.5.3. Le maillage et les conditions aux limites.

PLAXIS permet une génération automatique des maillages, la géométrie doit être divisée en éléments triangulaires à 15 nœuds finis afin de réaliser le calcul par éléments finis.

Pour avoir une précision de calcul on doit raffiner le maillage de la fondation.

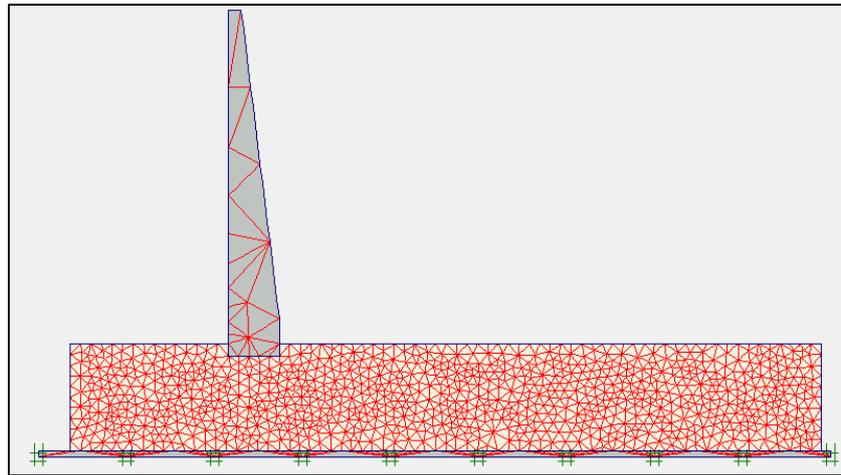


Figure III-7 : le maillage du modèle.

Les pressions hydrauliques peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement. Ceci nécessite la définition des conditions aux limites pour l'écoulement basée sur le niveau phréatique général, à chaque fois on trace à nouveau la ligne toute en augmentant la charge amont par palier (2cm) et en garde le niveau aval fixe, concernant le barrage l'eau ne s'infiltré pas à travers le corps il est considéré imperméable.

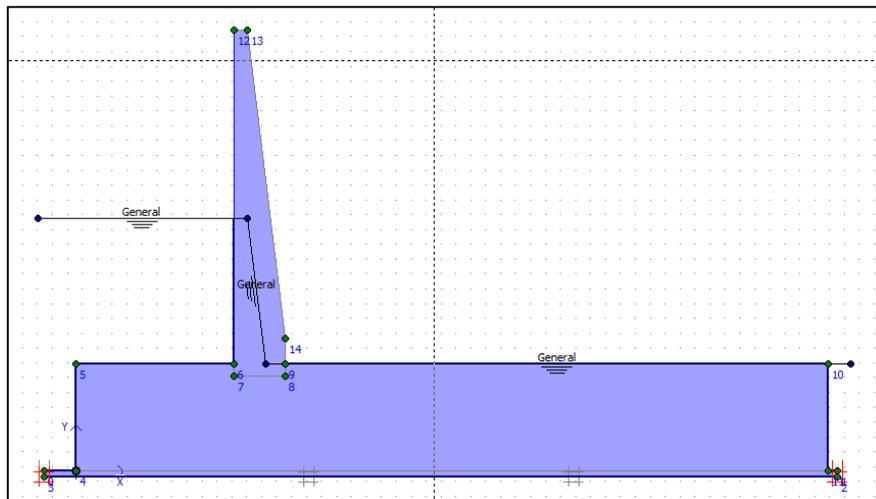


Figure III-8 : les conditions aux limites hydrauliques.

III.5.4. Les résultats de la modélisation des écoulements.

A chaque position de piézomètre (Pn) on déduit la charge (pression en cm colonne d'eau) à chaque niveau d'eau en amont de [17 ; 19 ;], les résultats sont présentés en dessous.

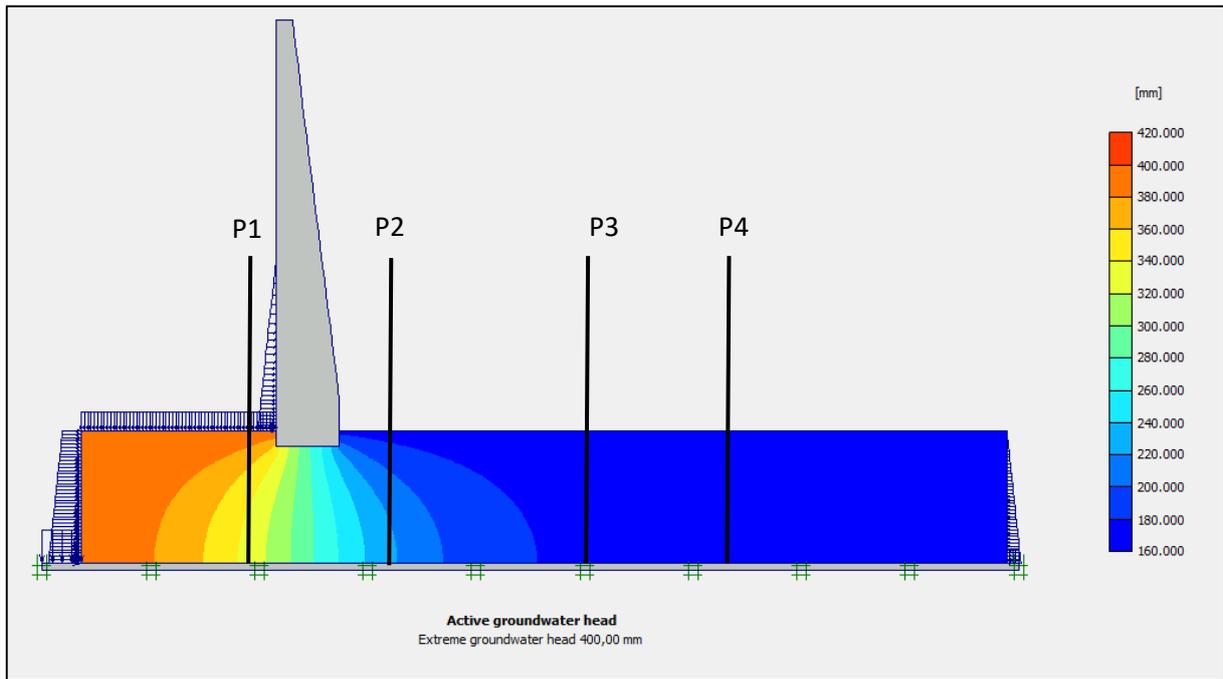


Figure III-9: Les lignes équipotentielles dans la fondation du barrage (plaxis).

la **Figure III-10** représente le diagramme des vitesses. Dans ce contexte, on a étudié les débits de fuites à travers la fondation par la méthode de section (A-A) basée sur le logiciel.

- A chaque augmentation du niveau amont on calcul le débit de fuite a la section (A-A)
- En déduit la vitesse max au pied aval de barrage située à 2cm de profondeur (point M), en utilisant la formule de Darcy on calcule le gradient de sortie $v =$

$$k * i \Rightarrow i = \frac{v}{k} \text{ .voir le}$$

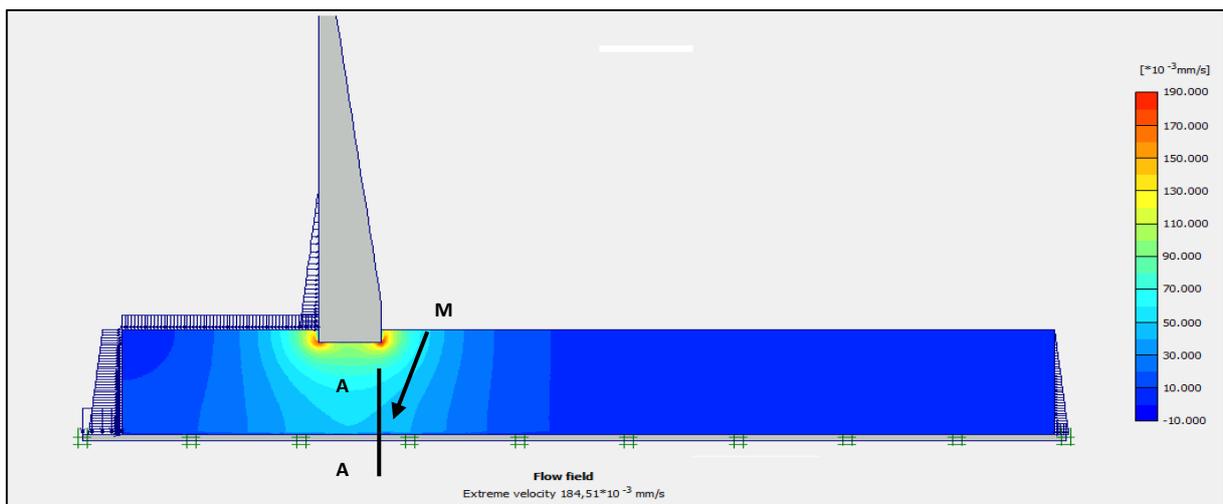


Figure III-10: diagramme des vitesses (plaxis).

Charge amont	P1 (cm)	P2 (cm)	P3 (cm)	P4 (cm)	débit plaxis (ml/s)	V de sortie (mm/s)	gradient calculé
17	17	17	17	17	0,00	0,00	0,00
19	18,34	17,5	17,05	17,01	0,09	0,02	0,21
21	19,67	18	17,1	17,02	0,17	0,03	0,43
23	21,02	18,5	17,16	17,03	0,26	0,05	0,64
25	22,35	19	17,21	17,04	0,34	0,06	0,86
27	23,7	19,46	17,25	17,04	0,42	0,08	1,07
29	25,03	20	17,31	17,05	0,51	0,10	1,28
31	26,36	20,45	17,36	17,06	0,60	0,11	1,49
33	27,71	21	17,41	17,07	0,69	0,13	1,71
35	29,04	21,45	17,46	17,08	0,77	0,14	1,92
37	30,37	22	17,52	17,09	0,86	0,16	2,13
40	32,26	22,7	17,6	17,1	0,98	0,19	2,47

Tableau III-4: Résultats de la modelisation numérique.

III.6. Interprétation et discussion des résultats.

III.6.1. Le débit de fuite.

Le débit de fuite présente deux phases

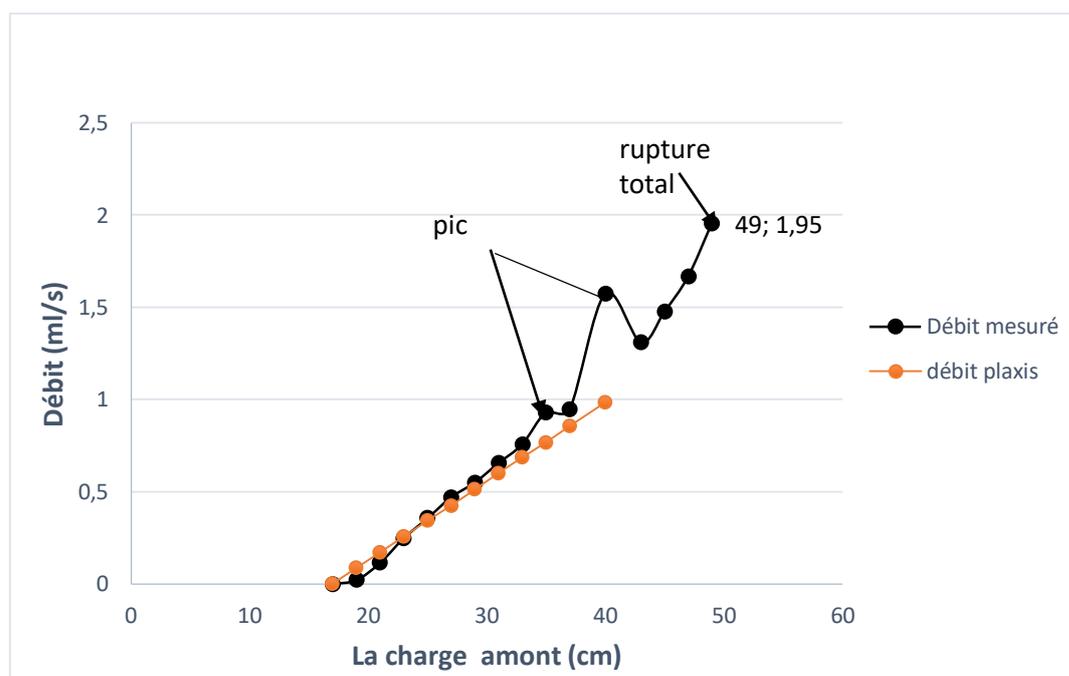


Figure III-11: variation de débit mesuré et celui de Plaxis en fonction de la charge amont.

a- **Phase 1**, la charge [17 ; 33 cm], on observe que les débits mesurés et obtenus par la modélisation augment proportionnellement avec la charge amont cette phase est plus au moins stable.

b- **Phase 2**, la charge [33 ; 49 cm], la perturbation du débit mesuré (augmentation- diminution), la courbe présente un petit pic à la charge 35cm et un autre plus grand à la charge 40 cm avant la rupture total à 50 cm.

- Cette perturbation due au phénomène **filtration-colmatage** le sol de la fondation dans cette phase est instable, les particules fines de sable commence l’immigration vers l’aval, toute en changeant les caractéristiques hydrauliques de la fondation donc on va y voir une augmentation de débit suite à une augmentation de perméabilité.

- les particules entraînées bloquent le système poreux du sable, la perméabilité réduite provoque une diminution de débit infiltré, donc l’apparition de colmatage, ce problème a été observé lors de l’essai une variation instantanée légère du niveau de piézomètre P2 due à la variation des pressions interstitielles interne du sable causée par filtration-colmatage.

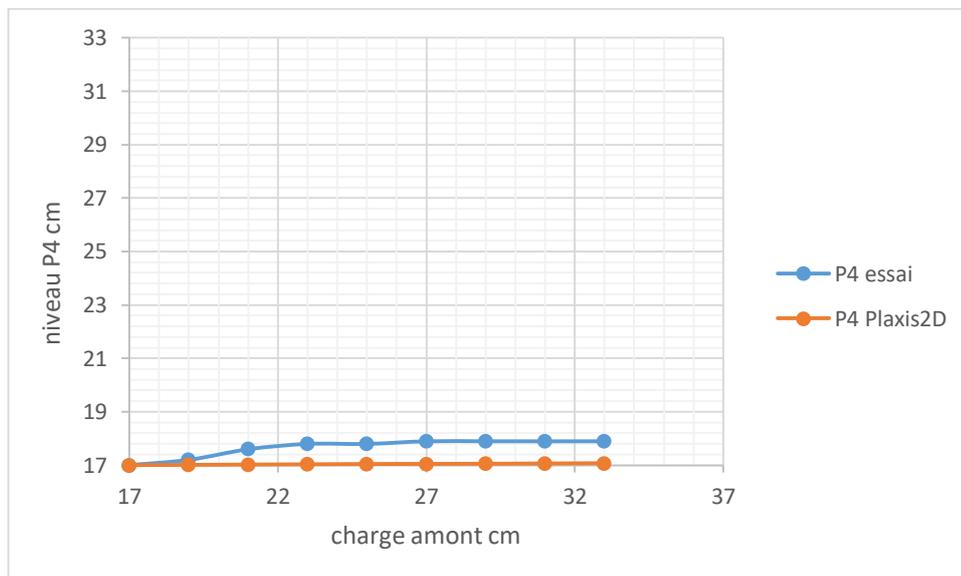


Figure III-12:variation de pression P4 en fonction de la charge amont.

La Figure III-12 montre que la pression au niveau de piézomètre P4 est très faible, signifie que le filtre placé en aval n'a aucune influence sur le colmatage.

Les données de débit de la modélisation numérique sont très proches de la réalité dans la première phase [17 ; 33cm], mais au-delà de 33 cm cela n'est pas valable à cause de la non validité de loi Darcy $\frac{dk}{dt} \neq 0$ car ce logiciel est incapable de tenir compte de l'érosion (la

perméabilité est constante). On note que le piézomètre P4 est loin de l'effet de la charge amont.

Les figures suivantes montrent la progression de l'érosion dans l'interface barrage (béton) -fondation:



Figure III-13: Début de l'érosion au pied amont du barrage

Pour que l'érosion progresse et les particules peut être transportés, l'écoulement doit avoir suffisamment de vitesse pour fournir une énergie assez suffisante pour l'immigration continue des particules à travers les vides et les fait sortir du barrage (*Figure III-13*).



Figure III-14: Progression de l'érosion à l'interface structure-sol

L'absence du processus d'auto filtration du barrage contribuerait à la progression de l'érosion dans le domaine (*Figure III-14*)



Figure III-15: Suffusion surfacique à l'interface structure-sol

La suffusion surfacique se développe à l'interface sous l'action d'un écoulement parallèle ou perpendiculaire à l'interface de la digue et de la fondation (*Figure III-15*).

La progression de l'érosion donne lieu à la formation et au développement d'un tunnel continu entre l'amont et l'aval de l'ouvrage Figure (*III-16*), le conduit de fuite s'agrandit par érosion (renard) jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure (*Figure III-17*).



Figure III-16: Développement d'un tunnel continu entre l'amont et l'aval de l'ouvrage



Figure III-17: Rupture de l'ouvrage

III.6.2. Instabilité du sable.

Dans la conception classique des ouvrages, les critères géométriques sont très importants. C'est pourquoi une évaluation de la probabilité de suffusion commence par une analyse granulométrique du sol testé. Les sols sensibles à la suffusion présentent une granulométrie discontinue et contiennent un pourcentage plus élevé de particules grossières.

Selon Burenkova (1993), la stabilité interne d'un sol dépend des facteurs d'uniformité conditionnels (h' et h''), définis comme suit:

$$\frac{d_{90}}{d_{60}} = h' \quad ; \quad \frac{d_{90}}{d_{15}} = h''$$

Les zones I et III représentent les zones des compositions suffusives, la zone II représente une zone de compositions non suffusive et la zone IV représente une zone de sols artificiels. Le champ pour les sols non-suffusifs (zone II) est décrit d'une façon approximative par l'inégalité suivante :

$$0.76 \log(h'') + 1 < h' < 1.86 \log(h'') + 1$$

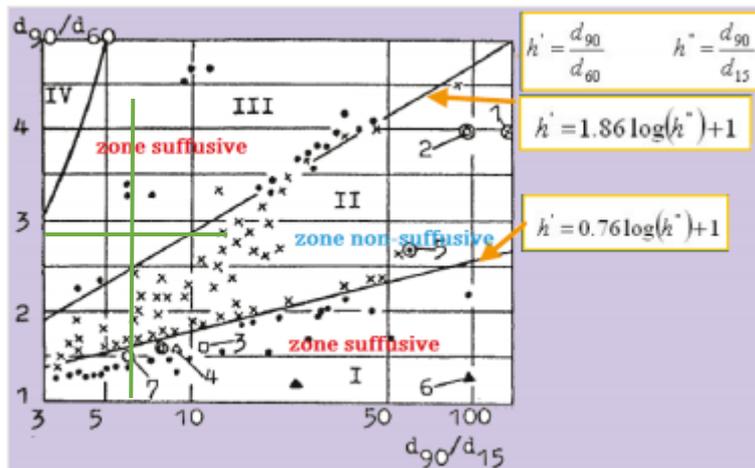


Figure III-18: la méthode de Burenkova (1993).

Dans notre cas $h' = 2.81$ et $h'' = 6.16$, la projection du point (6.16 ; 2.81) montre que notre sable est situé dans la zone suffusive selon Burenkova.

III.6.3. Le gradient critique de suffusion.

Il est certain que le critère de stabilité défini par le gradient critique de Terzaghi est insuffisant et que sa validité est limitée au cas des sols qui, tout à la fois, présentent une compacité suffisante et ne présentent pas de risque d'entraînements (Monnet A. 1998).

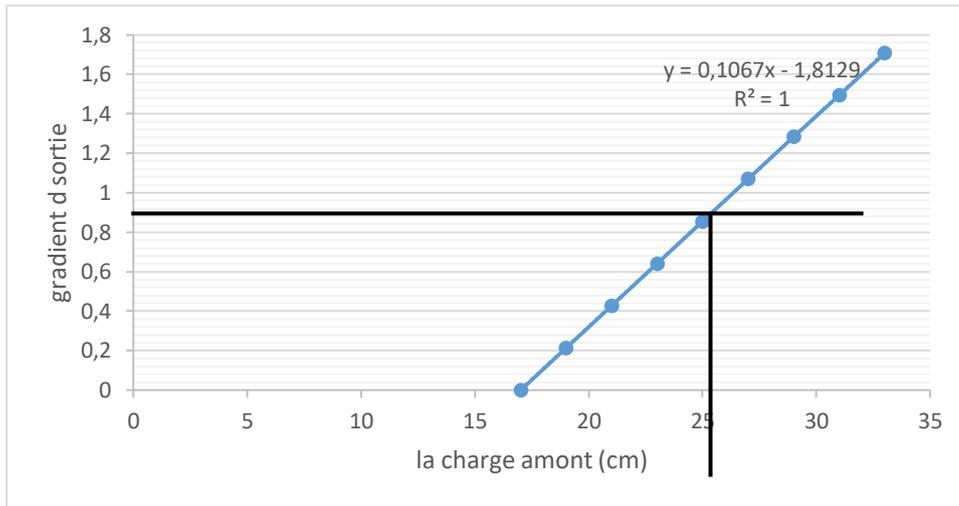


Figure III-19: gradient de sortie calculé (plaxis) .

Le gradient hydraulique de l'apparition de suffusion est de **1.7** correspond à une charge de **33cm**.

Mao (2005) a mené des investigations dans le but d'appréhender le potentiel d'instabilité interne des sols non cohésifs, des essais d'écoulement ascendant réalisés dans un perméamètre au laboratoire, Mao (2005) a proposé une relation empirique entre ces deux paramètres donnée par l'équation suivante :

$$i_c = \frac{7d_5}{d_f} [4P_f(1 - n)]^2$$

Dans cette équation i_c est le gradient critique ; $d_5 = 5\%$ de passant en masse ; $\sqrt{d_{70}d_{10}}$; P_f pourcentage des passants au diamètre d_f ; n est la porosité.

$$d_5=0.092 ; \sqrt{d_{70}d_{10}}=0.231 ; P_f=28.7\% ; n =44.67\%$$

$$i_c = 1.125$$

Ce qui correspond à une charge de **27.53 cm**

III.7. Conclusion :

Il est alors possible de montrer que l'érosion interne n'est pas une rupture en elle-même, mais qu'elle entraîne une chute du gradient critique de renard qui peut conduire à des ruptures pour des gradients faibles.

Burenkova, montre l'apparition d'instabilité locale due à la migration des particules fines.

Le gradient de rupture est plus grand à celui de suffusion du sol, Il faut faire des essais en émersion prolongé pour évaluer le comportement de l'instabilité et cela relance l'idée sur la nécessité de définir un seuil de pourcentage en masse de particules fines qu'un milieu granulaire soumis à un écoulement peut perdre tout en restant stable.

Conclusion générale

L'érosion interne se manifeste par l'arrachement et le transport de certaines particules composant l'ouvrage sous l'effet d'un écoulement 'parasite' traversant sa structure ou ses fondations, l'eau qui s'écoule peut avoir plusieurs origines. Pour que L'érosion se produise elle doit avoir plusieurs conditions y compris les conditions du transport des particules...etc. Les diverses conditions de déclenchement de l'érosion interne peuvent se combiner entre elles dans un incident et être difficilement distinguées. Mais elles ne sont pas suffisantes pour entraîner la rupture, il faut aussi que les conditions du transport des particules soient assurées, pour que l'érosion soit entretenue.

Pour mieux comprendre le phénomène, plusieurs études ont été faites pour avoir des critères de l'érosion, ces critères peuvent aider l'ingénieur à prévoir un tel accident, parce que les critères donnent une idée sur l'érodabilité du sol.

Dans le premier type de critères (critères granulométriques), plusieurs spécialistes se sont intéressés au phénomène, parmi ces auteurs on trouve *Lafleur et al. (1989)* et *Chapuis et al. (1996)* et d'autre qui ont proposé une classification du sol basée sur la courbe granulométrique. Parmi tous les critères proposés, certains ont été plus utilisés que d'autres, notamment ceux de *Sherard (1979)*, *Kenney et Lau (1986)* et *Burenkuva (1993)*. Plus récemment l'étude fait par *Wan et Fell (2008)* a montré que ces critères sont très conservatifs et ils ont proposé une modification du critère de *Burenkuva (1993)* afin de mieux décrire les résultats obtenus.

Pour le deuxième type de critères (Critères hydrauliques), Terzaghi en 1993, qui est considéré le père de la mécanique des sols, était le premier qui s'est intéressé au phénomène, tel qu'il a établi la première formule du gradient hydraulique critique pour l'initiation de l'érosion, les études qui suivent se sont basées sur son travail. Finalement, pour mieux décrire l'influence combinée de gradient hydraulique et de débit d'écoulement, *Marot et al. (2011-b)* ont proposé la méthode énergétique.

Un essai expérimental a été réalisé au sein du laboratoire et a été soutenu par une modélisation numérique pour mieux interpréter les résultats. A la fin cette combinaison entre ces deux études expérimentale et numérique a montré que :

- Celui qui provoque une rupture n'est pas l'érosion elle-même mais c'est la chute du gradient hydraulique due par l'érosion. Alors c'est un gradient hydraulique plus faible qui produira la rupture.

Conclusion générale

- L'absence du processus d'auto filtration du sol contribuerait à la progression de l'érosion dans le domaine.
- Pour que l'érosion progresse et les particules peut être transportés, l'écoulement doit avoir suffisamment de vitesse pour fournir une énergie assez suffisante pour l'immigration continue des particules à travers les vides et les fait sortir du barrage
- La progression de l'érosion donne lieu à la formation et au développement d'un tunnel continu entre l'amont et l'aval de l'ouvrage, le conduit de fuite s'agrandit par érosion (renard) jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure.
- L'étude numérique avec le Logiciel Plaxis ne permet pas d'expliquer le phénomène d'érosion mais elle peut donner un résultat sur la stabilité générale du barrage et de sa fondation car le changement de la perméabilité n'est pas pris en considération.

Ce travail avait pour objectif l'étude de l'effet des caractéristiques géotechniques sur l'érosion et la stabilité de l'ouvrage mais à cause du COVID 9, on s'est contenté des résultats obtenus et ce travail doit être poursuivi.

Références Bibliographique

- Abdou, H. (2016). *Problèmes géotechniques couplés en hydromécanique : application à l'érosion interne*. Université Grenoble Alpes.
- Ahlinhan , M. F., & Achmus, M. (2010). Experimental investigation of critical hydraulic gradients. *5th International Conference on Scour and Erosion (ISCE-5)*, (pp. 599-608). SanFrancisco,California, USA.
- Ahlinhan , M. F., Achmus, M., Hoog , S., & Wouya, E. K. (2012). Stability of non-cohesive soils with respect to internal erosion. *6th International Conference on Scour and Erosion (ISCE-6)*, (pp. 329-336). Paris, France.
- ARMELLE, L., & TCHOUMKAM, N. (2010). *DÉTECTION DE FUITE DANS LES BARRAGES EN REMBLAI PAR LA MÉTHODE DE POLARISATION SPONTANÉE ET PAR TOMOGRAPHIE ÉLECTRIQUE : CAS DE LA JONCTION DE DEUX BARRAGES EN REMBLAI*. MONTRÉAL: DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES,ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL.
- Balais, J.-P. (2005). typologie de L'érosion interne des digues fluviales:.. *Ingénieries*, 65-70.
- BELARBI, A. (2014). *Erosion dans les ouvrages hydrauliques : de la dispersion à la détection en place*. thèse de doctorat, université de Tlemcen, Tlemcen.
- Benaissa, k., EL GHOULBZOURI, A., & GHAZI , M. (2015). Rupture des ouvrages hydraulique par renard hydraulique. *12ème Congrès de Mécanique*, (p. 1). Casablanca.
- Benamar, A., Karoui, T., Bennabi, A., Seghir, A., & Wang , H. Q. (2012). Influence of fine particles on internal erosion of sandy Soils. *6th International Conference on Scour and Erosion ISCE-6*, (pp. 1097-1104). Paris, France.
- BONELLI, S., BRIVOIS, O., & BENAHMED, N. (2007). Modélisation du renard hydraulique et interprétatio de l'essai d'érosion de tro. *Revue française de géotechnique* , 13-22.
- Brinkgreve, R., Al-Khoury, R., Bakker, K. J., Bonnier, P. G., Brand, P. W., Broere, W., . . . Den Haag, D. (2003). *PLAXIS Version 8 Manuel de référence*. Pays-Bas: Delft University of Technology & PLAXIS bv.
- Burenkova, V. V. (1993). Assessment of suffusion in non-cohesive and graded soils. Filters in geotechnical and hydraulic engineering. 357-360.
- Chapuis, R. P. (1992). Similarity of internal stability criteria for granular soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(4), 711-713.
- Chapuis, R. P., Constant, A., & Baass , K. A. (1996). Migration of fines in 0-20mm crushed base during placement, compaction, and seepage under laboratory conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(1), 168-176.
- Den Adel, H., Bakker, K. J., & Breteler, M. K. (1988). Internal stability of minestone. *International Symposium on Modelling Soil-Water-Structure Interactions*, (pp. 225-231). Rotterdam: A, ABalkema.
- Fellag, R. (2016, 12 15). Phénomènes d'érosion interne dans les graves et les sols grossier application aux digues et aux barrages. *THÈSE on vue de l'obtention du grade de docteur*. Paris, l'université de paris-Est, France.

Références Bibliographique

- Foster , M., Fell, R., & Spannagle, M. (2000). A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping. *Can. Geotech. J.*, 1025-1061.
- Honjo, Y., Haque, M. A., & Tsai, K. A. (1996, May). Self-filtration behaviour of broadly and gap-graded cohesionless soils. *In Proceedings of Geofilters* , 96, 227-236.
- INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. (2017). INTERNAL EROSION OF EXISTING DAMS, Levees and Dikes, and their Foundations. (146), 174. Récupéré sur www.icold-cigb.org
- Istomina, V. S. (1957). *Filtration stability of soils (in Russian)*. Moscow,Leningrad: Gostroizdat.
- Kezdi, A. (1979). *Soil physics – Developments in geotechnical engineering- selected topics*. Oxford, New York. Amsterdam: Elsevier scientific publishing company.
- Kovacs, G. (1981). *Seepage hydraulics*. Amsterdam, The Netherlands: Elsevier Scientific Publishing Company.
- Lafleur, J., Mlynarek, J., & Rollon, A. L. (1989). Filtration of broadly graded cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(12), 1747-1768.
- Le Bissonnais, Y., & Le Souder, C. (1995). Mesurer la stabilité structurale des sols pour évaluer leur sensibilité à la battance et à l'érosion. *Etude et Gestion des sols*, 2(1), 43-56.
- LI, M. (2008). *SEEPAGE INDUCED INSTABILITY IN WIDELY GRADED SOILS*. thèse de doctorat , University of British Columbia.
- Li, M., & Fannin, J. (2008). Comparison of two criteria for internal stability of granular soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(9), 1303-1309.
- Lubochkov, E. A. (1969). The calculation of suffosion properties of noncohesive soils when using the non-suffosion analog. *International Conference on Hydraulic*, (pp. 135-348). Brno,Czechoslovakia.
- Lui, J. (2005). Seepage control of earth-rock dams theoretical basis. *engineering experiences and lessons*, 219.
- Mao, C. X. (2005). Study on piping and filters: Part I of piping. *Rock and Soil Mechanics*, 26(2), 209-215.
- Marot, D., Bendahmane, F., & Konrad, J. M. (2011). Multichannel optical sensor to quantify particle stability under seepage flow. *48*, 1772-1787.
- Marot, D., Regazzoni, P. L., & Wahl, T. (2011). Energy based method for providing soil surface erodibility rankings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 137(12), 1290-1294.
- Moffat, R. (2005). *Experiments on the internal stability of widely graded cohesionless soils*. PhD Thesis, The University of British Columbia,Vancouver, Canada.
- Moffat, R., & Fannin, J. (2006). A large permeameter for study of internal stability in cohesionless soils. *Geotechnical Testing Journal*, 29(4), 273-279.
- Monnet , A. (1998). Boullance, érosion interne, renard. Les instabilités sous écoulement. *Revue Française de géotechnique*(82), 3-10.

Références Bibliographique

- Monnet, A. (1998). Boullance, érosion interne, renard. Les instabilités sous écoulement. *Revue française de géotechnique*(82), 3-10. doi:<https://doi.org/10.1051/geotech/1998082003>
- NAMANE, A., & NOR, M. (2016). *Erosion régressive interne dans les barrages en remblais*. Tlemcen: université de Tlemcen.
- Nguyen, H. H., Marot, D., & Bendahmane, F. (2012). Erodibility characterisation for suffusion process in cohesive soil by two types of hydraulic loading. *6th International Conference on Scour and Erosion (ISCE-6)*, (pp. 863-870). Paris, France.
- NGUYEN, V. (2014, juillet 8). *CARACTERISATION DE L'ÉROSION DES SOLS PAR LE JET EROSION TEST*. THESE pour l'obtention du GRADE DE DOCTEUR, ECOLE CENTRALE PARIS, Hydraulique et Mécanique des Sols, Paris.
- Nguyen, V. N. (2014). *Caractérisation de l'érosion des sols par le Jet Erosion Test*. Châtenay-Malabry, Ecole centrale de Paris.
- Pham, T. (2008). *ÉROSION ET DISPERSION DES SOLS ARGILEUX PAR UN FLUIDE*. École Nationale des Ponts et Chaussées.
- Regazzoni, P. L. (2009). *Confrontation et analyse d'érodimètres et caractérisation de la sensibilité à l'érosion d'interface*. Thèse de Doctorat, Université de Nantes, France.
- REIFFSTECK, P., LEONARD, C., VARGAS, R., & PAILHA, S. (2006). ÉTUDE COMPARATIVE D'ESSAIS D'ÉROSION INTERNE. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur-JNGG'Lyon*, (pp. 89-96). France.
- Sail, Y., Marot, D., Sibille, L., & Alexis, A. (2011). Suffusion tests on cohesionless granular matter. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 15(5), 799-817.
- Sail, Y. (2012). *Caractérisation expérimentale de l'érosion de volume de matériaux pulvérulents*. Thèse de doctorat, Université de Nantes, France.
- Sherard, J. L. (1979). Sinkholes in dams of coarse broadly graded soils, *Transactions. 13th Congress on Large Dams*, 2, pp. 28-34. New Delhi, India.
- Skempton, A. W., & Brogan, J. M. (1994). Experiments on piping in sandy gravels. *Géotechnique*, 44(3), 449 – 460.
- Skempton, A. W., & Brogan, J. M. (1994). Experiments on piping in sandy gravels. *Géotechnique*, 44(3), 449 – 460.
- Terzaghi, K. (1939). Soil mechanics: a new chapter in engineering science. *Journal of Civil Engineering*, 106-141.
- TONG, A. (2018). *Modélisation micromécanique des couplages hydromécaniques et des mécanismes d'érosion interne dans les ouvrages hydrauliques*. Grenoble: Université Grenoble Alpes.
- Wan, C. F., & Fell, R. (2008). Assessing the potential of internal instability and suffusion in embankment dams and their foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 134(3), 401-407.
- Wan, C. F., & Fell, R. (2004). *Experimental investigation of internal erosion by the process of suffusion in embankment dams and their foundations*. ANCOLD Bulletin.

Références Bibliographique

- wan, C. F., & Fell, R. (2004). *Experimental investigation of internal instability of soils in embankment dams and their foundations*. the University of New South Wales, Sydney, Australia.
- Yang, J., Yin, Z.-Y., Laouafa, F., & Hicher, P.-Y. (2019). Analysis of suffusion in cohesionless soils with randomly distributed porosity and fines content. *Computers and Geotechnics*.