

TABLE DE MATIERES

Résumé.....	I
ملخص.....	II
Abstract.....	III
Liste des Figures.....	IV
Liste des Photos.....	VI
Liste des Tableaux.....	VI
INTRODUCTION GENERALE.....	04
CHAPITRE 1 : PATHOLOGIES, RUPTURES ET RISQUES	
1. INTRODUCTION.....	06
2. APERÇU SUR LES BARRAGES A MASQUE D'ETANCHEITE.....	06
2.1. Les Organes d'étanchéités des Barrages En Terre.....	07
2.2 Géomembranes.....	08
2.2.1 Différents types de géomembranes.....	08
2.2.1.1 Premières géomembranes.....	08
2.2.1.2 Fabrication.....	08
2.2.1.3 Matériaux de base.....	09
2.3 Historique.....	10
2.4 Certification des géomembranes.....	10
2.5 Essais de contrôles préconisés.....	11
2.6 Mise en oeuvre des géomembranes.....	11
3. CAUSES DE RUPTURE DES BARRAGES.....	12
3.1. Problèmes techniques.....	12
3.2. Causes naturelles.....	12
3.3. Causes humaines.....	12
4. TYPES DE RUPTURE.....	12
5. LES MECANISMES DE RUPTURE DES OUVRAGES EN REMBLAI.....	13
5.1. L'érosion externe.....	13
5.1.1. L'affouillement.....	13
5.1.2 .Courant et chocs de corps flottants.....	15
5.1.3. La surverse.....	15
5.1.4. Exemple de cas de surverse.....	16
5.1.5. Le mécanisme de glissement.....	17
5. Les mécanismes d'érosion interne.....	19
5.1. Exemple de cas d'érosion interne.....	21
5.2. Synthèse.....	21
6. Typologie de l'érosion et de la dispersion.....	22
6.1. Typologie de l'érosion interne.....	22
6.1.1. Les phénomènes d'arrachement.....	22

6.1.1.1 L'entraînement	22
6.1.1.2 L'érosion régressive	23
6.1.1.3 Le débouillage	23
6.1.1.4 La condition de bouillie	23
6.1.1.5 La dissolution.....	24
6.1.1.6 La défloculation.....	24
6.1.1.7 L'exsolution	24
6.1.2. Les phénomènes de transport.....	24
6.1.2.1 Le renard hydraulique	24
6.1.2.2 La suffusion.....	25
8. DIAGNOSTIC D'UN OUVRAGE	26
8.1. Définition du diagnostic	26
9. DIAGNOSTIC ET ANALYSE DE RISQUE DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL.....	26
10.PHASES D'ETUDES PREALABLES: LA RECHERCHE D'INDICE	28
10.1. Recherche historique	28
10.2. Etude géologique	29
10.3. Analyse morphodynamique	29
10.4. Topographie – données de repérage (lino et al 2000).	29
10.5 Inspection visuelle (lino et al, 2000)	30
11. LA RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE	31
11.1. Principe et objectif de la reconnaissance géotechnique	31
11.2. Méthodes géotechniques privilégiées pour le diagnostic des digues	32
12. ESSAIS IN SITU	32
12.1. Choix des méthodes et critères d'implantation des reconnaissances.....	32
12.2. Essais pénétrométriques : PANDA.....	33
12.3. Essais pénétrométriques : Pénétromètre dynamique lourd (LCPC).....	33
12.4. Essais de perméabilité Lefranc	33
12.5. Essais de perméabilité avec le Perméafor.....	33
12.6 Essais de cisaillement avec le phicomètre	33
12.7. Sondages à la pelle mécanique.....	33
12.8. Les forages mécaniques	33
13. CONCLUSION	34
CHAPITRE 2 :AUSCULTATION SURVEILLANCE ET MAINTENANCE	
1. AUSCULTATION ET SURVEILLANCE.....	35
1.1. Introduction.....	35
1.2. Système de génie civil et performance – définitions et principes	35

1.3. Surveillance	37
1.3.1. Profil des intervenants.....	37
1.3.2. Rôle de l'autorité de surveillance	40
1.3.3. Suivi du comportement des barrages en remblai	41
1.3.4. Suivi du comportement des fondations.....	43
1.3.4.1.Géologie des fondations	43
1.3.4.3. Fondation en terrain meuble	45
1.3.5. Surveillance des environs proches et éloignés de l'ouvrage de retenue.....	46
1.4. Plan en cas d'urgence	47
2. Maintenance des ouvrages de génie civil	47
3. Traitement des fuites : nouvelles technologies.....	48
3.1. Les parois étanches	48
3.1.1. Les outils pour l'exécution des travaux, les contrôles.....	49
3.2. L'injection.....	52
3.2.1. Les produits injectés	52
3.3. Le Jet Grouting	52
4. Conclusion.....	53
CHAPITRE 3 : ETUDE DU CAS DE LA DIGUE D'OUED KREIRECH	
1. INTRODUCTION	55
2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	55
2.1. Situation	55
2.2. Historique de l'ouvrage	57
2.3. Conception de la digue.....	57
2.3.1. Crête.....	57
2.3.2. Largeur de la crête.....	57
2.3.3. Longueur de la crête	57
2.3.4. Protection des talus.....	58
2.3.5. Cuvette	58
2.4. Type de la retenue.....	59
2.5. Caractéristiques de l'ouvrage	59
2.6. Origine de la bentonite de sodium naturelle	60
2.6.1. Géotextiles.....	61
2.6.2. Propriétés physiques	61
3. PROSPECTIONS ET SONDAGES	61
3.1. Procédures et équipements	62
3.2. Caractéristiques géotechniques du terrain	63

3.2.1. Sondages et profils.....	63
3.3. Reconnaissances hydrogéologiques	68
3.4. Résultats des reconnaissances géotechniques.....	69
3.4.1. Diagnostic.....	69
3.4.2. Géologie.....	69
4. RESULTATS D'OBSERVATIONS	70
5. RESULTATS ET MESURES GEOTECHNIQUES	71
5.1. Essais d'identifications	72
5.1.1. Détermination de la teneur en eau	72
5.1.2. Pesé hydrostatique.....	72
5.1.3. Analyse granulométrique.....	72
5.1.4. Essai de perméabilité	73
5.1.5. Les limites d'Atterberg	74
5.1.6. Valeur au bleu de méthylène.....	74
5.1.7. Essai d'évaluation des carbonates (caco3).....	75
5.1.8. Essai d'évaluation de sulfates	75
5.1.9. Essai de cisaillement a la boite	75
5.2. Essais de dispersivité au laboratoire	75
5.2.1. Crumb Test (Emerson Test)	76
5.2.2. Double hydrometer test	77
5.2.3 Pinhole test (essai de trou d'épingle).....	78
5.2.4 Commentaire	82
6. CONCLUSION	83
CHAPITRE 4 : MODELISATION AVEC PLAXIS	
1. INTRODUCTION.....	84
2. PRESENTATION DE PLAXIS	84
3. LES MODELES DE COMPORTEMENTS UTILISES DANS PLAXIS.....	85
3.1 Comportement élasto-plastique.....	85
3.2 Modèle élastique linéaire	86
3.3 Modèle de Mohr-Coulomb.....	87
3.3.1 Module d'Young	88
3.3.2 Coefficient de Poisson	89
3.3.3 Angle de frottement	89
3.3.4 Cohésion	90
3.3.5 Angle de dilatance	90
3.3.6 Les contraintes de traction	90
3.3.7 Les paramètres avancés	90

4. Modélisation	91
5. Définition des données.....	91
5.1 Hypothèses.....	91
5.2 La géométrie du modèle	91
5.3 Caractéristiques des matériaux	92
5.4 Génération du maillage	93
5.5 Définition des conditions initiales.....	93
5.6 Conditions Hydrauliques	94
6. Phases de calcul	95
6.1 Les déplacements.....	96
6.2 Les contraintes totales	97
6.3 Les points plastiques	97
6.4 Les pressions interstitielles.....	98
6.5 Réseau de lignes d'écoulement	99
6.6 Résultats.....	100
6.6.1 Interprétation	102
6.7 Remèdes et mise en état.....	103
6.7.1 Interprétation des Résultats	107
7. Conclusion	107
CONCLUSION GENERALE	108
References Bibliographiques	
ANNEXES 01 . Courbes granulométriques	
ANNEXES 02 . Saisie des données Plaxis 8.2	

**INTRODUCTION
GENERALE**

INTRODUCTION GENERALE

Les ouvrages d'accumulation des eaux sont des constructions particulières qui en cas de rupture peuvent entraîner d'énormes dégâts. En effet, une rupture peut entraîner des pertes en vies humaines et de considérables dommages aux biens. Les coûts d'un tel accident peuvent atteindre des montants importants. Cela justifie évidemment les hautes exigences imposées en ce qui concerne le projet, la réalisation et l'exploitation, de même que les contrôles de tels ouvrages. Pour garantir un haut niveau de sécurité et pour minimiser le risque résiduel, il s'agit particulièrement d'être en mesure de détecter toute anomalie du comportement des ouvrages ainsi que de leurs fondations et de leurs environs. Il n'est donc pas étonnant qu'il existe dans le domaine des ouvrages d'accumulation une législation afin de garantir la sécurité des personnes et celle des biens. Il est évident que les mesures qui sont prises lors du projet, de sa construction et de son exploitation doivent tendre à éviter toute défaillance de l'ouvrage pouvant entraîner l'écoulement incontrôlé de masses d'eau.

Les barrages en remblai peuvent être affectés par un ensemble de désordres, colmatage, perte d'étanchéité, glissement, érosion..., qui influencent la performance de l'ouvrage et de ses composants.

Dans le contexte des digues, des travaux de recherche réalisés depuis quelques années, ont développé des approches physiques. Des méthodologies d'évaluation de l'état des ouvrages ont été identifiées et formalisées : étude morpho dynamique, analyse topographique, études hydrologiques et hydrauliques, inspections visuelles, reconnaissances géotechniques et géophysiques, modélisation géo mécanique... Appuyées par l'analyse experte, ces approches sont performantes pour l'évaluation préliminaire ou approfondie des digues.

En revanche, il n'existe pas de méthodes destinées à formaliser l'évaluation de l'état des ouvrages, prenant en compte l'ensemble des mécanismes de rupture auxquels une digue est potentiellement soumise et intégrant les aléas et l'environnement extérieur (crues, végétation, animaux, actions de l'homme...). De même, aucune méthode proposant des critères de décision ou des indicateurs de performance et pouvant être associée à un système d'information géographique, n'a été développée.

Le travail de ce mémoire concerne l'étude des pathologies de la digue de Oued Kreirech. Il sera structuré selon le plan ci-dessous :

Le premier chapitre consiste en un rappel d'un certain nombre de mécanisme de ruptures des ouvrages en remblais, les causes et les phénomènes intervenant, modifiant ou aggravant la rupture des barrages. Il nous permet aussi de voir l'ensemble des typologies liées à l'érosion interne, ainsi que les méthodes liées au diagnostic des digues et aux phases d'études préalables pour la recherche d'indices, les reconnaissances géophysiques, géotechniques et in-situ avec l'appareillage nécessaire à ces mesures.

Le deuxième chapitre décrit les techniques et les moyens d'auscultation et de surveillance des barrages et digues en terre, ensuite la maintenance et les techniques de réhabilitation des ouvrages endommagés.

Le troisième chapitre expose en détail le cas d'étude de la digue d'oued Kreirech dans la région de Djelfa avec les différentes pathologies, les sondages et les essais réalisés sur le sol de fondation qui présente des fuites ainsi que la proposition de solutions pour la réhabilitation et la remise en état. Enfin **Le quatrième chapitre** comporte une application numérique du cas d'étude avec le logiciel PLAXIS On a conduit une modélisation des anomalies que présente la digue ainsi que les solutions proposées.

CHAPITRE 1

PATHOLOGIES, RUPTURES ET RISQUES

1. INTRODUCTION

Les digues en remblai peuvent être affectées par un ensemble de désordres, colmatage, perte d'étanchéité, glissement, érosion..., qui influencent leurs performances et leurs composants. La performance est définie comme l'aptitude d'un composant à remplir les fonctions pour lesquelles il a été conçu. Son évaluation représente par conséquent un enjeu fort à la fois pour les propriétaires, les exploitants, les bureaux d'études et les ingénieurs chargés du contrôle de ces ouvrages. Actuellement, l'évaluation de la performance est principalement menée lors de revues détaillées conduites par des ingénieurs expérimentés, sans que toutefois la démarche mise en œuvre soit entièrement formalisée. Ceci pose des problèmes dans le cas de départ à la retraite ou de mutation par exemple. Il est donc important de valoriser ces connaissances en les capitalisant et en les transmettant à des ingénieurs débutants amenés à réaliser des expertises, ces connaissances arrivant en complément de leurs connaissances théoriques. Nous nous proposons de fournir des outils permettant de faciliter la capitalisation et la transmission de ces connaissances. Ces connaissances portent sur deux champs : la connaissance de résolution du problème c'est-à-dire l'évaluation de la performance proprement dite et la connaissance du domaine c'est-à-dire les connaissances qui concernent les désordres qui peuvent affecter les ouvrages. Cette double proposition s'inscrit dans la lignée de ce que l'on attend des systèmes à base de connaissances (Jones et al., 2002, Studer et al., 1998).

Les digues subissent parfois des ruptures s'expliquant par de multiples facteurs (phénomènes géologiques, physiques ...). Cela a des conséquences parfois catastrophiques non-seulement au niveau environnemental mais aussi sur les populations habitant près du barrage. Il est donc important de prévenir au maximum le risque de rupture et pour cela il est important de comprendre ce qui entraîne ces ruptures.

2. APERÇU SUR LES BARRAGES A MASQUE D'ETANCHEITE

Les barrages en terre à masque sont des remblais perméables avec un écran imperméable appelé masque, placé sur le parement amont. (Fig. 1.1).

Le corps du barrage est construit avec un matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable, et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage.

Le masque qui assure l'étanchéité peut être en béton, en produits bitumineux ou en Géomembrane. La présence de ce masque sur le parement amont présente un double avantage; de pouvoir faire des réparations en cas de dégradation du masque, et de permettre de faire des vidanges rapides sans risque de glissements.

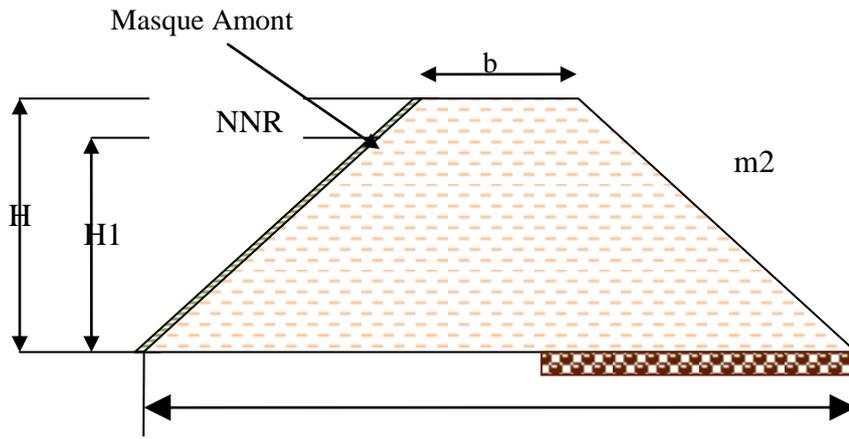


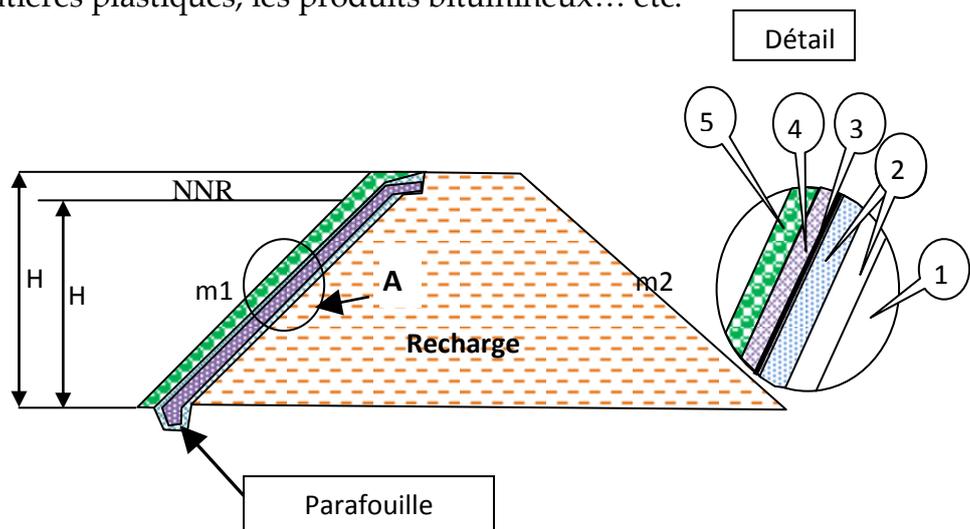
Fig. 1.1 Barrage a masque amont

2.1. Les Organes d'étanchéités des Barrages En Terre

On prévoit un organe d'étanchéité dans un barrage en terre lorsque les matériaux constituant le remblai ne sont pas suffisamment imperméables; pour empêcher de grandes pertes d'eau par infiltration. On rencontre plusieurs types d'organes d'étanchéité, ceux réalisés en matériaux locaux et ceux en matériaux artificiels.

- Masque en membrane souple

Le masque en membrane souple est un procédé d'étanchéité relativement récent (Fig1.2). Il présente l'avantage d'être très simple à réaliser et résistant physiquement et chimiquement avec toutefois l'inconvénient d'être sensible aux chocs, aux poinçonnements, et aux poussées des racines de végétaux. Pour la réalisation de ce type de masque les produits, les plus utilisés sont : le butyle caoutchouc, les matières plastiques, les produits bitumineux... etc.



1. Remblais
2. Couches de Filtre
3. Etanchéité en géo membrane souple
4. Couches de Filtre
5. Enrochement

Fig. 1.2 Masque en membrane Souple

2.2 Géomembrane

(définition AFNOR NF P84-500)

Produit adapté au génie civil, mince, souple, continu, étanche aux liquides même sous les sollicitations de service. Dans l'état actuel des techniques, ni les produits de faible épaisseur fonctionnelle (< 1 mm), ni les produits dont l'étanchéité est assurée uniquement par un matériau argileux, ne sont considérés comme des géomembranes.

La fonction des géomembranes est d'assurer une étanchéité que les conditions naturelles d'un site ne présentent pas, ou que doit comporter un ouvrage à réaliser.

Les géomembranes présentent l'avantage d'une grande minceur (1 à 6 mm). On doit néanmoins, à cause de cette minceur, les protéger. Elles sont donc associées à une couche support en dessous et reçoivent une protection au-dessus.

2.2.1 Différents types de géomembranes

2.2.1.1 Premières géomembranes

Pour la première fois, Goodyear, en 1938, réalisait du caoutchouc synthétique par vulcanisation de caoutchouc naturel avec du soufre. La Seconde Guerre mondiale vit le développement de ce produit. Ce fut en premier lieu le caoutchouc butyl, produit quasi imper-méable utilisé pour le revêtement intérieur de tubes ou pour les chambres à air.

Les premières géomembranes furent réalisées en PVC et mises en place dans des ouvrages hydrauliques (1960) comme les barrages pour assurer l'étanchéité à l'amont de l'ouvrage.

Parallèlement, on a utilisé des élastomères et en particulier les caoutchoucs butyls pour assurer l'étanchéité de bassins d'eau (1960) après les avoir utilisés pour des réservoirs dans les années 40.

Ensuite, on a développé des membranes bitumineuses employées au début pour des applications hydrauliques, comme pour le revêtement de canaux ou pour le masque amont de barrages.

Enfin, dans les années 80, les applications liées à l'environnement requérèrent des membranes constituées de matériaux ayant une grande inertie chimique. Ce sont les polyéthylènes à haute densité (PEhd) qui ont été en particulier retenus comme matériau constitutif pour de nombreuses applications.

2.2.1.2 Fabrication

La fabrication des géomembranes commence par la fabrication des matériaux de base. Ceux-ci comprennent la résine de base thermoplastique ou élastomérique ainsi que les plastifiants ou agents de vulcanisation.

On distinguera trois grandes méthodes de fabrication :

— l'extrusion, pour la fabrication des membranes les plus simples, en simple pli renforcé ou non. L'extrusion /soufflage est un procédé dans lequel un cylindre de thermoplaste est extrudé puis étiré longitudinalement et transversalement par soufflage ;

- le calandrage pour réaliser des géomembranes multiplis avec ou sans renforcement par colaminage de différentes épaisseurs de produits. C'est le procédé utilisé en particulier pour les géomembranes bitumineuses ;
- l'enduction ; un géotextile en général non tissé aiguilleté est utilisé comme matériau de base et pénétré par un polymère pour obtenir l'épaisseur finale.

2.2.1.3 Matériaux de base

On distingue deux grandes catégories : les polymères de synthèse et les matériaux bitumineux.

✚ Polymères de synthèse

Ce sont des composés chimiques de masse moléculaire élevée. Les plus communément utilisés actuellement comme produits de base pour la fabrication des géomembranes peuvent être classés de la manière suivante (les symboles entre parenthèses sont consacrés par l'usage en France) :

- les thermoplastiques : polychlorure de vinyle (PVC) ; PVC résistant aux huiles (PVC-OR) ; thermoplaste PVC nitrile (PVC-NT) ; alliage éthylène interpolymère (AEI) ;
- les thermoplastiques cristallins : polyéthylène basse densité (PEbd) ; polyéthylène haute densité (PEhd) ; alliage polyéthylène haute densité (PEhd-A) ; polyéthylène moyenne densité ; polyéthylène linéaire basse densité ; polypropylène ;
- les élastomères : caoutchouc isoprène-isobutylène (IIR) communément appelé caoutchouc butyl ; éthylène-propylène diène monomère (EPDM) ; polychloroprène (CR) également appelé couramment Néoprène ; caoutchouc d'épichlorohydrine (CO) ;
- les élastomères thermoplastiques : polyéthylène chloré (PE-C) ; alliage polyéthylène chloré (PE-C-A) ; polyéthylène chlorosulfoné (PE-C-S) appelé couramment Hypalon ; éthylène propylène diène terpolymère thermoplastique (EPDM-T).

✚ Matériaux bitumineux

Ce sont des mélanges d'hydrocarbures d'une masse moléculaire élevée obtenus soit à partir de produits naturels, soit plus généralement sous forme de sous-produits de distillation du pétrole. Ils présentent un comportement viscoélastique, c'est-à-dire que leur déformation peut dépendre non seulement de la charge, mais aussi de sa durée d'application et de la température.

On peut distinguer :

- les bitumes de distillation directe ;
- les bitumes soufflés, moins sensibles à la température ;
- les émulsions de bitume utilisables à froid ;
- les bitumes avec additifs : bitume caoutchouc, bitume soufre, etc. ;
- les associations de bitume et d'élastomère ou de plastomère dits bitumes modifiés dont le comportement est semblable à celui des matériaux thermofixés (polyacrylamide et copolymère de bitume), les thermoplastiques (polyéthylène et bitume) ou les élastomères (SBS = bitume styrène – butadiène styrène).

2.3 Historique

Les premières applications eurent lieu en 1959 en Italie pour un barrage en enrochement, Contrada Sabetta, avec une géomembrane de polyisobutylène. La hauteur de l'ouvrage était de 32,5 m. En général, cette solution a été retenue par la suite pour des ouvrages de 30 m de hauteur maximale. Elle a été employée sur un barrage de 110 m de hauteur au Portugal, mais à titre de réparation comme en France pour un barrage de 60 m de hauteur.

En 1971, on utilisait pour la première fois une membrane en polyisobutylène sur la face verticale amont d'un barrage poids en vue de sa réhabilitation. Plusieurs barrages de 70 m de hauteur furent ainsi traités. Un barrage en BCR (béton compacté au rouleau) de 20 m de hauteur fut conçu avec une étanchéité par membrane sur son parement amont en 1990.

De nombreux réservoirs et longueurs de canaux furent également étanchés avec des membranes à partir de 1970.

2.4 Certification des géomembranes

La certification des géomembranes est maintenant engagée depuis plus de 4 ans.

30 produits représentant approximativement 60% du marché sont certifiés dans différentes familles : bitume, EPDM, PEHD, PP.F, PVC-P.

Les principales caractéristiques retenues sur le certificat concernent :

- Épaisseur fonctionnelle
- Largeur
- Masse surfacique
- Poinçonnement statique
- Traction
- Flux

Différents critères complémentaires variant en fonction de la famille chimique des géomembranes sont également pris en compte tels que :

- Masse volumique
- Teneur en liant/charge
- Teneur en noir de carbone
- Essais spécifiques sur bitume
- Analyse thermique
- Spectrographie IR
- Chromatographie en phase gazeuse
- Pourcentage de plastifiant...

2.5 Essais de contrôles préconisés

masse surfacique (NF P 84-514), épaisseur (NF P 84-512.1.2), poinçonnement statique (NF P 84-507), caractéristiques en traction (à la rupture ou au seuil d'écoulement suivant la nature des géomembranes) (NF P 84-501).

2.6 Mise en oeuvre des géomembranes

- Plan de calepinage ; moyens de manutention, organisation du chantier et mode de circulation des engins,
- matériel, matériaux et modalités d'assemblage (soudures),
- suivi des essais de convenance de soudure,
- conditions générales de pose : propreté des matériaux, température, humidité,
- protection contre le vent.

Contrôle des joints soudés et des points singuliers

- Contrôle des joints réalisés lors des essais de convenance, essais normalisés de résistance mécanique en pelage et cisaillement (facteur de soudure), largeur de chaque cordon de soudure, continuité de la soudure et absence de carbonisation s'il s'agit de géomembranes translucides,
- essais sommaires non normalisés des soudures à chaque reprise de poste,
- prélèvements destructifs en partie courante et essais mécaniques de traction/pelage et traction/cisaillement,
- essai de continuité des soudures à la pointe (émoussée),
- essais non destructifs de continuité par mise en pression hydraulique (liquide coloré) ou pneumatique du canal central des doubles-soudures,
- essais de continuité par dépression d'air (cloche à vide) des croisements de soudures (points triples),
- essais non destructifs de continuité par ultra-sons des soudures larges de géomembranes bitumineuses.

Examen de la géomembrane avant mise en oeuvre des couches de protection (éventuelles)

- examen visuel des percements ou par méthode électrique (avec film d'eau)
- plissements

Mise en oeuvre de structures de protection (couches granulaires, béton bitumineux, béton hydraulique)

- vérifier (planche d'essai/essais de convenance) que les modalités de mise en oeuvre (circulation d'engin, modalités de compactage, épaisseur) ne sont pas agressives pour la géomembrane
- contrôle permanent des modalités de mise en oeuvre et des épaisseurs

Évaluation globale de la fonction étanchéité du Dispositif d'Étanchéité par Géomembranes (DEG)

Vérification de l'étanchéité globale si c'est techniquement possible et si prescrit au marché par :

- méthode électrique,
- remplissage de l'ouvrage.

3. CAUSES DE RUPTURE DES BARRAGES

Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de différents ordres.

3.1. Problèmes techniques

Peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction, ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes. Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs.

3.2. Causes naturelles

Peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue déca millénaire. Les barrages en remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables aux débordements. La phase de chantier pour les barrages en construction est une période sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels. Les glissements de terrains, soient de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement (barrage de Malpasset, 1959) ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue (barrage du Vajont, 1963). Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.). Les ruptures de barrages dues aux séismes sont d'ailleurs très rares.

3.3. Causes humaines

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

4. TYPES DE RUPTURE

Le risque de rupture brusque et inopinée est considéré comme très faible, voire nul. La situation de rupture paraît plutôt liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation. Les barrages en remblai peuvent être touchés par une rupture progressive, causée par un phénomène d'érosion externe ou interne. L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes sur la crête des barrages. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage.

L'érosion interne correspond à l'entraînement des matériaux au sein du corps de l'ouvrage ou de sa fondation. Elle est provoquée par des percolations excessives à travers l'ouvrage. Le conduit de fuite s'agrandit par érosion jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure. Les barrages en maçonnerie ou en béton sont menacés par une rupture instantanée partielle ou totale, produite par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots.

5. LES MECANISMES DE RUPTURE DES OUVRAGES EN REMBLAI

Pour les ouvrages hydrauliques en remblai, quatre mécanismes de rupture sont classiquement considérés: l'érosion externe, l'érosion interne, l'instabilité externe et la liquéfaction (Fig .1.1) Ces mécanismes sont largement documentés dans la littérature technique, notamment celle des barrages (ICOLD, 1993).

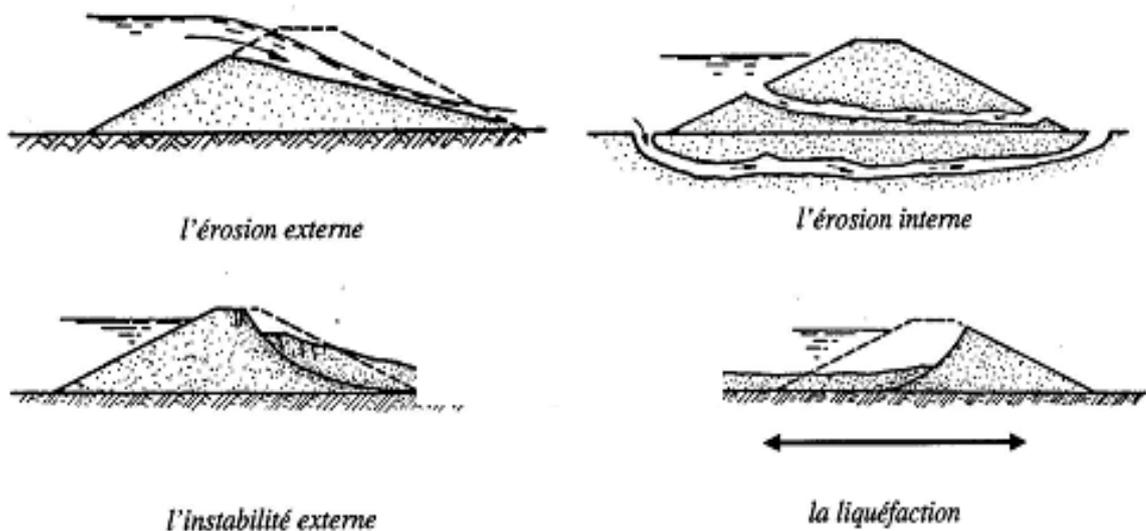


Fig 1-3 Les quatre mécanismes de rupture des ouvrages en remblai.

Schéma extrait de (Lepetit, 2002)

5.1. L'érosion externe

Le mécanisme de rupture par érosion externe correspond à l'arrachement des particules constituant la digue par le courant de la rivière qui peut éroder la digue jusqu'à sa rupture. D'autres phénomènes, tel que le ruissellement des eaux de pluies, peuvent également être à l'origine de l'érosion externe. Les talus des digues côté fleuve, ainsi que ceux des berges qui parfois jouxtent directement la digue, subissent en crue les effets des courants hydrauliques qui peuvent provoquer des érosions à la base des talus .

5.1.1. L'affouillement

L'affouillement correspond à l'érosion externe du pied de la berge, puis à l'érosion externe du corps de digue si celle-ci est proche de la berge. C'est la vitesse importante de l'eau (aggravée éventuellement par la fragilité des berges, l'absence de protection ou d'ancrage des berges) qui provoquent l'érosion en pied .

Il en résulte un raidissement de la pente locale qui, associé à l'affaiblissement des caractéristiques mécaniques (du fait de la saturation des matériaux), entraîne alors des glissements favorisant à leur tour les perturbations hydrauliques (tourbillons) et les érosions. Par glissements successifs du talus côté fleuve de la digue et/ou de la berge, le mécanisme débouche à l'ouverture d'une brèche dans le corps de digue. Les facteurs de sensibilité au mécanisme d'affouillement sont de trois ordres (Mériaux et al, 2001).

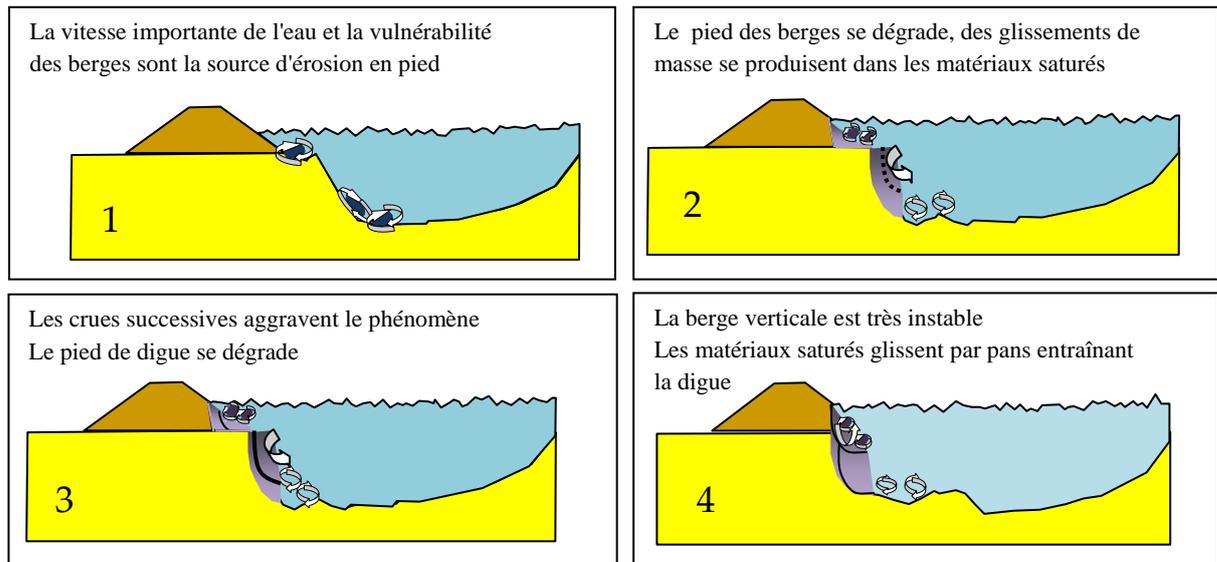


Fig 1.4 Le Mécanisme de l'affouillement (Mériaux et Al, 2001)

- la vitesse moyenne de l'eau le long du talus de digue, qui est liée à la distance de la digue par rapport au lit mineur ou de la berge. De ce point de vue, les digues en bord immédiat du lit mineur (et surplombant directement la berge) sont particulièrement exposées, ainsi que les digues situées dans des zones de rétrécissement du lit majeur ;

- les perturbations hydrauliques locales pouvant entraîner des courants et tourbillons avec des vitesses locales plus élevées que la vitesse moyenne du tronçon. Ainsi des arbres, des piles ou toute construction sur le talus côté fleuve des digues sont la source de telles discontinuités hydrauliques. Il en va de même pour des courbes prononcées dans l'axe de la digue ;

- la nature et état de la protection du talus de la digue côté fleuve :
un perré en bon état est réputé pouvoir résister à une vitesse moyenne de 4 m/s, alors qu'un talus simplement enherbé ne supportera pas des vitesses dépassant 1,5 m/s. Le changement de nature de la protection (passage d'une zone de perré à une zone enherbée) constitue aussi un fort facteur de fragilité.

5.1.2 .Courant et chocs de corps flottants

Les digues de protection contre les inondations sont rarement en eau et par conséquent le mécanisme d'érosion externe lié au courant et aux chocs de corps flottants est peu fréquent. Toutefois lors des crues, elles sont susceptibles d'être érodées par ce mécanisme, et ce même si les digues sont éloignées de la rivière (Degoutte, 2003).

Si le talus côté fleuve de la digue est boisé, l'érosion externe est possible par des tourbillons autour des troncs d'arbres, favorisant alors le mécanisme de glissement ou le développement d'un renard hydraulique. En période de crue, la rivière charrie de nombreux corps flottants, comme des troncs d'arbres par exemple. Ces corps flottants peuvent heurter les digues et causer des désordres significatifs pouvant entraîner la rupture de la digue.

5.1.3. La surverse

La surverse est un mécanisme de rupture par submersion: durant la crue, l'eau déborde au-dessus de la digue provoquant l'écoulement d'une lame d'eau par dessus l'ouvrage, et conduit généralement et rapidement à la brèche, par érosion régressive du talus côté val protégé, puis de la crête.

L'érosion subie lors de la surverse se déroule en deux phases:

- ✓ Une phase d'érosion progressive: l'eau s'écoulant par dessus des digues, érode la digue ;
- ✓ Une phase de basculement: le profil en travers de la digue ne résiste plus à la poussée de l'eau .
- ✓ Les connaissances techniques actuelles ne permettent pas d'évaluer précisément la durée de résistance d'une digue à la surverse, et par précaution, les ingénieurs considèrent que les digues en terre ne supportent pas les débordements d'eau (Gignoux, 2000). On peut cependant avancer quelques éléments qualitatifs permettant de nuancer cet argument (Mériaux et al., 2001):
- ✓ le caractère localement plus ou moins sableux des matériaux constitutifs des remblais et l'hétérogénéité dans la compacité sont des facteurs qui aggravent la sensibilité des digues à la surverse ;
- ✓ un profil en long irrégulier de la crête de digue, avec présence de points bas dus à des défauts de nivellement ou à des tassements différentiels induit une concentration locale des débits de surverse ;
- ✓ a contrario, une digue bien compactée, présentant un profil en long régulier, avec des talus bien enherbés et une crête revêtue est probablement susceptible de supporter des surverses de quelques centimètres (voire plus), limitées dans le temps.

5.1.4. Exemple de cas de surverse

Ce mécanisme est à l'origine des principales ruptures, ayant affecté les digues de protection contre les inondations.

Dans plus des deux tiers des cas de surverse, on a pu identifier un point bas sur le profil en long de la digue qui a induit la concentration des débits.

Des surélévations de la ligne d'eau sur la rive concave des courbes du fleuve, ou encore en amont de ponts ou seuils obstrués par des embâcles, peuvent également être à l'origine des surverses recensées. La figure ci-dessus illustre la rupture d'une digue de protection contre les inondations par mécanisme de surverse :

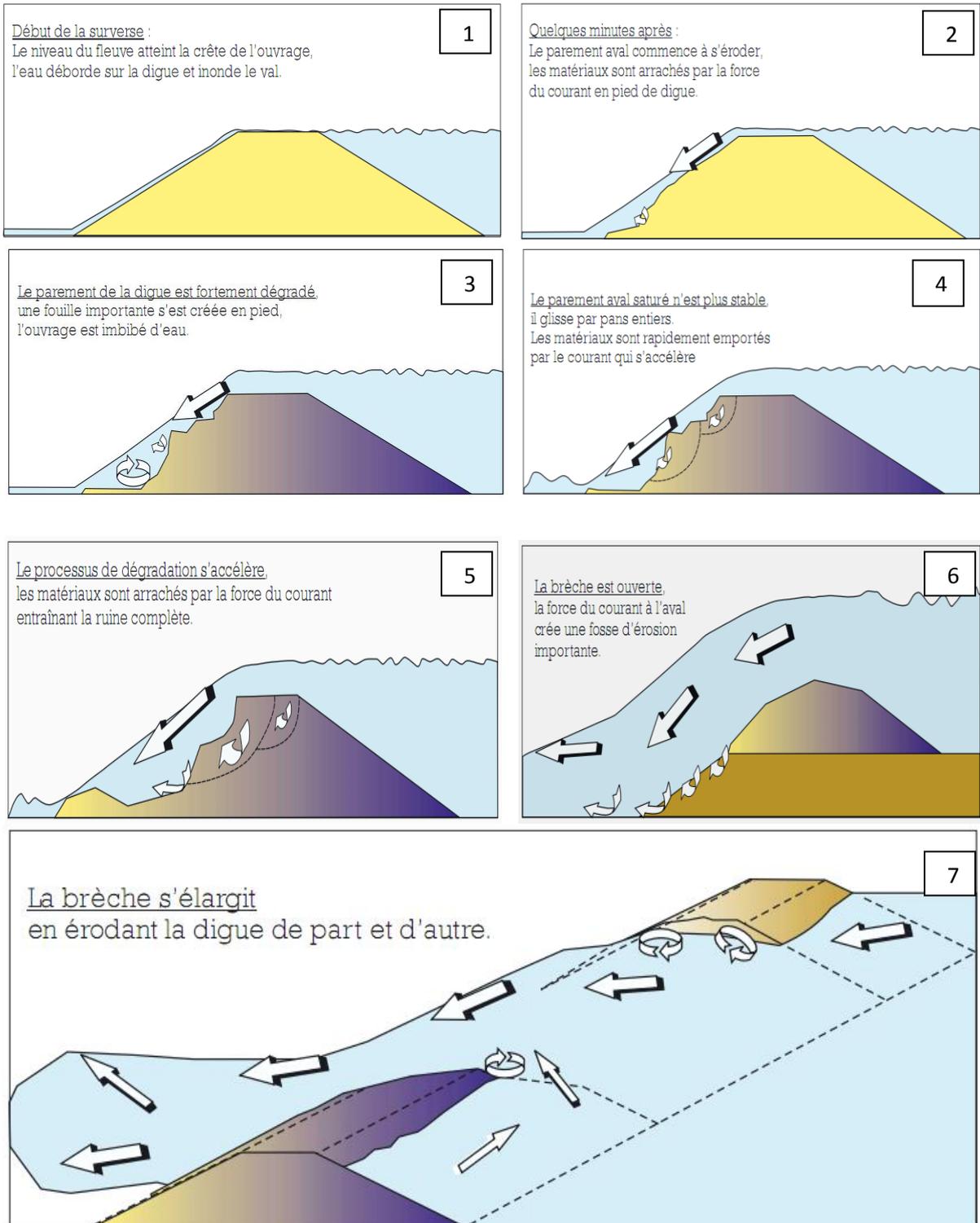


Fig 1.5 Mécanisme de rupture par surverse (Mériaux et Al, 2001)

5.1.5 Le mécanisme de glissement

Il existe deux mécanismes de glissement :

- ✚ le glissement du talus côté aval, se produisant le plus souvent durant la crue ;
- ✚ le glissement du talus côté fleuve, se produisant lors de la décrue .

a) Le glissement côté aval en situation de crue

Ce mécanisme se produit lorsque trois facteurs sont réunis :

- ✚ Un profil de digue étroit avec pentes de talus fortes (pentes supérieures à 0,65) ;
- ✚ Une piézométrie élevée dans la digue liée à l'absence de drainage et/ou à la présence de couches hétérogènes ;
- ✚ Une faible compacité du remblai donnant de faibles caractéristiques mécaniques des matériaux du corps de digue, ou encore la présence d'une couche argileuse sous-consolidée au niveau de la fondation .

Ces trois facteurs sont potentiellement réunis dans les zones d'anciennes brèches dont la réparation n'a pas toujours été menée dans les meilleures conditions (Mériaux et al. 2001) .La figure illustre ce mécanisme :

La saturation du remblai et la raideur du talus
Provoquent des ruptures de masse par glissement du talus

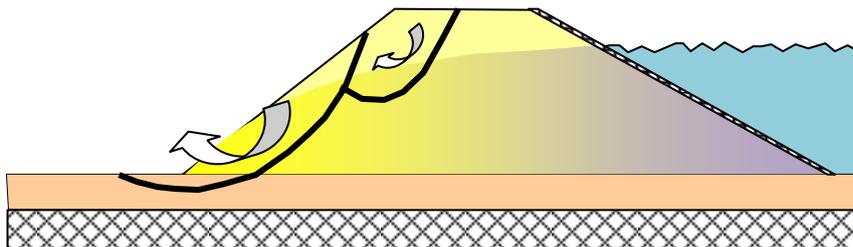


Fig 1.6 Le mécanisme de glissement coté val en situation de crue (Mériaux et Al 2001)

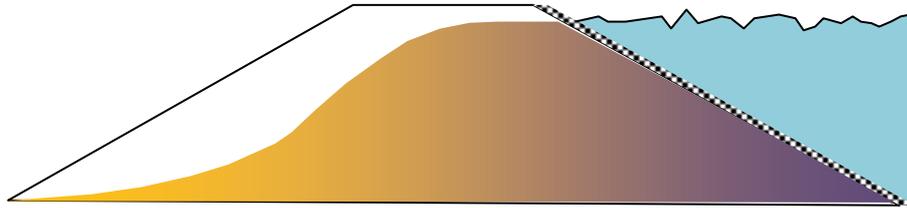
b) Le glissement côté fleuve lors de la décrue

Le mécanisme de rupture par glissement côté fleuve se produit lors de la décrue rapide du cours d'eau. Ce mécanisme, lié aux sous-pressions qui se développent pendant la période de crue, concerne surtout des talus de digues constitués de matériaux argileux, présentant des pentes raides ou des perrés trop étanches .

Ce mécanisme concerne particulièrement les digues à proximité de déversoirs équipés de remblais fusibles (remblai destiné à se rompre lorsque la hauteur d'eau l'atteint). En effet, la mise en fonction du déversoir s'accompagne de l'érosion rapide du remblai fusible (Goutx et al, 2004). Le débit dérivé dans le déversoir croît, ce qui provoque une décrue dans le fleuve pouvant alors provoquer des glissements de talus côté fleuve (Mériaux et al, 2001)

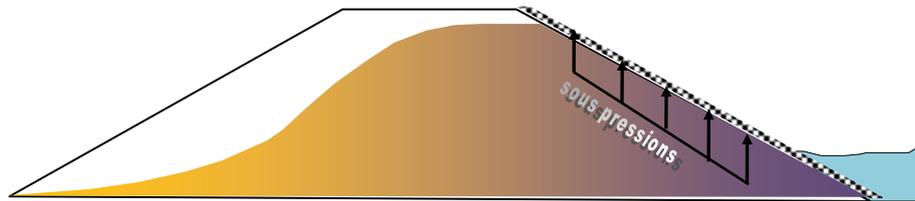
Mécanisme de la rupture

Avec l'augmentation du niveau d'eau amont et son maintien à une cote élevée lors d'une crue longue le remblai se sature progressivement



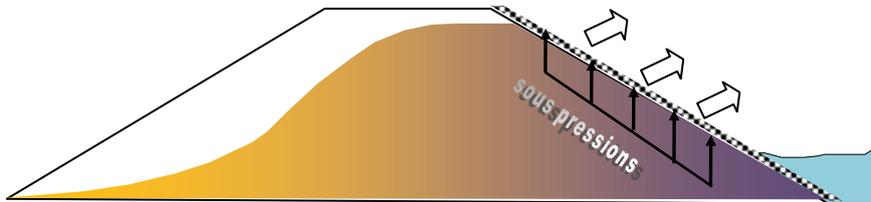
Au cours de la décrue

L'abaissement du niveau d'eau est relativement rapide.
 Le remblai se draine plus ou moins vite selon ses caractéristiques de perméabilité
 Le parement n'est plus stabilisé par la pression de l'eau
 L'eau qui sature le remblai altère les caractéristiques mécaniques du massif
 Et engendre des sous pressions au niveau des parements s'il est mal drainé.



Les sous pressions entraînent

Le décollement et même l'arrachage des pierres de parement
 (Cas du talus pierré)



La saturation du remblai

Amoindrit les caractéristiques mécaniques du massif
 Et peut provoquer une rupture de masse par glissement circulaire
 (Cas du talus amont naturel)

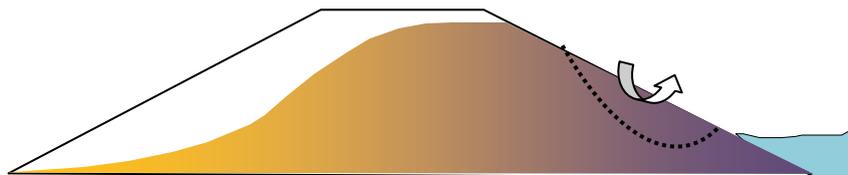


Fig 1.7 Le mécanisme de glissement coté fleuve lors de la décrue (Mériaux et Al, 2001)

6. LES MECANISMES D'ÉROSION INTERNE

L'érosion interne est la première source d'incidents sur les ouvrages hydrauliques en terre (CFGB, 1997). L'érosion interne est définie comme l'entraînement vers l'aval des particules constitutives du remblai, ou de la fondation, sous l'action d'un écoulement provenant de la retenue, pour les barrages, ou des écoulements liés à la crue pour les digues.

Pour que l'érosion interne se développe, deux phénomènes doivent avoir lieu simultanément: l'arrachement de particules, et le transport de ces particules. Ces différents modes de déclenchement de l'érosion interne peuvent se combiner entre eux et être difficilement distinguables. Pour entraîner la rupture, il faut aussi que les conditions du transport des particules soient assurées afin que l'érosion soit entretenue. La nature du transport conduit à distinguer deux mécanismes d'érosion interne: le renard hydraulique et la suffusion

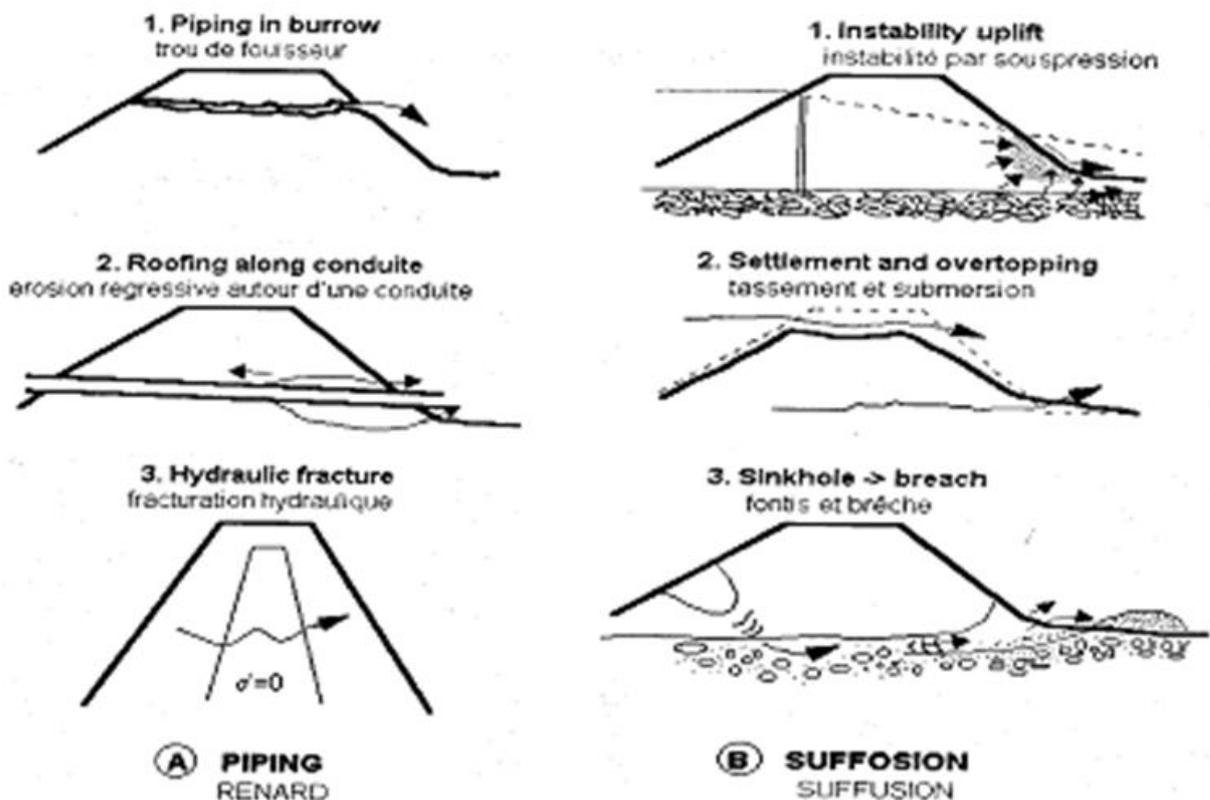


Fig 1.8 Érosion interne par renard et par suffusion (CFGB, 1997)

Les vitesses de l'écoulement sont fortes dans le mécanisme de renard hydraulique et peu être élevées dans le mécanisme de suffusion. Le mécanisme de renard est le plus dangereux et le plus rapide: c'est celui qui entraîne le plus souvent la rupture des digues.

Des facteurs tels que l'absence de filtre aval, la présence de terriers d'animaux, la présence de conduite traversante ou de racines d'arbres favorise le développement d'un mécanisme de rupture par renard sur les digues.

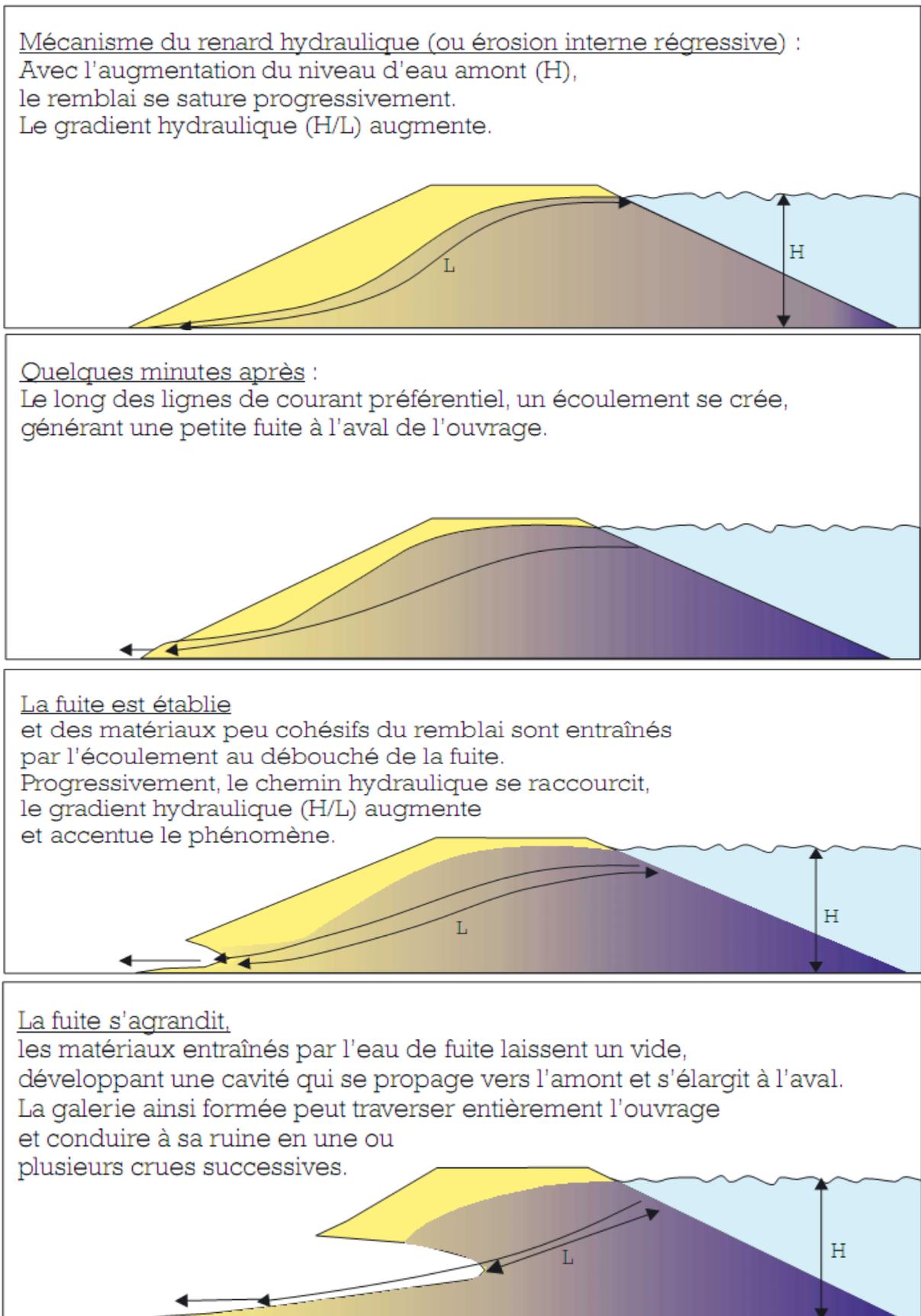


Fig 1.9 Mécanisme de renard hydraulique dans une digue (Mériaux et Al, 2001)

6.1 .Exemple de cas d'érosion interne

En France, entre 1970 et 1997, 71 manifestations d'érosion interne ont été répertoriées (Tab .3.1) sur l'ensemble des ouvrages en remblai (digues et barrages), parmi lesquelles les accidents les plus nombreux concernent les digues de protection contre les inondations et les digues d'aménagements hydroélectriques .

71 INCIDENTS	23 Renards	16 Levé de protection contre les crues
		01 Digue d'aménagement hydroélectrique
		06 Petits barrages agricoles
	48 Suffusions	36 Digue d'aménagement hydroélectrique
		04 Petits barrages
		08 Grands barrages

Tableau 1.1. Recensement des incidents liés à l'érosion interne (CFGB 1997)

La figure ci-dessous illustre un cas de rupture de digue lié au mécanisme d'érosion interne, s'étant développé autour d'une canalisation et débouchant sur un renard hydraulique.



Photo 1.1 Renard autour d'une canalisation traversant la digue

6.2. Synthèse

Nous nous sommes efforcés dans ce chapitre de définir précisément la terminologie relative aux mécanismes de rupture affectant les digues. Par ailleurs, nous avons présenté les mécanismes de rupture que peuvent subir les digues de protection contre les inondations. Nous avons vu que les digues subissent des mécanismes de rupture similaires aux autres ouvrages hydrauliques en remblai.

Il existe quatre mécanismes de rupture des digues de protection contre les inondations: la surverse, l'érosion interne, l'érosion externe et le glissement. Parmi ces mécanismes, la surverse et l'érosion interne sont les mécanismes les plus fréquemment observés et présentant des cinétiques rapides.

7. TYPOLOGIE DE L'ÉROSION ET DE LA DISPERSION

L'étude plus précise des phénomènes conduisant à la rupture d'ouvrages en terre soumis à une charge hydraulique nécessite au préalable une classification des phénomènes et une définition du vocabulaire. En effet, l'adéquation entre le vocabulaire utilisé, les phénomènes observés sont dépendants de la formation de l'observateur. Nous nous limiterons ici à présenter une typologie des érosions afin de mieux définir le domaine d'application des essais que nous décrirons dans les paragraphes suivants.

7.1. Typologie de l'érosion interne

Les mécanismes responsables de l'érosion interne sont complexes et dépendent de plusieurs paramètres qui peuvent être couplés. D'une manière générale, la terminologie employée pour l'érosion interne est variable et dépend des disciplines et des chercheurs, ce qui est caractéristique d'un domaine scientifique interdisciplinaire. Selon le comité français des grands barrages (Fry et al 1997) et selon (Lautrin 2002.)

L'érosion interne ne se développe que si les deux conditions sont réunies: l'arrachement des particules et leur transport. L'expérience de terrain de (Fry et al 1997) permet aux auteurs de distinguer six phénomènes d'arrachement (entraînement, érosion régressive, débouillage, bouillonnement, dissolution et défloculation) et deux phénomènes de transport (suffusion et renard) néanmoins d'autres phénomènes d'érosion ont été recensés (exsolution et auto-filtration) par Lafleur (1989), Tomlinson et Vaid (2000) et Garner et Sobkowics (2002)

7.1.1 Les phénomènes d'arrachement

Les phénomènes d'arrachement conduisent à la déstabilisation d'une particule ou d'un groupe de particules, sous l'action d'une force mécanique (ou d'autres natures). On en distingue six : l'entraînement, l'érosion régressive, le débouillage, la bouillonnement, la dissolution, la défloculation (CFGB, 1997).

7.1.1.1 L'entraînement

L'entraînement (phénomène purement mécanique) se produit lors d'un détachement de particules des parois d'une conduite ou des pores dans le sens de l'écoulement. Lors d'un écoulement le fluide exerce des contraintes de cisaillement dues au frottement fluide-grain. (Fig 1.10) Si ces contraintes dépassent le seuil critique, il y a arrachement, phénomène favorisé par l'existence des chemins préférentiels, la diminution de la cohésion entre les grains et la vitesse d'écoulement dans les pores.

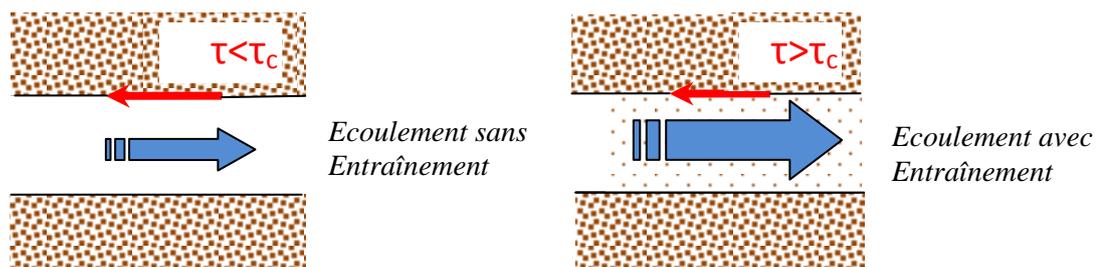


Fig 1.10 Le phénomène d'entraînement (T.L.Pham 2008)

7.1.1.2 L'érosion régressive

L'érosion régressive est le phénomène d'arrachement des particules de sol une à une en aval, sous l'effet de la pression du fluide qui percole à travers le remblai. Ce processus apparaît d'abord à l'aval de l'ouvrage pour se propager ensuite vers l'amont. Les particules sont progressivement évacuées par écoulement. Ceci déstabilise la structure du sol et augmente le gradient hydraulique localement ce qui provoque une augmentation de la vitesse d'écoulement, donc une amplification du phénomène d'érosion. Pour les sols homogènes ce phénomène se développe sans limite jusqu'à l'effondrement du sol. (Fig 1.11)

Arrachement des particules à l'aval du Remblai

Formation d'un trou à l'aval et remontée du trou au cours du temps



Fig 1.11 le phénomène d'érosion régressive (T.L.Pham 2008)

7.1.1.3 Le déboufrage

Le déboufrage est un déplacement massif de sol piégé sous une pression d'eau (Lautrin, 2002). 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. (Fig 1.12)

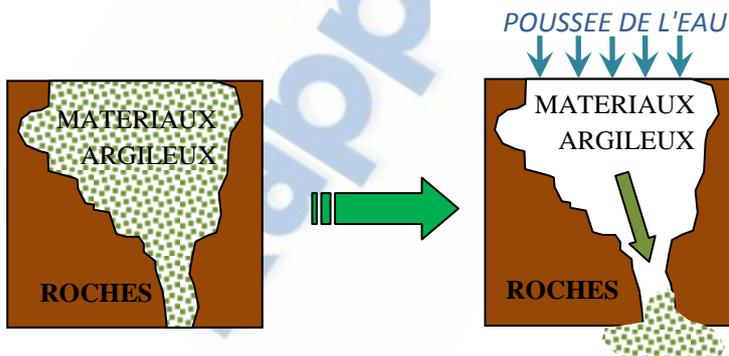


Fig 1.12 Phénomène de Déboufrage (Lautrin, 2002).

7.1.1.4 La condition de 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. (Fig 1.13)

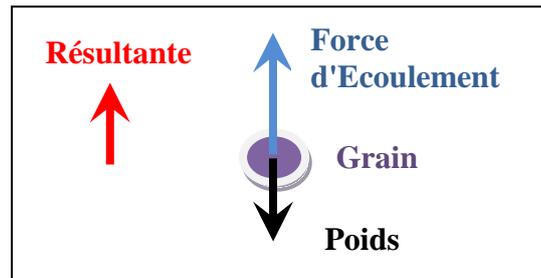


Fig 1.13 Flottaison des grains de sol sous gradient Hydraulique vertical ascendant (boulance)
(Bendahmane Fateh, 2005)

7.1.1.5 La dissolution

Ce phénomène correspond à la transformation d'un état solide en état liquide d'une partie des constituants sous une action thermique ou chimique. Ce phénomène se traduit par une augmentation de porosité, donc de perméabilité qui peut favoriser l'apparition du phénomène d'érosion interne. Ainsi, lors des constructions des ouvrages en terre en altitude, il existe souvent des dépôts de glace dont la dissolution provoque le déclenchement du phénomène de renard (Garner et Sobkowics; 2002).

7.1.1.6 La défloculation

La défloculation est un processus physico-chimique, qui tend à disperser les plaquettes d'argile, et à engendrer une diminution de la taille des agglomérats des particules d'argile, facilitant ainsi leur migration lors d'un écoulement. Ce phénomène dépend de l'équilibre ionique entre le fluide et l'argile.

7.1.1.7 L'exsolution

L'exsolution correspond à l'expulsion de l'air piégé dans les ouvrages, lors de la mise en eau. Cet air piégé et comprimé est transporté par l'écoulement.

Les expériences de Garner et Sobkowics, (2002) montrent que l'exsolution peut provoquer le phénomène de renard.

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.

7.1.2. Les phénomènes de transport

7.1.2.1 Le renard hydraulique

Le renard hydraulique apparaît dans un ouvrage de génie civil lorsque l'écoulement d'eau à travers celui-ci se fait selon un chemin préférentiel. Le long de ce chemin se trouvent des points faibles affectés par des phénomènes d'érosion (érosion régressive ou boullance). Si ces points faibles ne sont pas entourés par des zones stables limitant leur expansion, il y a alors formation d'un trou continu de l'aval vers l'amont, La vitesse d'écoulement à travers l'ouvrage augmente et accélère ainsi le processus de ruine en cours. (Fig 1.14) et (Fig 1.15)

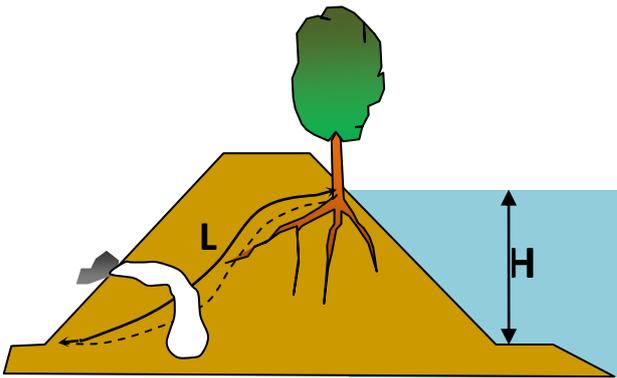


Fig 1.14 Phénomène de renard; (T.L.Pham 2008)



Fig 1.15 Renard dans un Barrage ;
(Lautrin; 2002)

7.1.2.2 La suffusion

La suffusion est un phénomène de migration des petites particules à travers le squelette constitutif d'un sol (Skempton et Brogan, 1994). Il en résulte une redistribution des fines dans le sol qui s'apparente à une migration massive des particules fines.

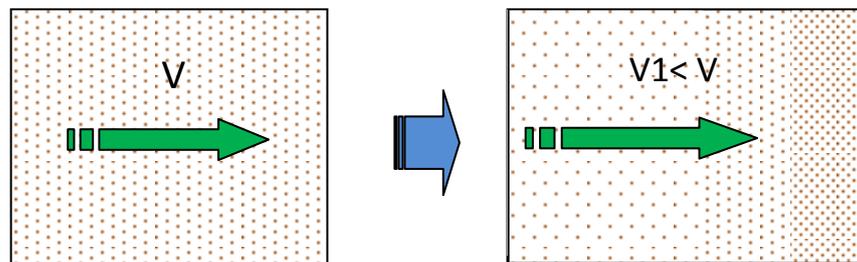


Fig 1.16 Phénomène de suffusion; (T.L.Pham 2008)

- La suffusion peut être un élément déclencheur de l'érosion régressive à l'aval de l'ouvrage, la migration des fines permettant à l'eau de s'écouler plus rapidement. Le phénomène d'érosion régressive peut ensuite remonter jusqu'à l'amont, comme vu précédemment, et favoriser la création d'un renard.
- L'entraînement des matériaux peut également se faire en tête de remblai, créant ainsi un affaissement de la crête et pouvant aboutir en période de crue à l'immersion du remblai.
- Enfin, la migration des particules fines accroît le risque de colmatage et en conséquence, les pressions interstitielles peuvent augmenter en un point localisé du remblai. Si ce point est à l'aval, il va se former une zone instable qui menacera l'ouvrage de ruine. (Fig 1.16)

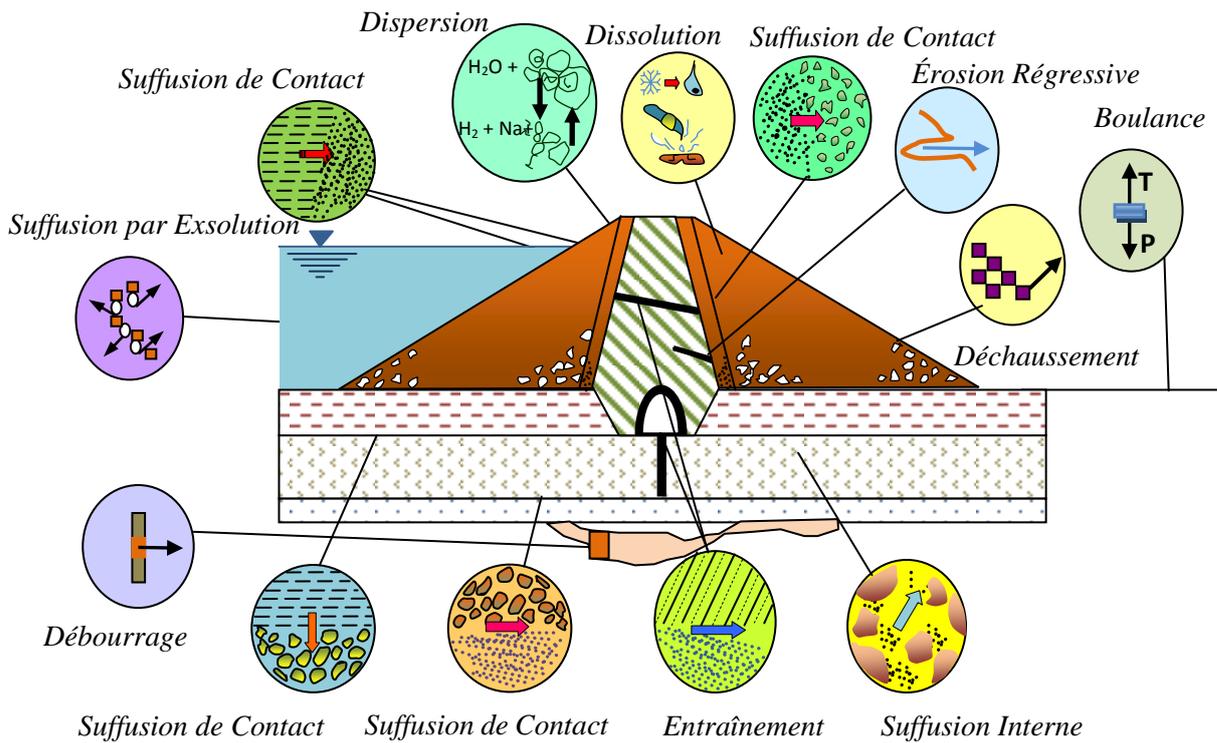


Fig 1.17 Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion dans un barrage (Adapté de Schuler et Brauns 1996, cité par Blais ,2004)

8. DIAGNOSTIC D'UN OUVRAGE

8.1. Définition du diagnostic

Par définition le diagnostic d'un ouvrage en génie civil consiste à :

- déterminer le niveau de sécurité de l'ouvrage, relever ses points de faiblesse, ses défauts et ses dysfonctionnements ;
- définir judicieusement les travaux qui permettent de remédier aux insuffisances constatées

9. DIAGNOSTIC ET ANALYSE DE RISQUE DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL

La Sûreté de Fonctionnement est « la Science des Défaillances, incluant leur connaissance, leur évaluation, leur prévision et leur maîtrise » (Villemeur, 1988) , Elle propose depuis de nombreuses années dans le milieu industriel des méthodes pour identifier, analyser, et gérer les risques (Peyras, 2003). Ces méthodes vont permettre de réaliser le diagnostic, évaluer l'état, analyser la sûreté et les risques de défaillance d'un système. Elles commencent à être utilisées dans le contexte des ouvrages de génie civil.

Le diagnostic d'un ouvrage est « l'identification de la cause probable de la (ou des) défaillance(s) à l'aide d'un raisonnement logique fondé sur un ensemble d'informations provenant d'une inspection, d'un contrôle ou d'un test » (AFNOR, 2001). On recherche dans le passé de l'ouvrage sur lequel on produit le diagnostic,

les mécanismes de dégradation qui ont conduit à son état actuel, au moment de son évaluation.

L'évaluation de l'état d'un ouvrage consiste à déterminer, à un instant donné de sa vie (généralement à l'instant présent), sa condition structurelle (l'état des dégradations). La recherche des conditions de réalisation des fonctions de l'ouvrage est l'étape suivante qui vise alors à évaluer sa performance.

Le risque est « une mesure d'un danger associant une mesure de l'occurrence d'un événement indésirable, et une mesure de ses effets ou conséquences » (Villemeur, 1988). Pour un gestionnaire d'ouvrages, analyser les risques que représente son parc d'ouvrages, est primordial pour adapter les actions de maintenance à entreprendre. L'analyse de risques est l'activité qui consiste à répondre aux trois questions suivantes (Kaplan, 1997):

- qu'est-ce qui peut conduire à des situations de danger ?
- quelles sont les chances que ces situations se produisent ?
- si elles se produisent, à quelles conséquences doit-on s'attendre ?

La sûreté de fonctionnement correspond à l'aptitude d'une entité à accomplir une ou plusieurs fonctions requises, dans des conditions données. Elle est caractérisée par différents concepts, notamment la fiabilité et la durabilité, définis par la norme (AFNOR, 1988):

- la fiabilité, qui correspond à l'aptitude de l'ouvrage à assurer ses fonctions, dans des conditions données, pendant une période de temps donnée.
- la durabilité, qui correspond à l'aptitude à demeurer en état d'accomplir ses fonctions, dans des conditions données d'utilisation et de maintenance, jusqu'à ce qu'un état limite soit atteint. Les concepts de diagnostic, d'évaluation de l'état et de la performance, et d'analyse de risques sont synthétisés avec leur temporalité dans la (figure 1.18)

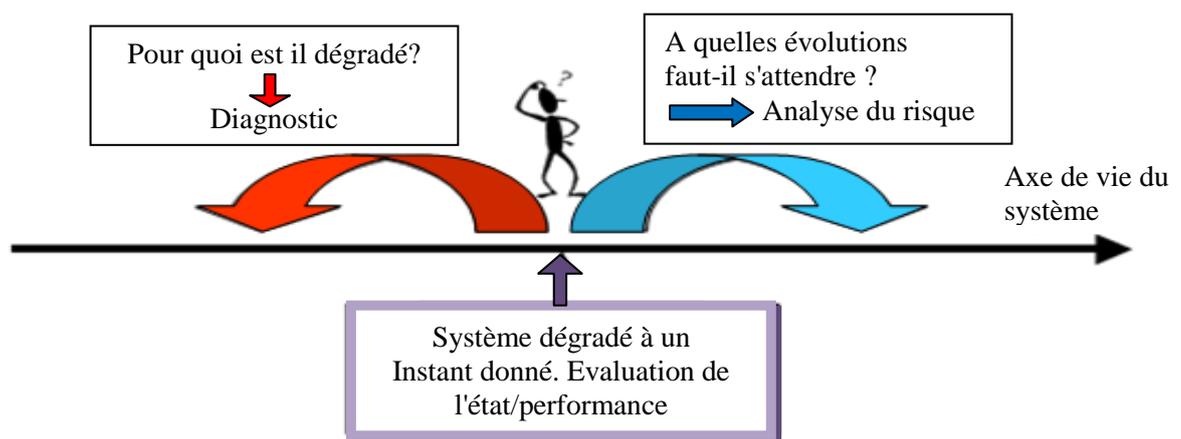


Fig 1.18 Diagnostic, évaluation de l'état /performance et analyse de risque (Zwingelstein,95)

Pour établir le diagnostic d'un ouvrage, évaluer son état et sa performance, ou encore analyser les risques (évaluer sa sûreté de fonctionnement), deux familles d'approches sont possibles (Peyras et al., 2004), (Zwingelstein, 1995).

10. PHASES D'ETUDES PREALABLES : LA RECHERCHE D'INDICE

De manière générale toute étude concernant un ouvrage de génie civil, maritime ou fluvial doit débuter par une recherche d'indices. cette phase est absolument nécessaire dans le cadre du diagnostic des digues, elle consiste à recueillir le plus d'informations possibles concernant l'histoire de la digue ses caractéristiques extérieurs (topographie) et le système dans lequel s'intègre (géologie locale et dynamique du cours d'eau), cette étude préalable doit notamment permettre de renseigner sur la nature des matériaux constituant la digue, sur la nature du terrain sur le quel elle repose, et sur les conditions hydrauliques et morfo dynamiques auxquelles elle est , ou susceptible d'être soumise. Elle est la condition initiale nécessaire aux études géophysiques, et géotechniques des phases suivantes.

10.1. Recherche historique

La recherche historique est un point essentiel dans l'élaboration du diagnostic, cette étude doit être basé sur une recherche approfondie d'archive, et qui s'intéresse au nombre et volume des crue exceptionnelles précédentes, aussi bien la morphologie (orientation et dimension) du système digue/cours d'eau qui doit être particulièrement étudié vis-à-vis la position de la digue par rapport à l'écoulement principal, ou la concavité de la rive dans une courbe du cours d'eau; de plus le rétrécissement de la largeur entre levés, ainsi que l'implantation de la levée directement au bord du lit sont d'autres facteurs de rupture.

Cette étude à montré la richesse des renseignements qu'une recherche historique peut apporter.

Bien sur dans le cadre d'une étude particulière, le temps alloué à cette étape et bien souvent restreint; mais il faut autant que possible tenter de préciser les quatre points suivant pour l'élaboration du diagnostic :

Prendre connaissance des données disponibles, tout d'abords auprès du gestionnaire de l'ouvrage, mais aussi auprès d'organismes publics spécialisés dans les études d'ouvrages hydrauliques, auprès d'organismes universitaires professionnels (bureaux d'études, laboratoires ...etc.); qui ont déjà réalisé des travaux sur les levées concernées par ailleurs d'autres renseignements peuvent être obtenus par une enquête de voisinage. Tout autre document concernant les digues (les cartes anciennes, les plans, les photos aériennes) doit être recherché;

Localiser les brèches historiques : Les collectivités locales comme les communes, et les wilayas où sont implantées les digues possèdent généralement des archives historiques sur les crues et les endommagements qu'elles ont provoqués.

Recenser et localiser les repères de crues historiques.

Rechercher les zones de prélèvement de matériaux qui ont servi à la construction et /ou au comblement des brèches, et ce pour deux raisons .d'une part cela permet de déterminer quelle est la nature des matériaux constituant la digue d'autre part les matériaux étaient souvent extraits aux abords de la digue créant ainsi de nouvelles zones de faiblesse dont la localisation est d'importance capitale.

10.2. Etude géologique

Elle permet d'identifier les matériaux environnants qui, souvent, entrent dans la constitution de la digue; les digues anciennes ont en effet été construites pour la plupart à partir d'une extraction locale des matériaux (terrassment en déblai remblai) l'étude géologique doit aussi permettre de déterminer la nature des terrains sur lesquels la digue est construite; le substratum rocheux (par exemple, les karsts) surtout s'il est peu profond peut jouer un rôle important sur la digue et son environnement. Elle consiste principalement à décrire la disposition et les caractéristiques des formations géologiques. La nature des terrains rencontrés sur le territoire national est bien étudiée et répertoriée par des organismes officiels. Ces données sont régulièrement mises à jour publiées sur des cartes géologiques.

En génie civil les données géologiques traditionnelles nécessitent d'être complétées d'une part la zone étudiée généralement la proche surface peut différer localement de la zone géologique particulière qui est décrite par la carte d'autre part, l'évolution des terrains que ce soit de manière naturelle (par exemple le ruissellement de l'eau) ou anthropique (par exemple l'exploitation de carrières) peut avoir engendré une modification importante de la structure du sol. L'étude géologique apparaît donc être la condition nécessaire et préalable à toutes études et travaux envisagés sur le terrain.

10.3. Analyse morphodynamique

La morphologie du système digue / cours d'eau évolue au cours du temps. Ainsi des zones de levée jusqu'ici peu exposées peuvent se retrouver sollicitées par de nouveaux aléas liés à la rivière. Par exemple l'apparition d'un îlot sableux dans le lit du cours d'eau reporte les courants sur les berges. L'analyse morpho dynamique consiste alors à identifier et à caractériser les évolutions passées et futures du chenal.

10.4. Topographie – données de repérage (Iino et al 2000).

La topographie à pour objectif :

d'établir le profil en long de la crête et de le comparer aux lignes d'eau en crue, afin d'évaluer les risques de surverse en crue, de préciser les profils en travers de la digue pour les études géotechniques (stabilité, risque de renard), de localiser en plan et en cote des ouvrages ou partie d'ouvrages singuliers (portes, cales, regards, batardeaux, vannes, entonnement d'ouvrages de traversées, etc.); de fournir un outil de gestion et de maintenance de la digue : support de l'inspection visuelle base de repérage des sondages géotechniques et géophysiques en plan et en profondeur et des éléments de suivi de la digue.

Le plan topographique est une étape essentielle pour la qualité du diagnostic proposé. L'établissement d'un plan topographique au 1/500 ou au 1/1000 est l'outil de base pour le suivi et la maintenance des levées il constitue le support de travail sur lequel seront reportées précisément les informations et les observations recueillies sur la digue lors de l'inspection visuelle et lors des reconnaissances géophysiques et géotechniques.

Généralement ce plan est rattaché à un système courant de référence (coordonnées). Cela permet aux résultats d'être intégrés facilement dans des systèmes d'informations géographiques (SIG) et autres logiciels de traitement des données.

10.5 Inspection visuelle (lino et al, 2000)

l'inspection visuelle consiste à répertorier toutes les caractéristiques morphologiques externes de la digue et tous les indices révélant ou suspectant un désordre :

les mouvements de terrain, les zones d'érosion, les ravinements, une végétation particulière les terriers d'animaux, les Canalisations... Pour réaliser cette étape, Il faut parcourir intégralement à pied la portion de digue étudiée, sur chacune de ses parties (crête, talus coté val et coté fleuve, pied de talus).

Cette phase sera réalisée après la recherche historique et après le levé topographique de précision.

Ces premières étapes préciseront la méthode utilisée pour l'inspection visuelle qui permet de valider ou d'infirmer les informations recueillies au cours de ces étapes préalables, et de les localiser précisément sur une carte.

Par ailleurs, elle doit se réaliser dans des conditions optimales d'observation. Ainsi, l'inspection visuelle doit être effectuée si possible hors période végétative. Dans tous les cas, on veillera si possible à ce que les zones inspectées soient débroussaillée au préalable.

En termes de moyens, trois personnes compétentes en génie civil/géotechnique doivent être associées à l'inspection visuelle.

a) Points à observer et informations à répertorier

Tout d'abord, l'inspection visuelle doit permettre de vérifier et de compléter les informations recueillies lors de la recherche historique. D'autre part, les niveaux d'eau sont relevés de part et d'autre de la levée le jour de la visite. Enfin, si la digue est équipée d'appareils de surveillance (piézomètres), Il convient d'en relever les mesures.

b) Indice de désordres

✚ talus coté aval

- végétation (nature, développement, racines et souches)
- amorces de glissement, ravinements
- terriers (taille, densité)
- débouchés de canalisations et ouvrages singuliers,
- indices de fuite, zones humides et points d'eau,
- existence, nature et état du confortement aval et/ou du revêtement de protection,
- singularités topographiques au-delà du pied de talus (indice d'ancienne brèche ,dépression, fontis, fossé, canal)

✚ crête

- végétation (nature, développement, racines et souches)
- nature et caractère praticable de la voie de crête (route, chemin)
- fissures longitudinales et transversales
- tassements, fontis,
- terriers (taille, densité),
- existence. nature et état du dispositif de rehausse
- existence, nature et état du revêtement,
- ouvrages singuliers,

✚ talus côté fleuve

- végétation (nature, développement, racines et souches),
- amorces de glissement ou d'érosion, ravinements, fontis
- terriers (taille, densité),
- débouchés de canalisations et ouvrages singuliers
- zones humides, points d'eau et laisses de crue
- existence, nature et état du revêtement de protection,
- existence, nature et état de la protection de pied de talus
- singularités topographiques au-delà du pied de talus (érosions de berge, dépôts alluvionnaires, fontis).

Par ailleurs, la présence de constructions (regards, stations de pompage, maisons...) à proximité ou incorporées dans le corps de digue peut constituer des zones de faiblesse qu'il est capital de répertorier et de situer précisément sur la carte d'étude.

A cette occasion, l'enquête de voisinage est réalisée si elle n'a pu être conduite auparavant. L'ensemble des informations recueillies lors de l'inspection visuelle est répertoriée sur les cartes topographiques au 1/500 ou au 1/1000 disponibles.

Les désordres constatés sont reportés sur la carte et numérotés. Ces numéros renvoient aux lignes successives des fiches de relevé des désordres où ils sont détaillés et commentés. Les profils en travers sont répertoriés généralement au dos des fiches et sont dessinés au niveau du point kilométrique (PK) concerné.

A ce descriptif des désordres est généralement associé un dossier photographique constitué d'une (de) prise(s) de vue de l'ensemble de l'ouvrage, et des photographies de chaque désordre, référencées par le numéro du désordre correspondant.

11. LA RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

11.1. Principe et objectif de la reconnaissance géotechnique

La notion de rendement optimal pour la reconnaissance géotechnique implique la possibilité d'effectuer des essais de caractérisation des sols in situ et/ou de prélever des échantillons de matériaux dans l'ouvrage, afin d'en tirer des informations précises. Ils comprennent essentiellement des forages destructifs ou carottés, des essais pénétrométriques, de perméabilité et de cisaillement,

et éventuellement des sondages à la pelle mécanique. L'objectif de la campagne de reconnaissance géotechnique est de caractériser ponctuellement les défauts de perméabilité et/ou de compacité, et les contacts entre les différentes couches. Ces données doivent, en outre, servir d'étalonnage aux résultats des mesures géophysiques. Elles permettent ainsi d'enrichir l'interprétation des données recueillies et d'affiner le modèle géophysique et géotechnique de l'ouvrage. Elles peuvent aussi donner lieu à des nouvelles investigations géophysiques locales comme le panneau électrique ou la sismique réfraction.

11.2. Méthodes géotechniques privilégiées pour le diagnostic des digues

Les **essais pénétrométriques** sont aisés et rapides à mettre en œuvre.

Ils apportent une information immédiate sur les positions des interfaces entre couches, et donnent une approche qualitative des caractéristiques mécaniques des sols. Les **sondages à la pelle mécanique** permettent de reconnaître la nature et la succession des couches de matériaux, sur une tranche de hauteur variable du corps de digue. Ils permettent également la collecte d'échantillons de sol remanié pour caractérisation en laboratoire de mécanique des sols.

Les **essais de perméabilité** exigent un temps d'intervention plus long et le matériel d'essais est plus encombrant, mais les informations qu'ils apportent sont importantes pour le diagnostic de la digue. Certains essais sont systématiquement accompagné d'enregistrement de paramètres, tels que la vitesse d'avancement du forage dans le sol, qui permettent de déduire certaines propriétés mécaniques (compacité en particulier).

Les **forages mécaniques destructifs** permettent d'extraire des matériaux en place, et d'en vérifier de visu la nature. Ils permettent, en outre, de prélever des échantillons remaniés pour des essais ultérieurs en laboratoire de mécanique des sols. Les **forages mécaniques carottés** permettent de prélever des échantillons intacts, les carottes, directement dans l'ouvrage. Ces échantillons sont ensuite préparés pour des analyses plus complètes en laboratoire.

L'essai au **phicomètre** est un des seuls essais (avec le scissomètre) qui permet de mesurer, dans un forage, la contrainte de cisaillement des matériaux en place, y compris pour des matériaux que les forages carottés ne peuvent prélever.

12. ESSAIS IN SITU

12.1. Choix des méthodes et critères d'implantation des reconnaissances

L'implantation des essais géotechniques peut être réalisée selon un programme de reconnaissance systématique. Mais il est conseillé, après concertation entre le géophysicien et le géotechnicien, de la réaliser en fonction des résultats des études préalables, en particulier ceux des méthodes géophysiques, lesquels ont théoriquement permis de déterminer des zones plus ou moins hétérogènes dont les caractéristiques méritent d'être mieux définies par la géotechnique. L'expérience des interpréteurs permet alors d'extrapoler les résultats des essais locaux entièrement ou pour partie au reste de la digue.

Il permet aussi de déterminer les zones d'implantation des méthodes géophysiques locales (en particulier pour les profils transversaux réalisés avec le panneau électrique), différentes de celles définies par les méthodes géophysiques à grand rendement.

La vérification locale de paramètres géotechniques apporte immédiatement une richesse supplémentaire au diagnostic. C'est aussi une étape indispensable pour interpréter les mesures géophysiques.

Essais pénétrométriques : PANDA Norme XP P 94-105

Essais pénétrométriques : Pénétromètre dynamique lourd (LCPC)

- Norme XP P 94- 063
- Norme XP P 94- 105

Essais de perméabilité Lefranc Norme XP P 94-132

Essais de cisaillement avec le phicomètre Norme XP P 94-120

12.2. Sondages à la pelle mécanique

Ce type de sondage consiste à creuser une fosse dans le corps de digue ou en son pied pour vérifier *in situ* la disposition des matériaux. Il est conseillé de réaliser cette fosse « en pyramide inversée », pour que la réparation qui suivra l'examen visuel permette un compactage adéquat des matériaux. Cet essai rustique est simple à réaliser et peu coûteux, dès que l'accès aux sites à investiguer est possible pour une pelle mécanique. Le prélèvement d'échantillons remaniés est conseillé. Il convient, cependant, de veiller à ce qu'aucune personne ne descende dans la fosse et de prendre toutes les précautions qui s'imposent vis-à-vis des risques d'éboulement des parois de la fosse.

12.3. Les forages mécaniques

Étape incontournable pour l'interprétation des mesures géophysiques, les forages permettent de prélever localement des échantillons de terrain. Ils sont généralement instrumentés, et la **vitesse d'avancement** est aujourd'hui au moins un des paramètres **quasi**-systématiquement enregistrés lors de la foration. Les forages sont de deux types : les forages carottés et les forages destructifs;

a) Les forages carottés

Les forages carottés sont une technique non destructive de prélèvement des échantillons du sol, La méthode est lourde et assez coûteuse, mais elle permet de donner des caractéristiques précises de la répartition et des caractéristiques mécaniques des matériaux dans la digue. C'est par ailleurs à partir de ces échantillons intacts que les essais de laboratoire pourront être menés.

Le carottier est foncé dans le sol au bout d'un train de tige. Il est choisi de façon à permettre le prélèvement d'échantillons de classe 1, au sens de la norme P 94-202, pour une identification complète et une détermination des propriétés mécaniques en laboratoire de mécanique des sols. Le diamètre des échantillons prélevés est généralement compris entre 75 et 100 mm.

b) Les forages destructifs

Ils consistent à prélever les matériaux à l'aide d'outils désagrégateurs, à les remonter vers la surface à l'aide d'un fluide de circulation ou d'une trousse hélicoïdale sous forme de fragments (*cutting*) ou copeaux. Ils sont réalisés :

Soit à la tarière mécanique, où l'outil de prélèvement est constitué d'une trousse hélicoïdale coupante de 100 à 300 mm de diamètre ; soit au marteau fond de trou ou au tricône (diamètre d'environ 100 mm), avec fonçage de l'outil par percussion ou rotopercussion et injection d'un fluide de circulation.

13. CONCLUSION

L'érosion interne est l'une des principales causes de rupture d'ouvrages en terre.

La compréhension de ce phénomène nécessite une étude approfondie des interactions eau-sol. Un écoulement hydraulique peu en effet induire une migration de particules, ce qui provoque une modification des propriétés mécaniques et hydrauliques.

La perméabilité des ouvrages en terre peut ainsi être localement considérablement modifiée, d'où des pertes d'étanchéité ou des surpressions interstitielles.

La modification progressive de la structure du matériau peut être à l'origine de la rupture. Les mécanismes responsables de ces désordres sont complexes car ils mettent en jeu de nombreux phénomènes indépendants dont l'étude est interdisciplinaire car placée à la frontière hydraulique – géotechnique.

L'érosion interne ne se développe que si deux conditions se réunissent: l'arrachement des particules et leurs transports.

Ainsi, la méthodologie générale de diagnostic de digue, est en particulier la méthodologie préconisée pour la mise en œuvre et l'interprétation de méthodes géophysiques et géotechniques adaptées. On expose, dans une première partie, le contexte de l'étude, et décrit substantiellement les principales caractéristiques des digues concernées.

Une description synthétique des études préliminaires nécessaires au diagnostic est ensuite présentée. Il s'agit de l'étude historique, de l'étude géologique, de l'inspection visuelle, de la topographie et de l'analyse: morphodynamique du cours d'eau.

CHAPITRE 2

AUSCULTATION, SURVEILLANCE ET MAINTENANCE

1. AUSCULTATION ET SURVEILLANCE

1.1. Introduction

L'évaluation de l'état et de la sécurité des barrages repose essentiellement sur la connaissance d'experts qui ont développé, au fil du temps, des stratégies de mesure, d'évaluation globale et de décision. Or, cette connaissance n'est pas toujours formalisée. Un modèle d'évaluation de la performance du barrage en remblai par rapport à l'érosion interne, au travers du remblai a été développé par formalisation de la connaissance experte. Il est basé sur la description de toutes les informations issues des inspections visuelles, de l'auscultation de l'ouvrage, et des données de conception et réalisation. Ces indicateurs sont ensuite combinés par des opérateurs appropriés, permettant l'évaluation du barrage par rapport à l'érosion interne. Des tests sur dossiers réels ont montré l'accord entre les notes des experts, et la possibilité de discriminer les barrages par rapport à leurs performances.

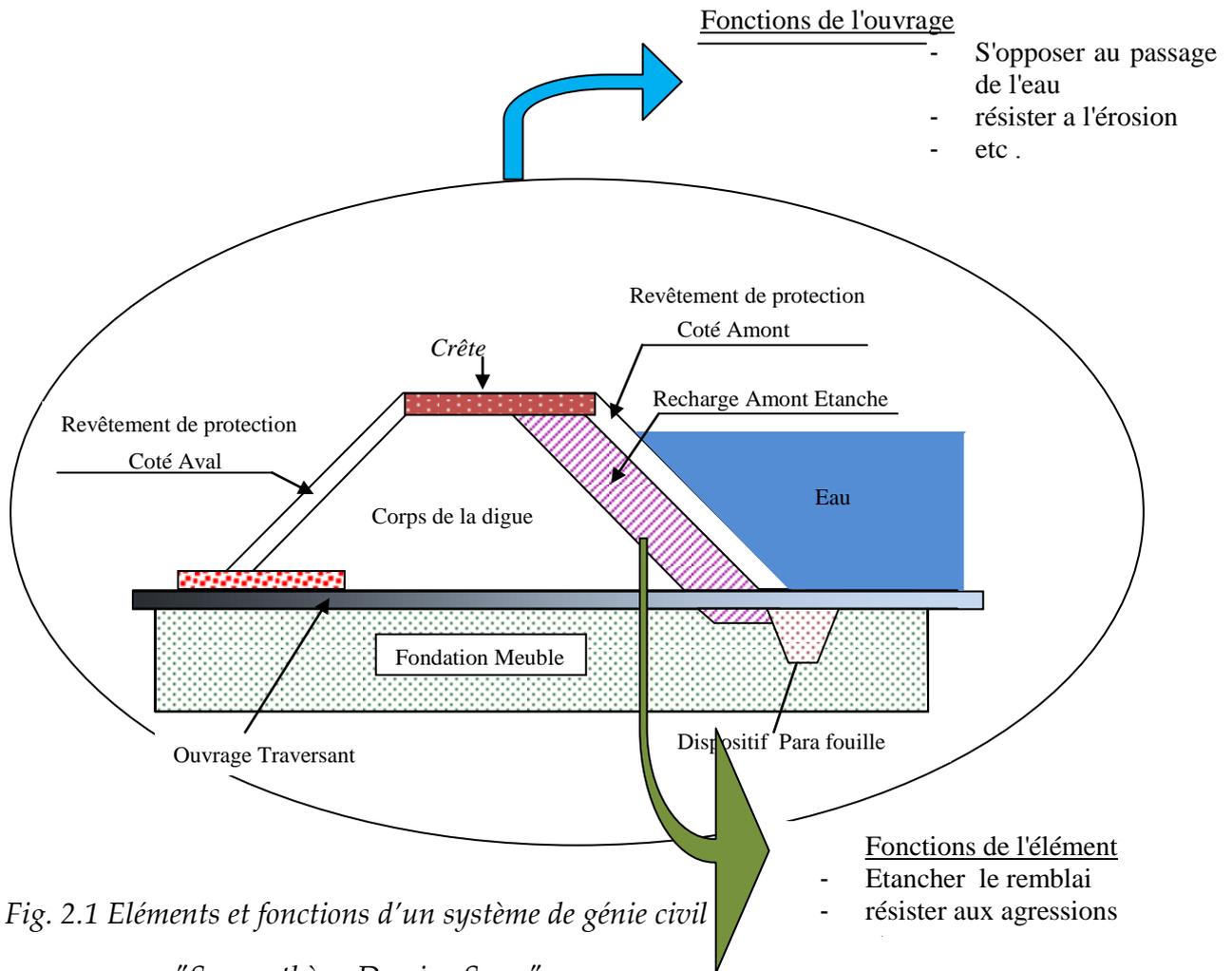
Quant à la maintenance elle comprend « toutes les activités destinées à maintenir ou rétablir un système dans un état ou dans des conditions données de sûreté de fonctionnement, pour accomplir une fonction requise. Ces activités sont une combinaison d'activités techniques, administratives et de management » (norme NF X60-010).

La pratique de la maintenance des ouvrages de génie civil consiste essentiellement en des mesures de surveillance, régies le plus souvent par la réglementation. La surveillance comprend des techniques d'inspection pour lesquelles on retrouve un cadre commun aux différents ouvrages de génie civil: les inspections régulières visuelles réalisées plusieurs fois par an (détection des anomalies et maintenance préventive), les inspections détaillées effectuées avec une fréquence d'une ou quelques années (grosse maintenance) et la haute surveillance en cas de sollicitations accidentelles, de dégradations évolutives ou de risque imminent. La surveillance inclut également l'auscultation des ouvrages et les mesures en continu (Cremona, 2002).

1.2. Système de génie civil et performance – définitions et principes

Un système de génie civil (un ouvrage ou un ensemble d'ouvrages) se définit, d'une part, à partir des éléments structurels (ou des sous-systèmes) qui le composent, et d'autre part à partir des fonctions qu'il accomplit.

A chaque niveau de décomposition du système, les éléments structurels remplissent à leur tour des fonctions qui contribuent à la réalisation des fonctions globales de l'infrastructure (Fig 2.1).



L'aptitude d'une structure à remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, est appelée la performance.

Les performances d'un système de génie civil sont amenées à évoluer durant sa vie : les fonctions initialement prévues lors de la construction peuvent être modifiées volontairement, par le gestionnaire ou encore par des événements extérieurs, et des dégradations peuvent perturber les fonctions initiales. Trois principales causes peuvent provoquer les pertes de performances (Cremona, 2000):

- ✓ Le vieillissement de l'infrastructure ;
- ✓ Les causes humaines s'exerçant par erreur ;
- ✓ Les causes extérieures prévues ou imprévues .

On considère deux catégories de perte de performance :

- ✓ la dégradation qui est une diminution de la performance d'une fonction restant néanmoins supérieure au seuil fonctionnel, ou à l'état-limite (état ou phénomène que l'on souhaite éviter) (Cremona, 2002) ;
- ✓ la défaillance qui est l'altération ou la cession de l'aptitude d'un système à accomplir sa ou (ses) fonction(s) requise(s), avec les performances définies

dans les spécifications techniques (norme NF X60-010) .Dans ce cas, une au moins des performances est inférieure au seuil fonctionnel. (Fig 2.2)

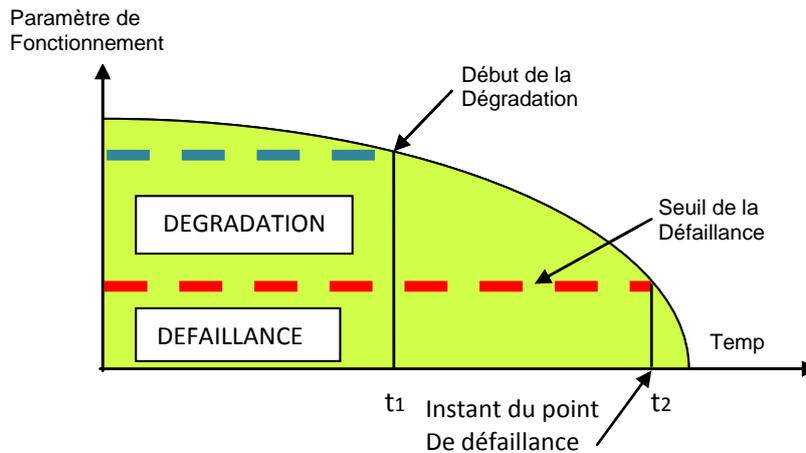


Fig. 2.2 Dégradation et défaillance (Zwingelstein ,1996)

L'évaluation de la performance d'un ouvrage de génie civil en service comprend une évaluation de son état, puis une évaluation de sa performance (Cremona, 2002) .L'évaluation de l'état est une étape d'analyse où les dégradations de l'ouvrage et leur histoire sont recherchées ; la qualité des informations disponibles sur la structure y est fondamentale .L'évaluation de la performance est ensuite réalisée comme dans le cadre d'une phase de conception, mais en se basant sur l'état structurel réel de l'ouvrage en cours d'exploitation.

1.3. Surveillance

Il est primordial de procéder à une surveillance régulière et stricte de l'aménagement, afin d'être en mesure de détecter à temps toute menace de la sécurité de l'ouvrage (par exemple un comportement irrégulier, un défaut, un dégât majeur, une menace extérieure comme un risque d'éboulement d'une masse rocheuse dans la retenue, Un système de surveillance, dont l'efficacité a été reconnue, est basé sur un contrôle à 4 niveaux (exploitants, ingénieurs spécialisés, experts et organisme indépendant) :

1.3. 1. Profil des intervenants

a)- Premier niveau de surveillance

Le premier niveau est assuré par le personnel (gardien de barrage) de l'exploitant. Le rôle de ce celui-ci est primordial, car il est le premier qui soit en mesure, par sa présence au barrage, de détecter une anomalie. De formation technique appropriée, le gardien de barrage doit pouvoir travailler de façon indépendante et précise. Il appartient à l'exploitant de former son personnel afin qu'il soit notamment en mesure:

- ✚ De mettre en place les instruments de mesures, de procéder aux lectures.
- ✚ D'effectuer une première appréciation des résultats de mesure .
- ✚ D'effectuer des observations visuelles.
- ✚ De procéder aux essais de fonctionnement des installations de mesure et d'exploitation (organes de décharges).
- ✚ De procéder à l'entretien courant des ces installations.
- ✚ D'effectuer des travaux courants de réfection, de réparation ou de remise en état.
- ✚ D'avertir ses supérieurs (éventuellement le professionnel expérimenté) en cas de constat particulier.
- ✚ De faire preuve d'initiative et être conscient de ses responsabilités.

b)- Deuxième niveau de surveillance

Le second niveau de surveillance est assuré par un professionnel expérimenté (indépendant ou non de l'exploitant). Le professionnel expérimenté peut faire partie du personnel de l'exploitant ; à défaut, l'exploitant fait appel à un ingénieur d'un bureau indépendant spécialisé. Le rôle du professionnel expérimenté est important, car il est chargé de l'analyse continue des résultats de mesure et doit tirer la "sonnette d'alarme" en cas de nécessité. Il est aussi appelé à effectuer une visite annuelle et à établir un rapport annuel, relatif au comportement et à l'état de l'ouvrage d'accumulation.

c)- Troisième niveau de surveillance

Le troisième niveau de surveillance est assuré par des experts confirmés. Les experts sont appelés à fournir un rapport d'expertise tous les 5 ans; concernant le comportement général et l'état de l'ouvrage d'accumulation. Les rapports annuels du professionnel expérimenté sont mis à la disposition des experts, pour leur permettre de suivre l'évolution du comportement et de l'état de l'ouvrage d'accumulation.

d)- Quatrième niveau de surveillance

Le quatrième niveau de surveillance est assuré par des ingénieur qualifiées, de formation technique appropriée de procéder dans le cadre de ses taches au contrôle de l'organisation, de l'exploitant concernant la surveillance et l'entretien, à la vérification de l'état et de l'entretien des ouvrages, ainsi que celle des essais des organes mobiles de fermeture (vannes), à l'examen du comportement de l'ouvrage, à l'analyse des documents techniques (rapports annuels, rapports d'expertise quinquennale et de sécurité) (Pougatsch H, Rouiller J et als., Novembre 2002)

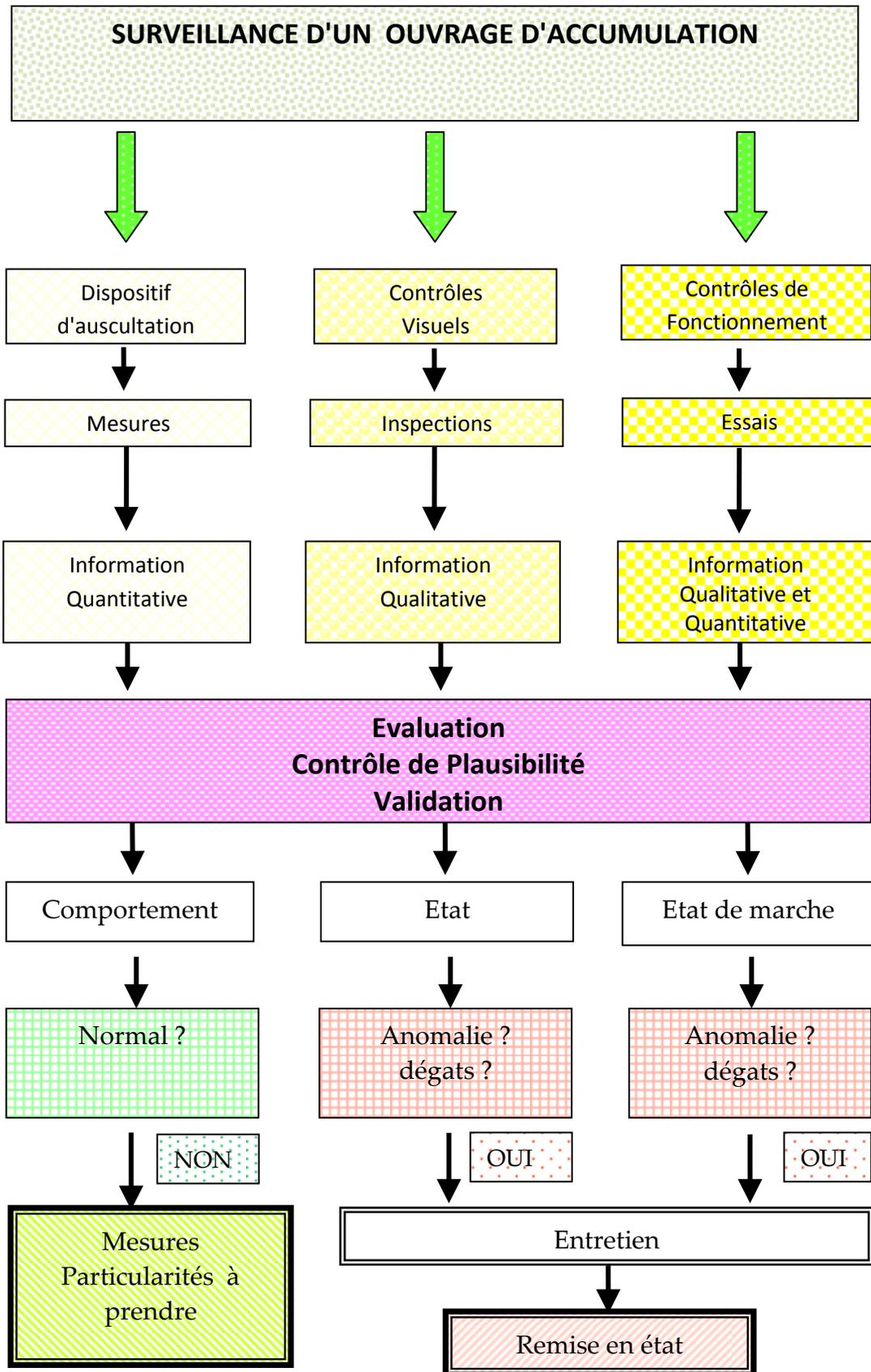


Tableau 2.1: Concept global de l'organisation de la surveillance

1.3.2. Rôle de l'autorité de surveillance

Il appartient à l'autorité de surveillance d'assurer la mise en application des bases légales en vigueur, dans le domaine de la sécurité des ouvrages d'accumulation, et de veiller à leur bonne exécution. Le rôle de l'autorité de surveillance est défini au tableau suivant :

QUOI	QUI	TACHES
a) Mesures d'auscultation	1) Exploitant	Exécution des mesures (NB: les mesures géodésiques sont en général effectuées par un spécialiste.) Analyse préliminaire des résultats de mesures
	2) Personnel expérimenté	Analyse des résultats de mesure Rapport annuel relatif au comportement du barrage, de ses fondations et de ses environs
	3) Experts Confirmés	Analyse du comportement du barrage, de ses fondations et de ses environs Examen particulier de la sécurité
b) Contrôles visuels	1) Exploitant	Inspection régulière
	2) Personnel expérimenté	Inspection annuelle (avec rapport)
	3) Experts Confirmés	Inspection tous les 5 ans (avec rapport)
c) Contrôles et essais de fonctionnement des installations équipements	1) Exploitant	Contrôles de l'organe de décharge avec lâchure (au moins 1 fois par an) et de leurs équipements de commande Contrôle de l'instrumentation Contrôle des moyens de communication (liaisons phoniques) Contrôle des installations de l'alarme –eau et essais de sirène

Tableau 2.2 : Surveillance et entretien ; répartition des tâches

1.3.3. Suivi du comportement des barrages en remblai

a) Déformations

Pour le cas des barrages en remblai, le but est de pouvoir connaître l'évolution des déformations verticales (tassements) et horizontales de l'ouvrage en crête et, si possible, à divers niveaux et en particulier les tassement de la fondation. En règle générale, les déplacements de points sont déterminés par des mesures géodésiques, telles que des mesures d'angle et de distance (mesure de vecteur), d'alignement, de polygonale, de nivellement, ainsi que par des tassomètres, des repères de tassement hydraulique (Fig 2.3).

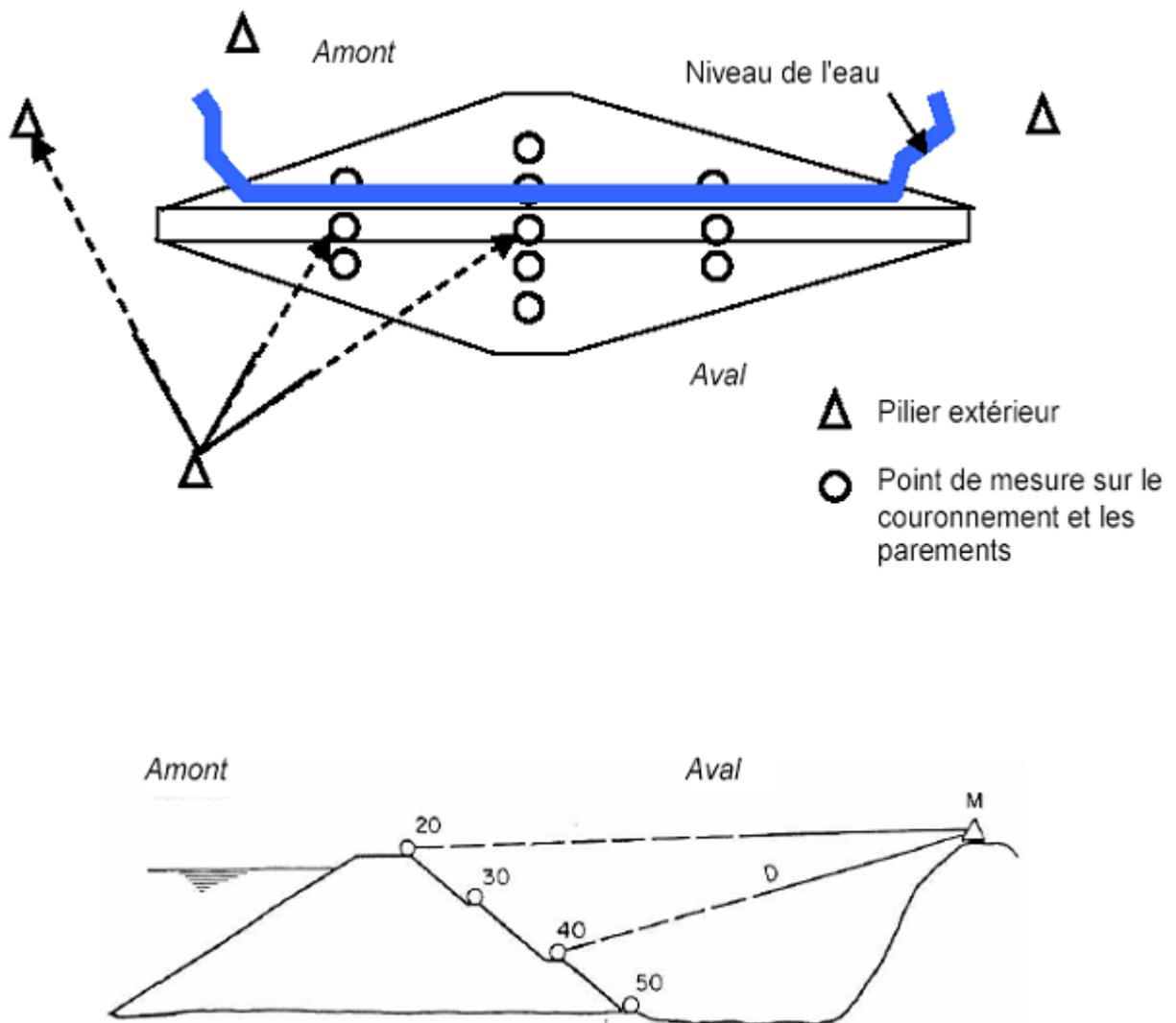


Fig 2.3 : Mesure de déformations verticales et horizontales à partir de points de mesures situées sur le parement

b) Pressions interstitielles et niveau piézométrique

Dans un barrage en remblai, il importe de contrôler l'évaluation des pressions interstitielles (en particulier dans un noyau) et celle de la ligne piézométrique. La mesure s'effectue au moyen de celles de pressions pneumatiques, hydrauliques ou électriques et/ou de piézomètres (tube ouvert ou tube fermé muni d'un manomètre).

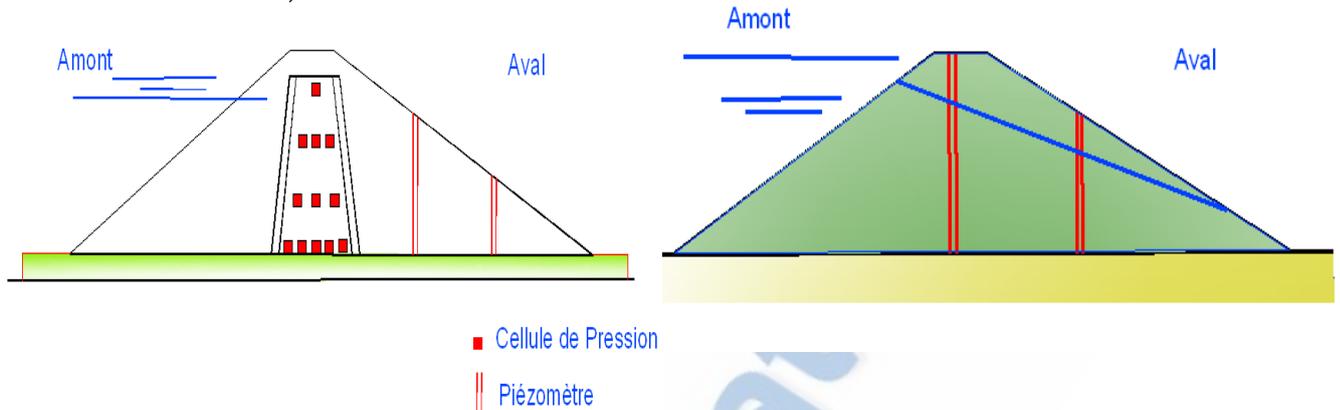


Fig 2.4 : Mesure des pressions interstitielles et du niveau piézométrique de barrages en remblai

c) Débits de fuite et drainage

Le rôle du drain dans un remblai est de contrôler le réseau d'infiltration et les pressions interstitielles et de collecter le débit de fuites jusqu'à un (ou plusieurs) point (s) précis à l'aval où ils peuvent être mesurés, placés au contact de la fondation, il draine celle-ci et le remblai

Les choix techniques :

Ils sont assez variés

- Drain cheminée
- Tapis drainant
- Autres options

L'un des dispositifs de rabattement de la nappe qui a été le plus utilisé est drain cheminée en matériaux granulaires.

Dans les barrages relativement grands ce drain cheminée situé dans l'axe du barrage ou à l'aplomb de la crête (côté aval) est arrêté à la cote de retenue normale ou à celle des plus hautes eaux pour intercepter toutes les percolations venant de l'amont. Les infiltrations accumulées à la base de la cheminée drainante sont collectées par un drain en PVC entouré de géotextile qui s'évacue à l'aval du barrage par un réseau en peigne de drain de même type mis en place dans les tranchées à forte capacité drainante (gaines entourées de géotextile). Les tranchées s'élargissent en bandes drainantes de plusieurs mètres assurant également la décharge de la fondation, le débit de drainage du remblai et de la fondation sont mesurables séparément.

Pour les ouvrages plus modestes ; la structure du drain est simplifiée, la cheminée drainante qui n'atteint pas toujours la cote de retenue normale et qui est parfois décalée vers l'aval du barrage s'évacue par un collecteur drainant chemisé se raccordant à un réseau en peigne de drain en PVC placé dans des tranchées drainantes de faible section.

Les débits de fuite et de drainage peuvent varier en fonction du niveau de la retenue, et être influencés par les conditions atmosphériques, ou la fonte des neiges. Les eaux de percolation peuvent être récoltées dans des drainages situés à l'aval d'un noyau, ou à l'interface d'une membrane étanche et du corps du barrage en remblai.

On cherche à effectuer des mesures de débits partiels pour déterminer des zones de provenance. Ce procédé permet, en cas d'anomalie éventuelle, de localiser la zone critique et de faciliter la recherche des causes (voir la figure 2.5). Les eaux de percolation et de drainage sont en général collectées et mesurées à leur exutoire par mesure volumétrique, par déversoir ou par venturi.

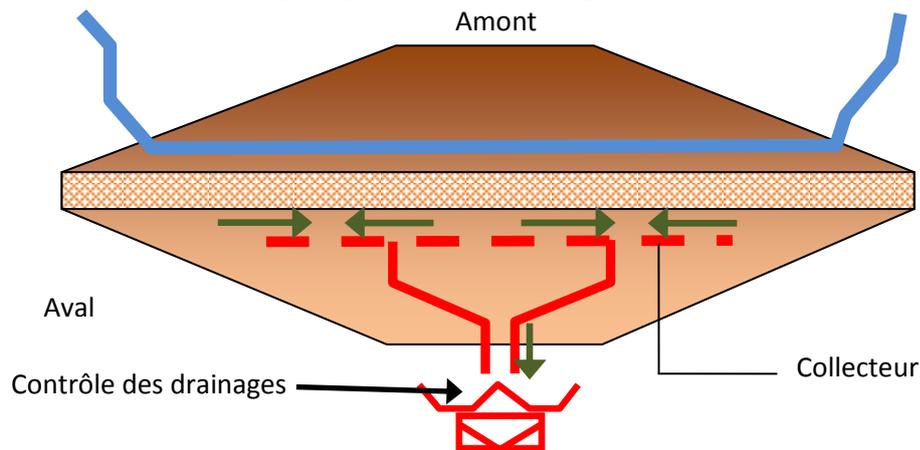


Fig 2.5: Représentation schématique de la collecte des eaux de percolation et de la mesure des débits partiels et total

1.3.4. Suivi du comportement des fondations

1.3.4.1. Géologie des fondations

Tout projet de barrage commence donc par une étude géologique, géophysique et géotechnique qui est progressivement affinée au fur et à mesure que le projet se développe et que les choix se précisent sur le type et la hauteur du barrage. Le géologue intervient en premier lieu pour expliquer la nature et la structure du site, mettre en évidence les principales incertitudes ; les reconnaissances géotechniques par sondages, galeries de reconnaissances, prélèvements, essais de laboratoire et essais in situ sont réalisées pour lever les inconnues. Ces études aboutissent à la détermination de la nature des différentes formations (sols ou roches) présentes sur le site, leur extension géométrique, leurs propriétés en matière de perméabilité, déformabilité, résistance mécanique, altérabilité à l'eau ; les discontinuités (failles, fractures, diaclases, zones de dissolution ou karsts) sont recherchées avec le plus grand soin.

Les résultats des essais de laboratoires réalisés sur les nombreux échantillons récoltés dans ces formations sont rassemblés dans une base de donnée très complète avec les caractéristiques géomécaniques mesurées en laboratoire dans les roches et les terrains meubles.

Les Reconnaissances et études qui s'appliquent sont

- Reconnaissances de terrain, relevés géologiques (forages, sondages mécaniques, pénétromètre dynamique, fouille d'excavation).

- Prélèvements d'échantillons de terrain pour analyse en laboratoire et interprétation.
- Présence d'eau, perméabilité du terrain, fluctuations de la nappe, rabattement de la nappe, agressivité de l'eau.
- Prévisions géologiques et suivis géologiques pendant la construction.
- Stabilité du terrain, choix du type de fondations, confortations.
- Étude, suivi, mesures et assainissement de mouvements de terrain (glissements, tassements, éboulements, effondrements, mouvements de blocs).
- Géologues-conseils pour travaux spéciaux, suivis d'excavation (fouilles, carrières, gravières, galeries et tunnels, ...)

a) Carte géologique

La cartographie de détail amène des renseignements essentiels à toute étude géologique et fait partie de nos champs de compétence avec la géologie structurale.

b) Relevés géologiques

Ces relevés sont effectués avant la construction ou pendant l'excavation. Ils permettent de préciser les caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques des différentes formations géologiques du sous-sol, ainsi que leur extension dans l'espace afin de définir d'une façon optimale les processus de construction : fondations des ouvrages et consolidation des terrains le cas échéant. Ils sont effectués sur la base de sondages mécaniques (pelle rétro, tarière, forages destructifs ou carottés, pénétromètre) ou géophysiques.

La reconnaissance des différents types de formations géologiques du sous-sol permet d'optimiser le tracé du barrage ou de tout autre ouvrage avant sa construction et de définir le mode opératoire (type d'excavation, soutènement éventuel, venues d'eau, rabattement de nappe, drainage, etc...)

Ces données de base font partie des documents d'appel d'offres envoyées aux entreprises soumissionnaires.

c) Suivi géologique pendant et après la construction

Utile pour contrôler, affiner et adapter au besoin les prévisions géologiques. Le suivi géologique permet de récolter le plus grand nombre d'informations durant la phase de construction

Il facilitera l'entretien ultérieur de l'ouvrage, lorsque la construction sera terminée avec le bétonnage et tous les aménagements extérieurs qui ne permettent plus de connaître les véritables conditions géologiques, essentielles pour établir le dossier après exécution.

La fondation des barrages peut poser des problèmes de résistance au cisaillement ou de sécurité vis à vis de la rupture, de déformabilité et des problèmes liés à la circulation de l'eau.

Chacun sait que le gradient hydraulique créé par la présence du réservoir fait circuler de l'eau dans la fondation et va engendrer des fuites et des sous pressions à l'aval

Les traitements classiques sont l'étanchement et le drainage .

1.3.4.2. Fondation en terrain meuble

a) Déformation

Le nivellement, le tassomètre, les repères de tassement hydraulique sont parmi les moyens disponibles pour mesurer les tassements d'une fondation en terrain meuble. Les nivellements sont également effectués dans une galerie dans le sens transversal ou longitudinal d'un barrage en remblai.

b) Pressions interstitielles et niveau piézométrique

La mesure des pressions interstitielles et du niveau piézométrique en fondation peuvent se faire par des forages ouverts ou par des forages fermés.

c) Débits de fuite et drainage

Cette mesure concerne l'eau percolant à travers le massif de fondation et de résurgences captées. Les débits provenant de galeries de drainage sont également mesurés. La mesure des débits peut être volumétrique, s'effectuer au moyen d'un déversoir ou d'un venturi, ou mesure du flux dans un tube.

La mesure de turbidité indique s'il existe une migration de fines

TYPE DE MESURE	INSTRUMENTS MOYENS DE MESURE
Déformations verticales et Déformations horizontales (Tassements)	Géodésie Réseau extérieur Nivellement Polygonale Mesures d'angles Mesures de vecteurs (mesures d'angles et de distance) Alignement Inclinomètre Tasso mètre Repère de tassement hydraulique
Ligne piézométrique	Piézomètre
Pressions interstitielles	Manomètre Cellule de pression
Débit de fuite et de drainage	Déversoir Mesure volumétrique Mesure du flux dans un tube Venturi
Température de l'eau	Thermomètre
Turbidité	Turbimètre
Chimisme des eaux de fuites	Analyse en laboratoire
Température dans le corps du remblai	Thermomètre électrique

Tableau 2.3 : Instruments et moyens de mesure pour les barrages en remblai

1.3.5. Surveillance des environs proches et éloignés de l'ouvrage de retenue

Cette surveillance englobe des mesures (déformation du terrain, venues d'eau) et des observations visuelles. Elle concerne les zones de contact amont et aval, le pied aval de l'ouvrage, les flancs du réservoir, de même que l'ensemble du bassin versant.

a) *Affouillement au pied aval du barrage*

Si des affouillements qui peuvent se produire à l'aval du barrage, il est indiqué d'effectuer des relevés réguliers de leur forme et leur profondeur (par exemple tous les 3 à 5 ans ou suite à une crue exceptionnelle). Ces relevés peuvent être exécutés topographiquement ou par bathymétrie (en cas de présence d'eau).

b) *Résurgences à l'aval*

Le relevé des débits des résurgences à l'aval doit être effectué, car une variation de ces débits peut indiquer une anomalie dans le réseau de circulation des eaux souterraines.

La mesure des débits peut être volumétrique, éventuellement s'effectuer au moyen d'un déversoir taré (courbe de tarage).

c) *Relevé de la nappe phréatique*

La mesure de fluctuation d'une nappe phréatique est parfois indiquée. Le relevé des niveaux peut se faire au moyen d'une sonde avec témoin, glissée dans un forage ouvert ou au moyen d'un capteur de pression avec enregistrement.

d) *Sédiments dans la retenue*

Il est important de relever les dépôts de sédiments dans la retenue. Surtout dans la zone proche du barrage. Il faut s'assurer que les ouvrages de prise et d'évacuation sont dégagés. On peut procéder dans ce cas à des relevés bathymétriques, dont la fréquence dépend de l'ampleur des apports en sédiments.

e) *Chutes de blocs*

Il faut vérifier que des blocs instables ne mettent pas en danger les personnes, les accès et les installations. Des mesures de curage, de consolidation ou la mise en place d'un filet de protection peuvent s'avérer nécessaires.

f) *Zones de terrains instables*

Les zones instables doivent être observées. Un glissement pourrait provoquer une vague et un débordement par-dessus le couronnement. Dans ce cas, on peut recourir à des mesures géodésiques (mesures de triangulation pour connaître la variation spatiale des déplacements de points en surface), des mesures de distance directes entre plusieurs points, des mesures par inclinomètre pour suivre les déformations en profondeur

g) Bassin versant

La configuration et le développement du bassin versant doit avoir une incidence dans le développement des crues. Il est donc utile d'évaluer les modifications morphologiques au cours du temps, tels qu'érosion, glissement de terrain, laves torrentielles, déboisement, nouvelle route et surface étanche, nouvelles constructions, etc.

1.4. Plan en cas d'urgence

Dans la stratégie d'urgence, on distingue six menaces possibles pouvant engendrer une situation de danger :

- ✚ Un comportement anormal d'un ouvrage ou de ses fondations ;
- ✚ Un glissement de terrain ou un éboulement (de roche, de glacier) dans la zone de retenue ;
- ✚ Une crue extrême ;
- ✚ Un fort séisme ;
- ✚ Un acte de sabotage ;
- ✚ Une action militaire ;

Pour les retenues de plus de 2 Mm³, des sirènes spéciales (sirène alarme eau) ont été mises en place dans une zone qui correspond à la région submergée dans l'espace de 2 heures au plus en cas de rupture totale et instantanée de l'ouvrage. A l'heure actuelle, 62 ouvrages d'accumulation sont équipés de ce système alarme eau (suisse) et le même pour 90 ouvrages d'accumulation en France (Lecornu J, Janvier 2000).

2. MAINTENANCE DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL

En fonction du type de structure et de la politique d'exploitation des ouvrages, on rencontre deux principales stratégies de maintenance pouvant s'appliquer aux ouvrages corrective et préventive, dont les détails apparaissent à la (Fig 2.6)

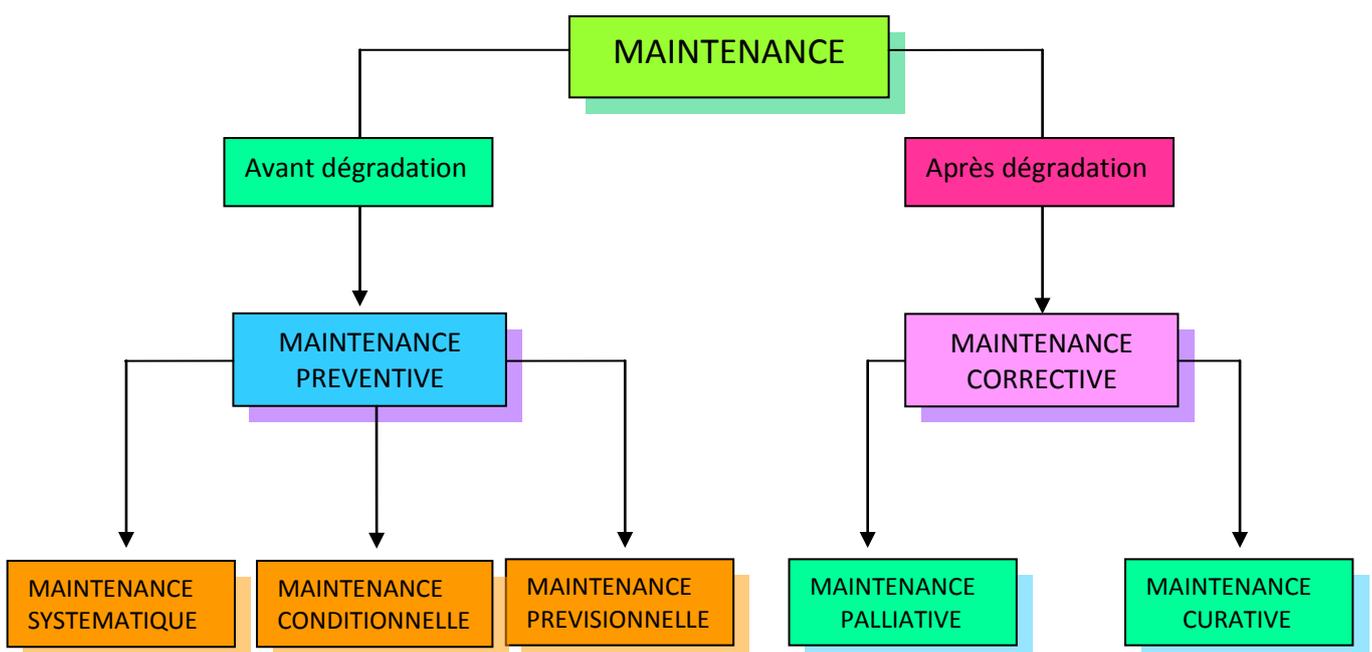


Fig 2.6 Les stratégies de maintenance (Zwingelstein ,1996)

La maintenance préventive va chercher à anticiper les pertes de performances au moyen d'un suivi rapproché de l'état de l'ouvrage et à apporter les mesures correctives avant la défaillance. Elle est appliquée pour les ouvrages présentant des risques forts, comme par exemple la rupture d'un barrage.

A contrario, la maintenance corrective intervient après le constat de la défaillance ou de la dégradation et est mise en œuvre dans des contextes où l'enjeu est plus limité.

3. TRAITEMENT DES FUITES : NOUVELLES TECHNOLOGIES

La fonction d'un barrage est de constituer une réserve d'eau, il est donc évident que ces ouvrages doivent être et demeurer étanches.

L'apparition de fuites dans un barrage peut avoir des conséquences néfastes à plusieurs titres : augmentation des pressions interstitielles et détérioration des conditions de stabilité, érosion interne pouvant aboutir à la rupture.

D'autre part, compte tenu des besoins croissants en eau et en énergie de nos sociétés, il devient indispensable de pouvoir faire fonctionner les barrages au maximum de leurs capacités. A cela, il convient d'associer la difficulté actuelle, liée à des enjeux politico-écologiques, de construire de nouveaux barrages dans certains pays.

Tout cela conduit à prendre conscience de l'importance du traitement des fuites de tels ouvrages.

De nombreuses techniques existent aujourd'hui: elles sont choisies en fonction de nombreux paramètres liés à l'ouvrage lui-même, mais aussi à la géologie du site et à la géométrie des vides à traiter.

On peut citer les confortements réalisés par l'exécution de parois étanches, de travaux d'injection et d'écrans constitués par des colonnes sécantes de jet grouting.

Les axes de développement actuels sont présentés. Ils sont liés à l'instrumentation et à l'informatisation des techniques citées ci dessus. L'apport de l'électronique et de l'informatique est multiple : contrôle en temps réel permettant d'apporter des actions correctives pendant les travaux, analyse des données, représentation graphique performante, asservissement des machines...

De nombreux exemples illustrent ces méthodes.

Les méthodes de détection (Gouvenot, 1997) des fuites des barrages diffèrent en fonction du type de désordre auquel on est confronté : l'érosion est soit concentrée dans un conduit, soit elle est diffuse. La détection précoce des fuites est fondamentale dans la mesure où elle empêche alors toute menace de rupture. La mise en évidence de tels défauts permet de définir au mieux les techniques de réhabilitation à mettre en œuvre.

3.1. Les parois étanches

a) Les parois en béton

La réalisation d'une paroi en béton destinée à garantir l'étanchéité comporte deux étapes principales. Après la phase de perforation sous boue de bentonite, la tranchée est bétonnée. Les parois sont constituées par la juxtaposition de panneaux élémentaires: primaires, secondaires, ce sont les panneaux forés entre deux panneaux primaires déjà bétonnés, et successifs, perforés contre un seul

panneau déjà bétonné. Les profondeurs de 35 à 50 m sont courantes, selon l'outil d'excavation on peut descendre jusqu'à 150 m. Les longueurs usuelles des panneaux sont voisines de 5 à 6 m. Les largeurs varient entre 0,50 et 1,50 m, les plus fréquentes sont 0,60 et 0,80 m.

Ces ouvrages sont réalisés soit au moyen de bennes mécaniques ou hydrauliques, soit au moyen d'hydro fraises, ce choix est principalement lié à la nature des terrains à excaver.

La réalisation de paroi d'étanchéité en béton dans le cadre de la réparation d'ouvrage est une technique très employée aux Etats Unis (Graybill, 1991).

b) Les parois en béton plastique

La perforation de la tranchée, d'une épaisseur courante comprise entre 0,50 m et 0,60m, est faite sous boue bentonitique, à l'aide des outillages de parois classique : benne ou hydro fraise. Le principe de réalisation est identique à celui de la paroi moulée décrite dans le paragraphe précédent.

Comme dans le cas de la paroi en béton, le bétonnage est fait par un tube plongeur. Le béton utilisé est un mélange plastique (ciment, granulats, argile et eau) de composition étudiée en fonction des objectifs : résistance minimale et module maxima notamment.

Ces types de béton, appelés bétons plastiques, sont utilisés en France depuis plusieurs années. Leurs caractéristiques répondent aux exigences des parois étanches de deux manières complémentaires :

Incorporation de liants hydrauliques et d'argile pour l'étanchéité,

Très grande déformabilité sans fissuration, le domaine des déformations plastiques est très étendu.

c) Les parois au coulis

Le principe des écrans étanches réalisés en coulis est dérivé de la technique des parois moulées. Lors de la réalisation de telle paroi, un seul fluide est utilisé. A l'état fluide, il présente des caractéristiques voisines de celles de la boue bentonitique. Celles-ci évoluent lentement en fonction du temps pour atteindre un état solide et stable. Ce fluide est en général un coulis bentonite ciment, mais un grand nombre de coulis est disponible aujourd'hui, en fonction des propriétés requises pour la paroi essentiellement. Ces coulis sont constitués de bentonite et de ciment auquel on adjoint des additifs minéraux spécifiques qui permettent essentiellement de réduire la perméabilité des écrans et/ou d'en augmenter la durabilité.

3.1.1. Les outils pour l'exécution des travaux, les contrôles

Les projets de réparation conduisent à formuler un certain nombre de spécifications auxquelles les outils d'excavation doivent répondre:

- Descendre à grande profondeur, 100 et plus,
- Avoir une grande précision de travail (jusqu'à 1% de déviation maximale garantie)
- Perforer des terrains durs, tels que des grès de 50 MPa à 100MPa de résistance à la compression,
- Franchir des obstacles, tels que les contacts obliques entre le corps meuble d'un barrage en terre et la masse dure d'une assise rocheuse,

- Réaliser des joints simples et fiables.

Il existe deux grandes familles d'outillages pour réaliser des parois d'étanchéité (Guillaud, 1999):

Les machines à descente/remontée alternées : ce sont les bennes mécaniques fixées sur un câble, et les bennes hydraulique fixées soit à un " kelly " soit encore mixtes câble-kelly, Les machines à descente continue, les hydrofraises.

Ces deux familles sont complémentaires. Les hydrofraises sont utilisables dans tous les terrains, y compris pour les rochers moyennement durs. En revanche, les bennes permettent des rendements élevés dans l'argile et elles sont capables d'extraire des blocs, mais elles ne peuvent pas réellement traverser des terrains durs.

Le contrôle de la verticalité des ouvrages exécutés avec ces deux familles d'outillage, associé à des actions correctives au cours de la perforation, constitue un point crucial pour la réalisation de parois étanches.

a) Les bennes KS

Les recherches menées au cours de ces dernières années pour la mise au point d'un outillage combinant à la fois les avantages de la benne à câble et de la benne sur " kelly " tout en éliminant leurs inconvénients ont abouti à la mise au point de la machine KS2 (Fig. 2.7).C'est une benne hydraulique orientable montée sur un porteur lui même hydraulique, qui fournit l'énergie à la benne. Cette configuration aboutit à un outillage très compact, capable de travailler avec une grande précision. La mise en œuvre des bennes KS (Fig 2.8) est associée à l'utilisation d'un système automatique de pilotage et d'édition de rapports qui offre également la possibilité d'automatiser les mouvements séquentiels d'un cycle de perforation : descente et remontée de la benne, orientation, vidage sur camion des terrains excavés et retour à la position initiale exacte. La benne KS2 dispose de deux plaques de guidage latéral situées sur le corps de benne qui permettent de corriger la trajectoire du panneau en cours d'excavation en cas de déviation par l'intermédiaire de mouvements dans le plan latéral, transversal et vrillage



Fig 2.7 Photo de l'outillage KS2

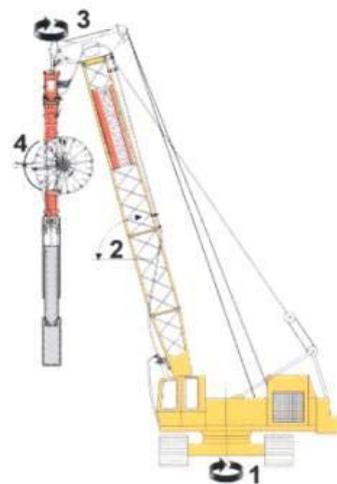


Fig 2.8 Schéma de l'outillage KS

b) Le procédé hydrofraise

L'outillage se compose de trois éléments: un porteur lourd, le bâti hydrofraise et la station de boue (fig. 2.9).

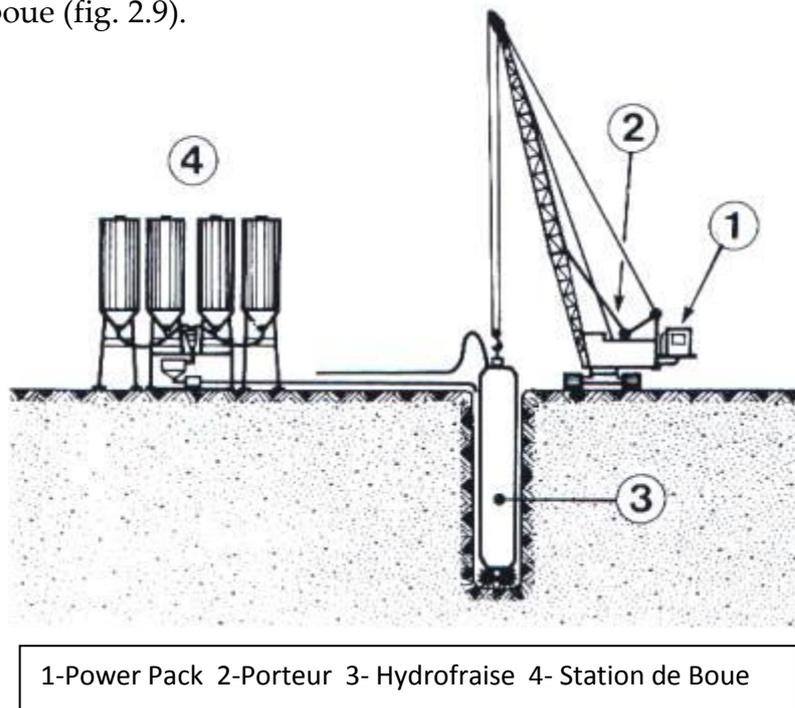


Fig 2.9 Composition schématique d'un atelier hydrofraise

Le porteur lourd manipule le bâti et fournit l'énergie hydraulique nécessaire. Le bâti hydrofraise comporte à sa base trois moteurs hydrauliques compacts d'une puissance unitaire de 100 kW. Deux moteurs entraînent directement des tambours munis de dents. En tournant lentement (10 à 35 tours/minute) avec un couple élevé les dents désagrègent le terrain.

Le troisième moteur est dédié au fonctionnement d'une pompe à boue dont l'orifice d'aspiration est localisé juste au-dessus des tambours, au lieu de production des éléments de perforation. La boue, aspirée à un débit d'environ 400 m³/h, remonte à la surface des éléments désagrégés du terrain perforé. La boue est refoulée jusqu'à la station de traitement où elle est criblée et dessablée. Elle est ensuite renvoyée dans la tranchée.



Fig 2.10 Hydrofraise : Excavation d'un Panneau

Les hydrofraises (Fig 2.10) disposent d'un moufle tournant qui permet aux organes mobiles d'être parfaitement pendulaires, c'est à dire qu'il n'y a aucun couple parasite engendré par des nappes de flexibles soumis à des efforts différents et susceptibles de provoquer des mouvements de rotation parasites. Ce moufle tournant permet de faire pivoter l'ensemble de l'hydrofraise autour de son axe vertical pour corriger des déviations en rotation dues, par exemple, à une hétérogénéité du terrain.

3.2. L'injection

L'injection est un procédé permettant d'étancher des vides au moyen de produits liquides qui se solidifient dans le temps.

Cette technique permet de modifier certaines caractéristiques du sol, et notamment sa perméabilité sans nécessiter une substitution de matériaux, ce qui la distingue fondamentalement des procédés d'écrans étanches continus tels que les parois étanches au coulis, au béton ou au béton plastique. La forme des écrans injectés est liée à la géométrie des forages.

Les produits d'injection sont mis en place dans le sol par l'intermédiaire de forages. Mais les techniques et les types de produit utilisés diffèrent très sensiblement selon la nature des terrains à traiter. On peut distinguer trois cas principaux :

L'injection dans les roches fissurées,

L'injection dans les terrains alluvionnaire

L'injection de remplissage de cavité.

3.2.1. Les produits injectés

L'injection des sols fait appel à divers coulis : coulis de bentonite ciment, coulis de ciment ultrafin, coulis minéraux, résines, gels de silicate. Les gels de silicate ne sont pas pérennes, ils ne sont donc pas destinés à des travaux de réparation de barrage. L'ensemble des coulis à base de liants hydrauliques présente l'avantage d'être, d'un point de vue écologique, en parfaite adéquation avec le milieu d'utilisation fourni par le sujet traité ici.

3.3. Le Jet grouting

Le jet grouting est un procédé utilisant un jet de fluide à haute énergie cinétique pour déstructurer un terrain et le mélanger avec un coulis liquide.

Le jet grouting fait appel, séparément ou en combinaison, à trois phénomènes physiques : Déstructuration du terrain en place par un jet liquide à grande vitesse, Extraction d'une partie du terrain jusqu'à la surface au cours du traitement, Incorporation d'un liant apporté par le coulis.

Après durcissement du coulis, on obtient des colonnes constituées d'un béton de sol

que l'on peut regrouper en massifs aux géométries diverses suivant les applications. L'une d'elles est la réalisation de pieux sécants permettant de constituer un écran étanche qui fonctionne selon le même principe qu'une paroi. Cette technique est résumée au travers des schémas présentés (Fig 2.11)

Les écrans étanches réalisés par cette technique présentent des perméabilités globales de 10^{-7} à 10^{-8} m/s. La possibilité de travailler à partir de forages inclinés confère à cette technique une grande souplesse d'utilisation.

L'efficacité du procédé de jet grouting dépend essentiellement de la nature du terrain, s'il est fin il sera difficile à déstructurer de même que s'il est dense et compact.

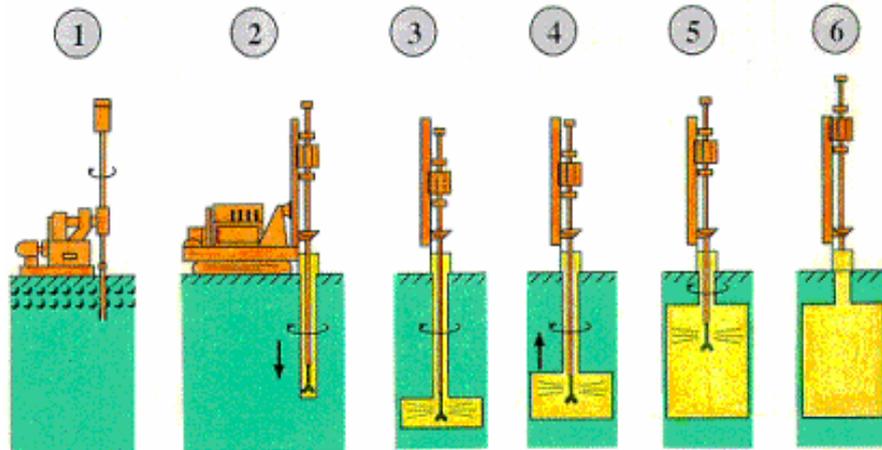


Fig 2.11 : Jet grouting, schéma de principe

4. CONCLUSION

La surveillance et l'entretien font partie des actions importantes à mener pour garantir la sécurité des ouvrages et par conséquent celle de la population. Ils doivent permettre de mettre rapidement en évidence un fait anormal, voir un événement extraordinaire.

Il appartient donc à l'exploitant d'exécuter des contrôles et des mesures d'auscultation nécessaires pour juger de l'état et du comportement de l'ouvrage d'accumulation. Quant au contrôle du comportement, il permet de s'assurer, par la mesure de paramètres significatifs, d'un comportement conforme. Dans le cas contraire, il sera nécessaire d'envisager des mesures complémentaires techniques ou d'exploitation.

Les techniques de réhabilitation des barrages disponibles aujourd'hui sont nombreuses, les plus usuelles sont les parois étanches, l'injection et le jet grouting.

Ces techniques, utilisées depuis de nombreuses années, bénéficient aujourd'hui de développements récents qui sont guidés par des recherches de performances et de qualité. Pour l'ensemble de ces techniques, ceux ci sont orientés vers l'automatisation des opérations et le suivi en temps réel de l'ensemble des principaux paramètres de la réalisation en cours. La possibilité de corriger les déviations en temps réel constitue également un domaine actif de développement.

L'apport de ces nouvelles technologies est capital car elles donnent accès pendant les opérations de réhabilitation et en temps réel, au résultat des travaux alors que sans elles, le traitement des fuites est jugé une fois les travaux terminés !

En effet, l'estimation de l'efficacité du traitement d'un barrage affecté par des fuites est traditionnellement réalisée par des études hydrogéologiques. Des piézomètres sont installés en amont et en aval de la zone traitée, l'analyse de leurs relevés permet de quantifier l'incidence des travaux, mais un suivi de plusieurs mois, parfois de plusieurs années, est nécessaire.

En revanche, les nouvelles technologies permettent de connaître de nombreux paramètres tels que la verticalité, la profondeur, la nature des terrains traversés...en temps réel. Toutes ces informations sont analysées par des logiciels spécifiques qui permettent l'édition de rapports également en temps réel et aussi d'établir des représentations graphiques performantes des travaux au fur et à mesure de leur exécution. Cette cartographie, en 2 ou 3 dimensions, de l'ouvrage réalisé permet de visualiser parfaitement la continuité des écrans étanches et de garantir la qualité des réparations. Il n'est alors plus nécessaire d'attendre plusieurs mois pour juger de l'efficacité des travaux de réhabilitation.

CHAPITRE 3

ETUDE DU CAS DE LA DIGUE DE OUED KREIRECH

1. INTRODUCTION

Dans la région environnante de kreirech Commune de Zaâfrane Wilaya de Djelfa l'agriculture non irriguée est dominante et la réalisation d'une digue dans cette région permettra éventuellement l'irrigation d'une superficie appréciable ce qui aura pour conséquences de participer au développement notable de la production agricole.

La retenue collinaire de kreirech d'un volume total de 2 Hm³ tend à satisfaire les besoins de la région en matière d'eau.

2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE



Photo 3.1 Vue générale Digue Kreirech

2.1. Situation

La digue de kreirech se trouve dans la commune de Zaâfrane Daïra de Hassi Bahbah wilaya de Djelfa

Elle est située à environ 29 km au nord Est de la ville de Djelfa et à 12 Km au sud ouest du village de Zaâfrane dont les coordonnées Lambert de l'axe sont les suivantes

X= 521.85 km Lambert

Y= 163.00 km Lambert

Z= 925 m

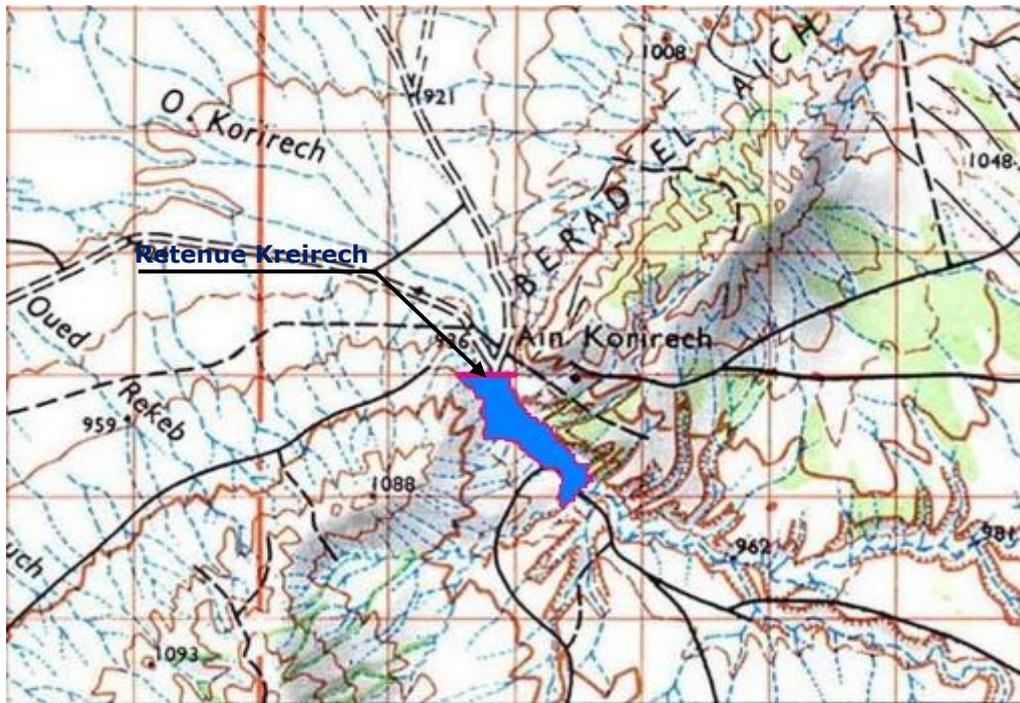


Fig 3.1 Position de la digue sur la carte d'état major



Photo 3.2 Vue par satellite " digue de Kreirech "

2.2. Historique de l'ouvrage

C'est en 1957 et pendant la période coloniale qu'est venue l'idée de réaliser une retenue collinaire au niveau de oued kreirech pour satisfaire les besoins de la région en irrigation, en vue de l'importance du bassin versant 168 Km² et les besoins de la région en eau et surtout en périodes sèches.

La véritable étude de ce projet à été lancée en 2002 par l'équipe du CTH "organisme national de Contrôle Technique de la construction Hydraulique " sous le patronage de la GCA "Générale des Concessions Agricoles "comme maître d'ouvrage dans le but d'appliquer le programme du développement de l'agriculture et d'améliorer les réseaux d'irrigations dans cette région.

L'implantation et le suivi du dit projet ont été confiés au CTH et les travaux ont commencé le 19/01/2003 par une entreprise de Réalisation privée.

L'étude à été faite pour une digue qui sera réalisée en tout venant avec un noyau central en argile, et en cours de réalisation et lors des tests qui ont été faits sur les argiles disponibles dans la région il a été constaté que ces argiles sont de mauvaise qualité et présentent des traces de gypse ce qui influe sur l'étanchéité de la digue, de ce fait et pour assurer une meilleur étanchéité une géo membrane bentonitique "Bentonite polypropylène" a été préconisée comme organe d'étanchéité sur la partie amont de la digue. La réception provisoire du projet était le 27/09/2006.

2.3. Conception de la digue

2.3.1. Crête:

La crête en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable, elle peut servir pour les passages de service

Elle est revêtue par un mélange constitué de gros graviers bituminés.

Afin d'éviter la stagnation des eaux de pluies, une pente de 2% a été prévue de part et d'autre de l'axe de la crête.

2.3.2. Largeur de la crête :

La largeur en crête doit être suffisante pour qu'il n'y est pas de circulation d'eau importante dans la digue près de son couronnement lorsque la retenue est pleine elle doit également permettre la circulation des engins au moment de la finition des travaux de la digue et les éventuels entretiens ultérieurs.

2.3.3. Longueur de la crête :

La longueur de la crête est fonction de la largeur du cours d'eau elle doit être limitée par les bords d'oued, pour notre cas elle est de 250 ml

Pentes des parements

Les pentes des talus sont définis selon le matériau utilisé pour le cas présent sont :

2,0 % Talus amont

2,5 % Talus aval

2.3.4. Protection des talus:

Les talus doivent être protégés contre les dangers naturels.

L'érosion provoquée par le battillage des vagues, les ruissellements des eaux de pluies, l'action des vents.

Cette protection prémunit également des dangers externes : les animaux creuseurs de terriers dans le corps de la digue le piétinement des troupeaux d'animaux domestiques et les agissements des êtres humains

La digue de kreirech est protégée par un enrochement de 0.3 m à 0.4 m.

2.3.5. Cuvette :

De forme quelconque épousant les courbes de niveau de part et d'autre du lit d'oued.



Photo 3.3 Cuvette Kreirech



Photo 3.4 Coté aval de la digue

2.4. Type de la retenue

La retenue de kreirech est du type remblai homogène " terre homogène " en tout venant avec des protections amont et aval en enrochement sur une épaisseur d'environ 0.40 m et une étanchéité assurée par un masque amont imperméable en géo membrane " Bentonite polypropylène ".

2.5. Caractéristiques de l'ouvrage

Longueur en crête de la digue.....	L=250 m
Largeur de la crête.....	lc = 6.00 m
Largeur maximale de la base de la digue	lbd = 80 m
Pente amont	Pam = 1/2.0
Pente avale	Pav = 1/2.5
Hauteur de la digue.....	H = 16 m
Longueur du lac "fetch".....	F= 2.2 km
Largeur moyenne du lac	l = 250 m
Superficie de la cuvette	Sc = 80 Ha
Superficie du bassin versant.....	SBV = 168 Km ²
Périmètre du Bassin Versant	PBV = 63 Km
Volume d'eau de la retenue	Ve = 2 HM ³

2.6. Origine de la bentonite de sodium naturelle

Il ya 80 millions d'années, des cendres volcaniques se sont déposées au fond d'une mer intérieure, l'eau saline a transformé les sédiments en bentonite de sodium naturelle, à ce jour lors de l'excavation la bentonite de sodium naturelle forme toujours une couche parfaitement étanche.



Photo 3.5 Géo membrane Bentonitique

Après séchage et broyage cette argile naturelle est utilisée comme produit d'étanchéité. La bentonite de sodium naturelle appartient au groupe des argiles smectites et est composée d'une juxtaposition de feuillets extrêmement petits très minces et peu liés entre eux les feuillets sont dipolaires. La charge positive se manifeste sur le périmètre de feuillets et la charge négative est située sur la surface des feuillets. La bentonite de sodium naturelle contient des ions de sodium présents sur la surface des feuillets formant ainsi le lien dès que la bentonite est en contact avec l'eau les molécules d'eau pénètrent dans l'espace inter foliaire dissociant le sodium il en résulte que les charges négatives écartent les feuillets et provoquent ainsi le gonflement. Les ions d'oxygène du silica-tétraèdre et les ions d'hydrogène venant de l'eau forment ainsi des ponts d'hydrogène ceci forment une structure moléculaire rigide en plusieurs couches superposés la bentonite peut gonfler jusqu'à 15 fois son volume initial.

Bentonite Type : bentonite de sodium naturelle Wyoming, spécialement sélectionnée, composée d'environ 90% de Montmorillonite de sodium avec un maximum de 10% de cendres volcaniques naturelles et d'autres sédiments.

Gonflement libre : 2 grammes de produit dans de l'eau dé-ionisée se gonflera jusqu'à un volume d'au moins 16 cc.

Granulométrie : 90% des granules bentonitiques passera par un tamis de 20 mesh (840 μm) et moins de 10% passera par un tamis de 200 mesh (74 μm).

2.6.1. Géotextiles

Le produit consiste d'un géotextile en polypropylène tissé et un non-tissé, inter lié par le « needle-punch » (processus de fabrication breveté par CETCO).

Cette technique pousse les fibres du géotextile non-tissé à travers la couche de bentonite et les intègre dans le géotextile tissé afin de réaliser plusieurs liaisons par cm² sur toute la surface du matelas.

2.6.2. Propriétés physiques

Quantité	4 kg/m ²
Poids spécifique	2.7g/cm ³
Valeur en PH	En suspension dans l'eau de 8.5 à 10 .00
Gonflement libre	Mini de 15 fois son volume à sec
Point de fusion	1337°C
Composition de la bentonite de sodium	
Silice	63.02 %
Aluminium	21.08 %
Oxyde ferrique	3.25 %
Oxyde de fer	0.35 %
Magnésium	2.67 %
Calcium	0.65 %
Teneur en eau	5.64 %
Elément altéré	0.72 %

3. PROSPECTIONS ET SONDAGES

04 sondages de reconnaissances ont été fait sur le terrain.

Les sondages carottés 1, 2 et 3 ont été concentrés sur la partie amont gauche de la digue et sur l'appui gauche qui est la région la plus sollicitée par les fuites. La profondeur de ces trois sondages variait de 15 à 20m. Le sondage 4 a été implanté dans la partie avale rive droite de la digue d'une profondeur de 13,50 m.

Dans la cuvette on rencontre une formation argileuse, au niveau du site, l'assise est constituée d'une formation argileuse marneuse et finement sableuse, les alluvions sont observés au niveau du lit d'oued.

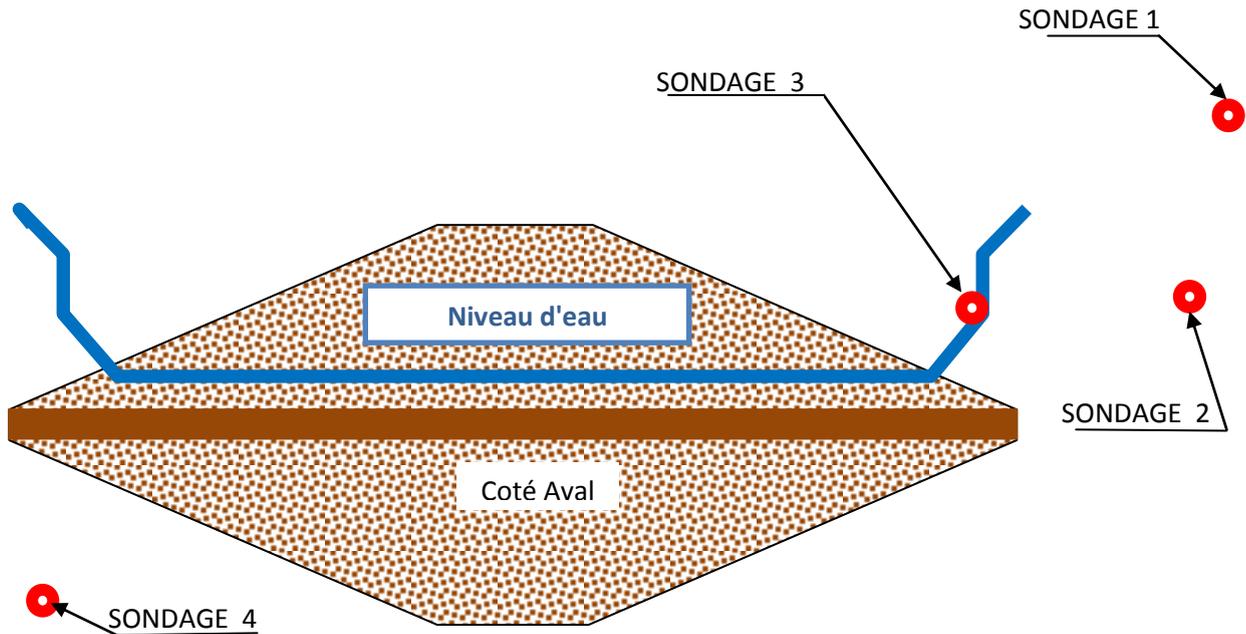


Fig 3.2 Position des sondages par rapport à la digue

3.1. Procédures et équipements :

Les quatre (04) sondages sont numérotés S01, S02, S03 et S04, (Fig 3.2).

Ces sondages ont été exécutés durant le mois de Novembre 2006 par le CTH de Tlemcen au moyen d'une foreuse sur chenille de type ATLAS COPCO.

Leurs profondeurs sont comme suit :

S01 = 15.00 m

S02 = 15.00 m

S03 = 20.00 m

S04 = 13.50 m

Un carottier de type Té de 101 mm de diamètre a été utilisé afin de récupérer les échantillons, avec un taux de récupération acceptable. L'échantillonnage des sols est effectué tous les 1.50 mètres.

L'exécution des sondages a permis le prélèvement d'échantillons et la délimitation des couches de terrain.



Photo 3.6 et 3.7 Matériel Utilisé pour le forage et la prospection (Photo CTH Tlemcen)

3.2. Caractéristiques géotechniques du terrain

3.2.1. Sondages et profils

Les sondages carottés 1, 2 et 3 ont été concentrés sur la partie gauche de la digue et sur l'appui gauche. La profondeur de ces trois sondages variait de 15 à 20 m.

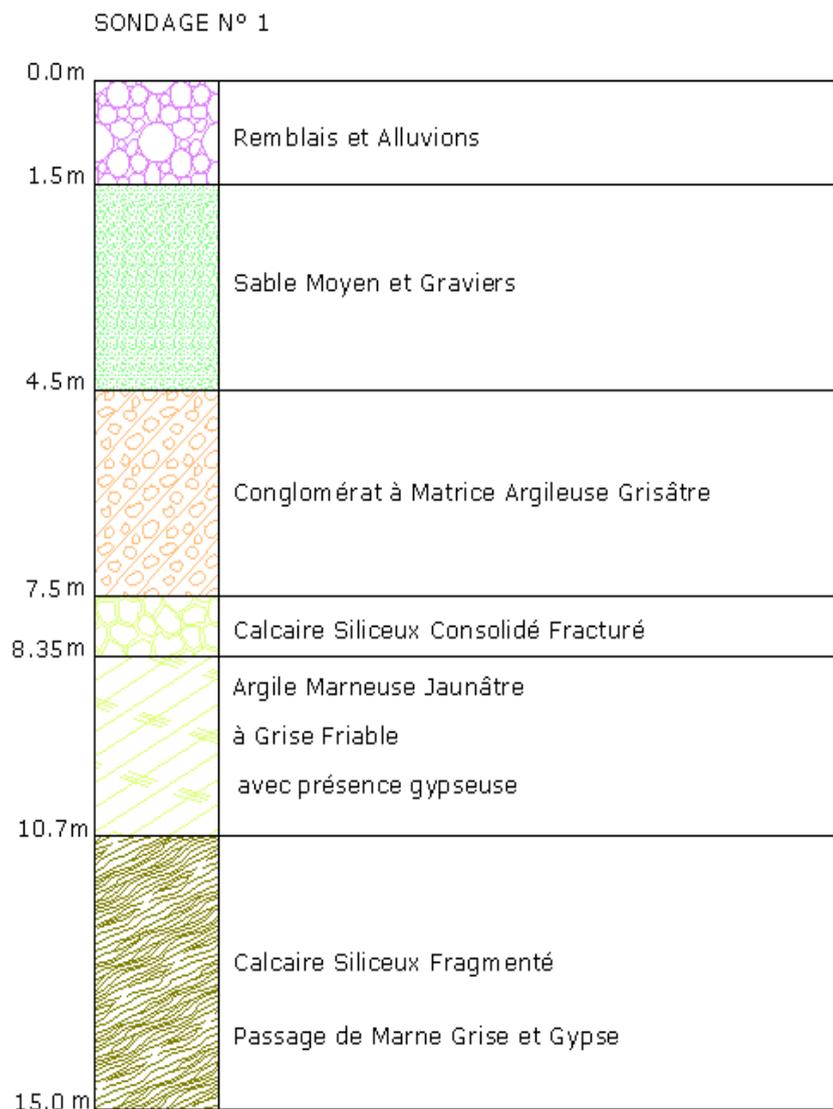
Le sondage 4 a été implanté dans la partie avale rive droite de la digue.

Ces sondages ont reconnus les formations suivantes

Il est à noter que les sondages S1 et S2 présentent des cavités de profondeurs respectives 11,45 – 12,00 m et 6,60 – 6,90 m



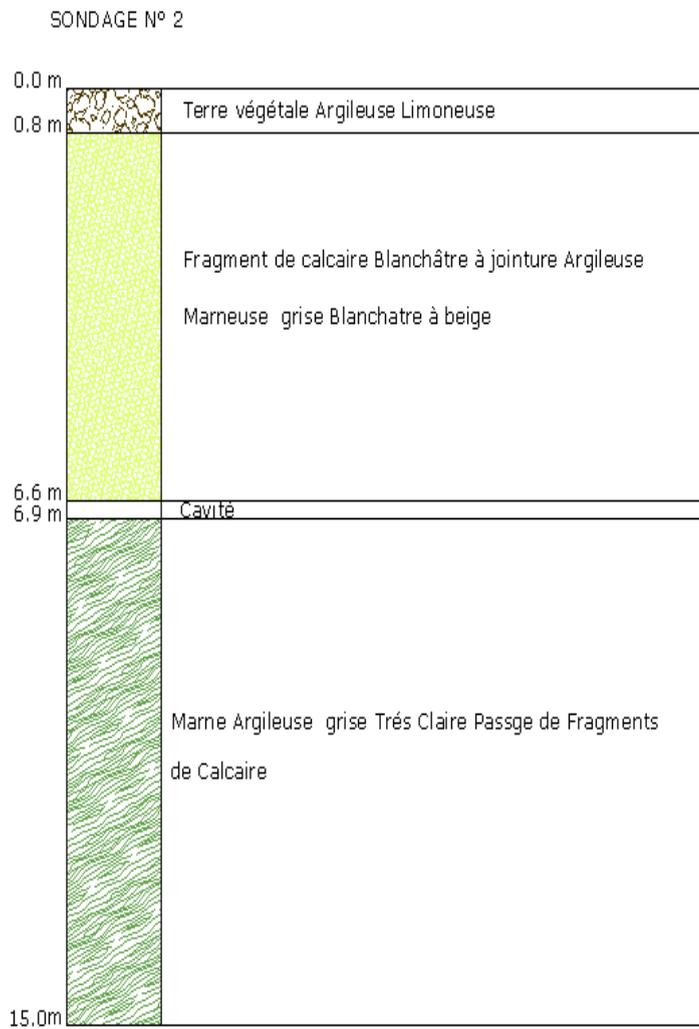
Photo 3.8 Caisse de carottage du sondage N° 1 (Photo CTH Tlemcen)



SONDAGE N°2



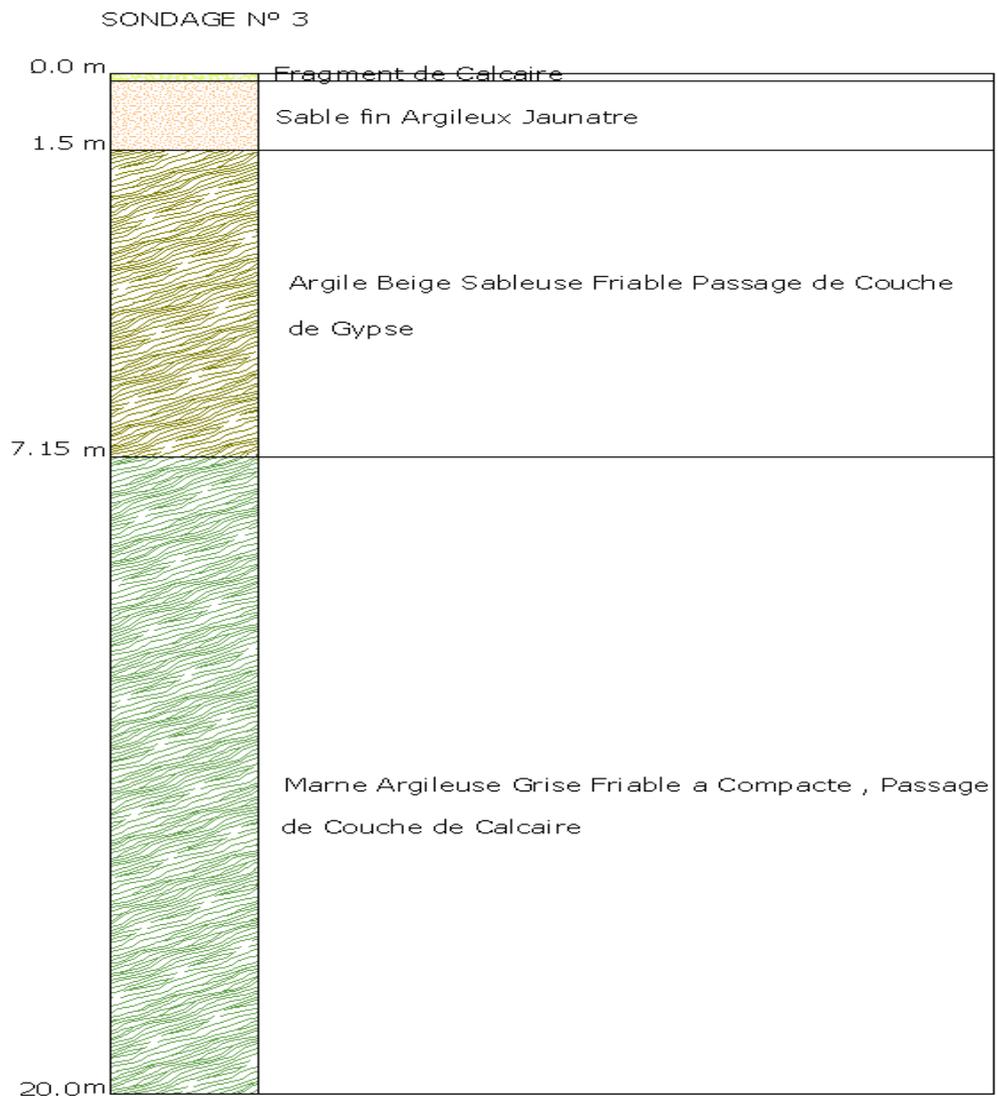
Photo 3.9 Caisse de carottage du sondage N° 2 (Photo CTH Tlemcen)



SONDAGE N°3



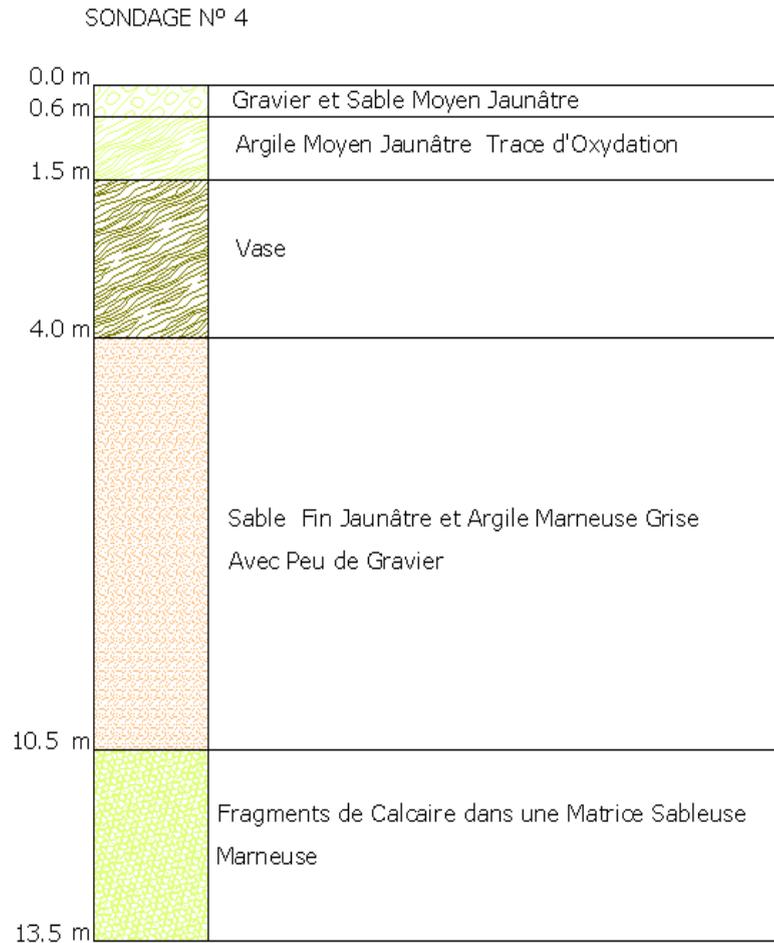
Photo 3.10 Caisse de carottage du sondage N° 3_(Photo CTH Tlemcen)



SONDAGE N° 4



Photo 3.11 Caisse de carottage du sondage N° 4_(Photo CTH Tlemcen)



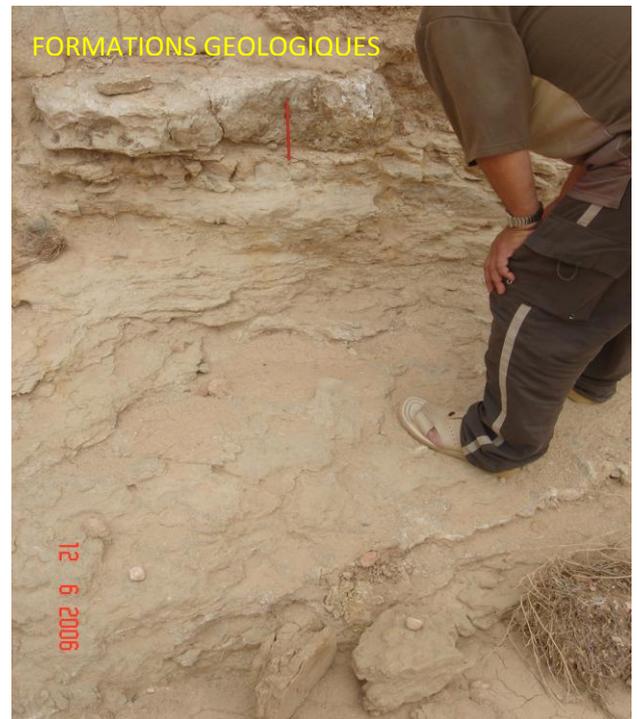
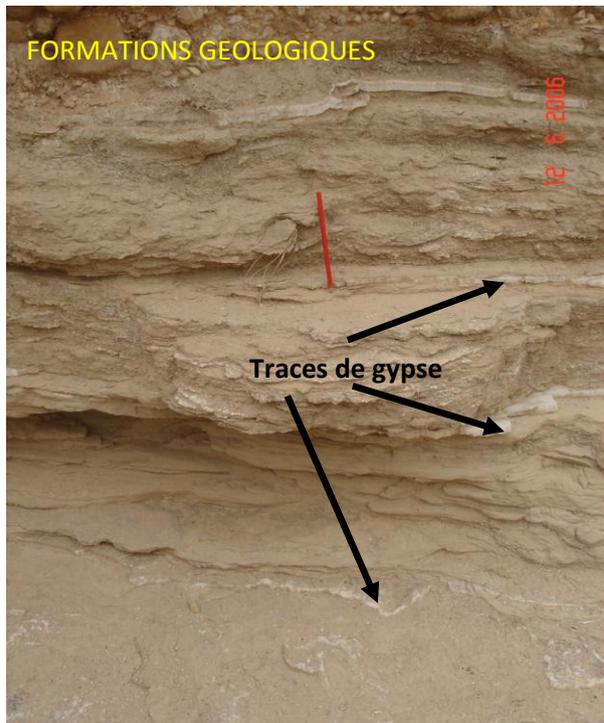


Photo 3.12 et 3.13 les formations géologiques et les traces de gypse (Photos CTH Tlemcen)

3.3. Reconnaissances hydrogéologiques

Condition de la nappe d'eau :

Selon la carte ci-dessous (Fig 3.3) tirée d'un ancien document auprès de l'ANRH " Agence Nationale des Ressources Hydrauliques " qui détermine la distribution des nappes souterraines dans la région de Kreirech

En cours des travaux de forage, sur site il n'a été décelé aucune trace d'eau et ceci jusqu'à la fin des sondages. Les nappes si elles existent sont au-delà de 30 mètres

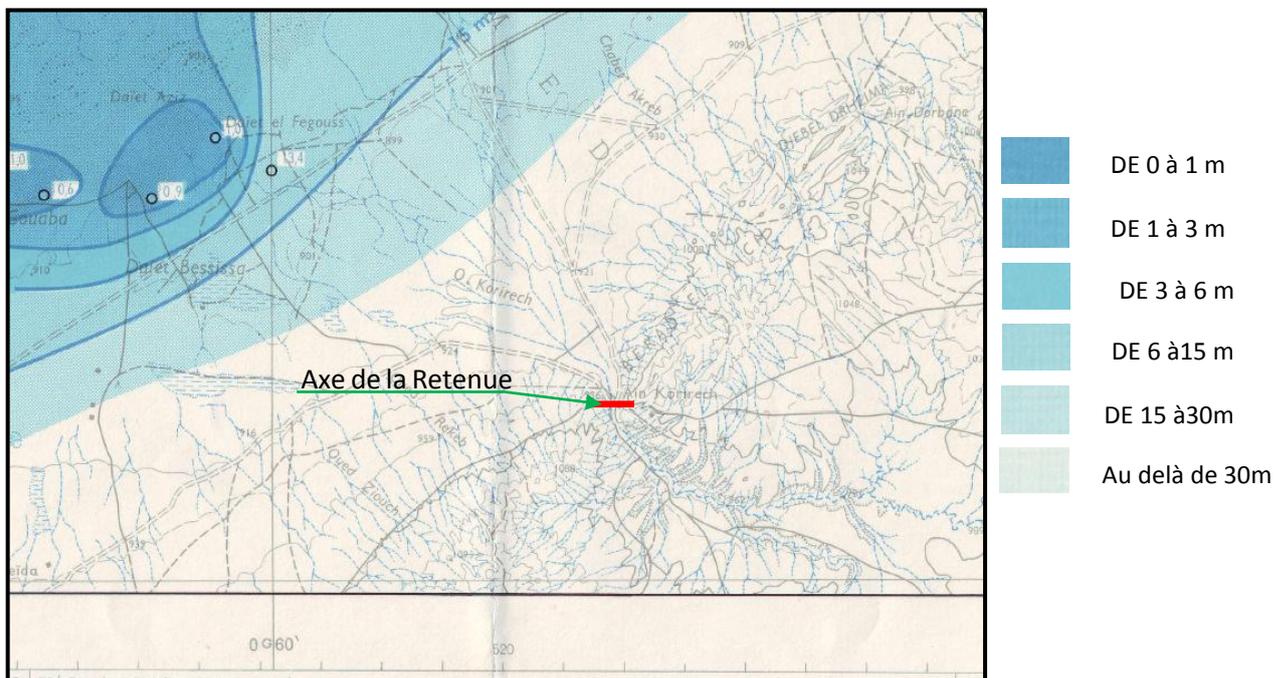


Fig 3.3 Profondeur de la nappe Source ANRH Djelfa

3.4. Résultats des reconnaissances géotechniques

3.4.1. Diagnostic

Lors de la première mise en eau il a été constaté que l'ouvrage présente des fuites d'eau importantes et excessives dispersées dans plusieurs régions du côté aval de la digue.

Ces fuites étaient particulièrement concentrées au pied aval de la digue et à l'aval de l'appui gauche. Elles continuent leurs évolutions au fur et à mesure du remplissage de la digue. Ceci s'explique par le fait des pressions d'eau exercée lorsque le niveau est élevé.

Cette situation continue en provoquant une érosion régressive, qui pourrait aboutir à son état ultime qui est le phénomène de renard. Et par conséquent la ruine de l'ouvrage qui serait inévitable. L'inspection visuelle et l'auscultation ont conduit à la détection de fuites sous la digue c'est-à-dire au niveau de la fondation, la délimitation et la localisation de ces anomalies ont été confirmées par plusieurs séances de suivi et d'auscultation à travers lesquelles il a été confirmé que le tourbillon visualisé au côté amont gauche et à l'origine de ces fuites, et ceci après avoir fait le test du colorant, l'itinéraire de ces fuites a été détecté par l'injection de colorants au niveau du tourbillons et surveillé à la sortie au côté aval de l'ouvrage ces fuites deviennent de plus en plus importantes et leurs débit augmente à chaque remplissage ce qui explique qu'il y a entrainement des grains et par la suite élargissement du conduit au niveau de la fondation, c'est le phénomène de l'érosion régressive.

3.4.2. Géologie

Il ressort de l'analyse du dossier d'étude que la campagne de reconnaissance effectuée au droit du barrage était sommaire notamment en ce qui concerne la formation géologique de la fondation et des berges de la retenue. Par contre la géologie régionale a été bien développée.

La reconnaissance de l'existence des horizons de gypse au droit des intercalations argile marneuse, lors des études, aurait attiré l'attention du concepteur sur l'existence de dissolutions de gypse favorisant la formation de conduits pour l'eau d'infiltration à travers le massif le contenant.

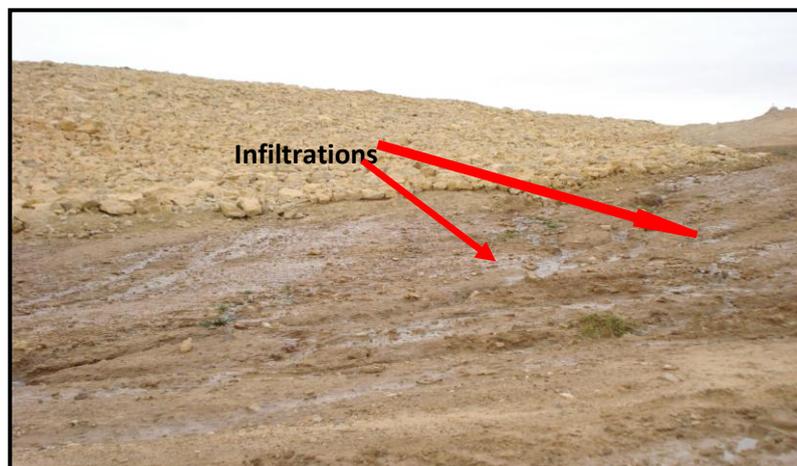


Photo 3.14 fuites au niveau aval de la rive gauche



Photo 3.15 Concentration des fuites rive Gauche

4. RESULTATS D'OBSERVATIONS

L'inspection visuelle continue de l'ouvrage digue de Kreirech nous a conduit à remarquer que le débit de fuites est en évolution croissante continue (Fig 3.16) et, (Fig 3.17). jusqu'à vidange totale de la digue (Fig 3.18), et (Fig 3.19). la formation d'un conduit ou d'un tunnel d'érosion au niveau de la fondation qui a pour point de départ le tourbillon au côté amont (Fig 3.20), et arrivé à l'aval avec entrainement de particules de sol va conduire cette situation à l'érosion régressive et le phénomène de renard proprement dit.



Photo 3.16 et 3.17 Evolution des fuites

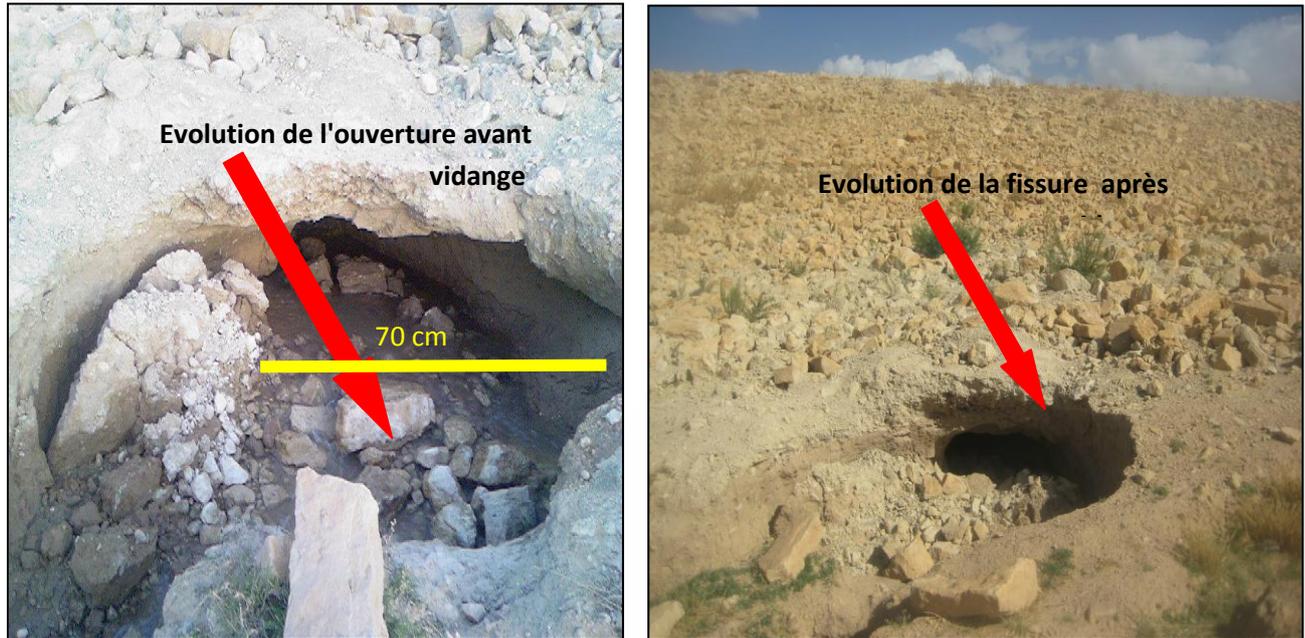


Photo 3.18 et 3.19 Phénomène de l'érosion régressive



Photo 3.20 tourbillon au coté amont indique le transport de particules à l'aval

5. RESULTATS ET MESURES GEOTECHNIQUES

Ces essais ont été réalisés dans le cadre de ce travail de magister au laboratoire LHC de Djelfa et au laboratoire de mécanique des sols de la faculté de technologie de l'université de Tlemcen; En plus des essais qui ont été fait lors des expertises.

On aurait souhaité conduire une caractérisation géotechnique complète relative aux différentes formations mises en évidence dans les profils géologiques, mais cela n'a pas été possible car les matériaux prélevés au cours des sondages ne sont plus disponibles. A ce titre on s'est contenté de quelques essais sur du matériau prélevé superficiellement au niveau de l'entrée et de la sortie de la zone de fuites.

5.1. Essais d'identifications

5.1.1. Détermination de la teneur en eau (Norme NF P 94-)

ω : Teneur en eau (exprimé en %)

On trouve les valeurs suivantes

ω : entrée d'eau 16 % (côté entrée fuites)

ω : sortie d'eau 14 % (côté sortie fuites)

5.1.2. Pesé hydrostatique (Norme NF P 94-)

Coté entrée fuites	$\rho_{de} = 1631 \text{ Kg/m}^3$	⇒	$\gamma_{de} = 16 \text{ kN/m}^3$
Coté sortie fuites	$\rho_{ds} = 1835 \text{ kg/m}^3$	⇒	$\gamma_{ds} = 18 \text{ kN/m}^3$

À l'aide de la formule suivante on déduit γ_h : $\gamma_h = (1 + \omega) \gamma_d$

Coté entrée fuites $\Rightarrow \gamma_{he} = 19 \text{ kN/m}^3$

Coté sortie fuites $\Rightarrow \gamma_{hs} = 21 \text{ kN/m}^3$

5.1.3. Analyse granulométrique (Norme NF P 94-056)

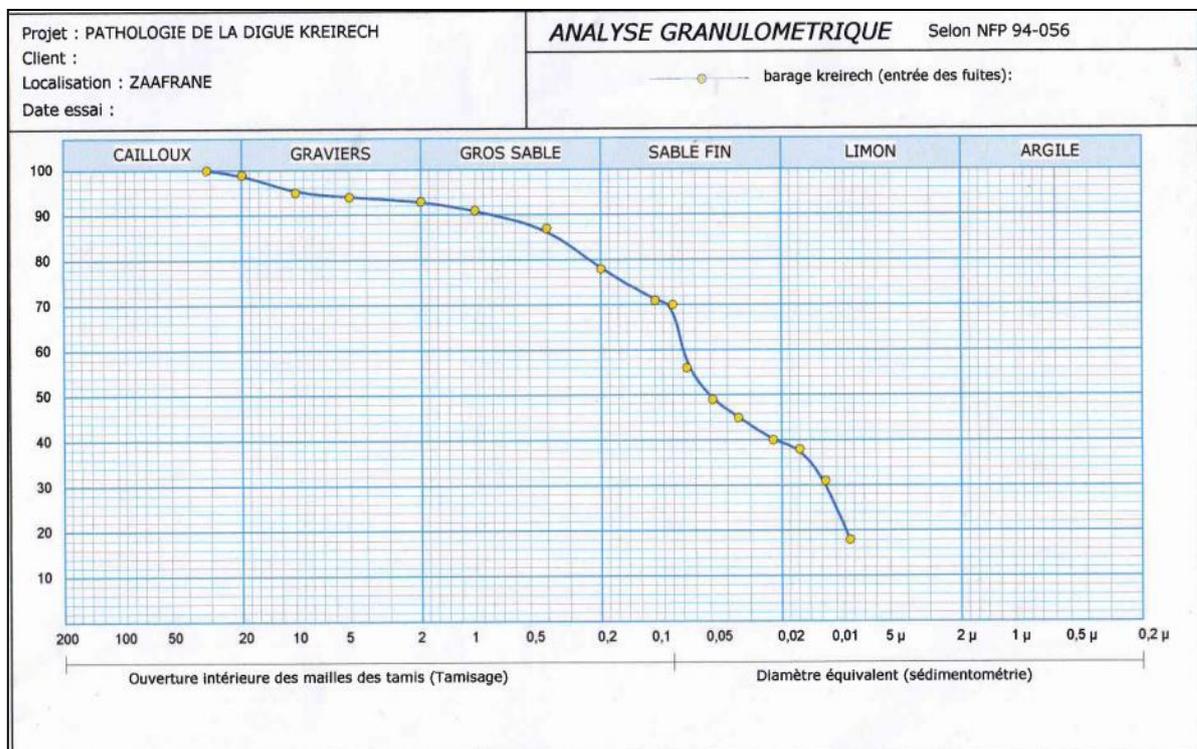


Fig 3.4 Courbe granulométrique coté Amont "Entrée Fuites "

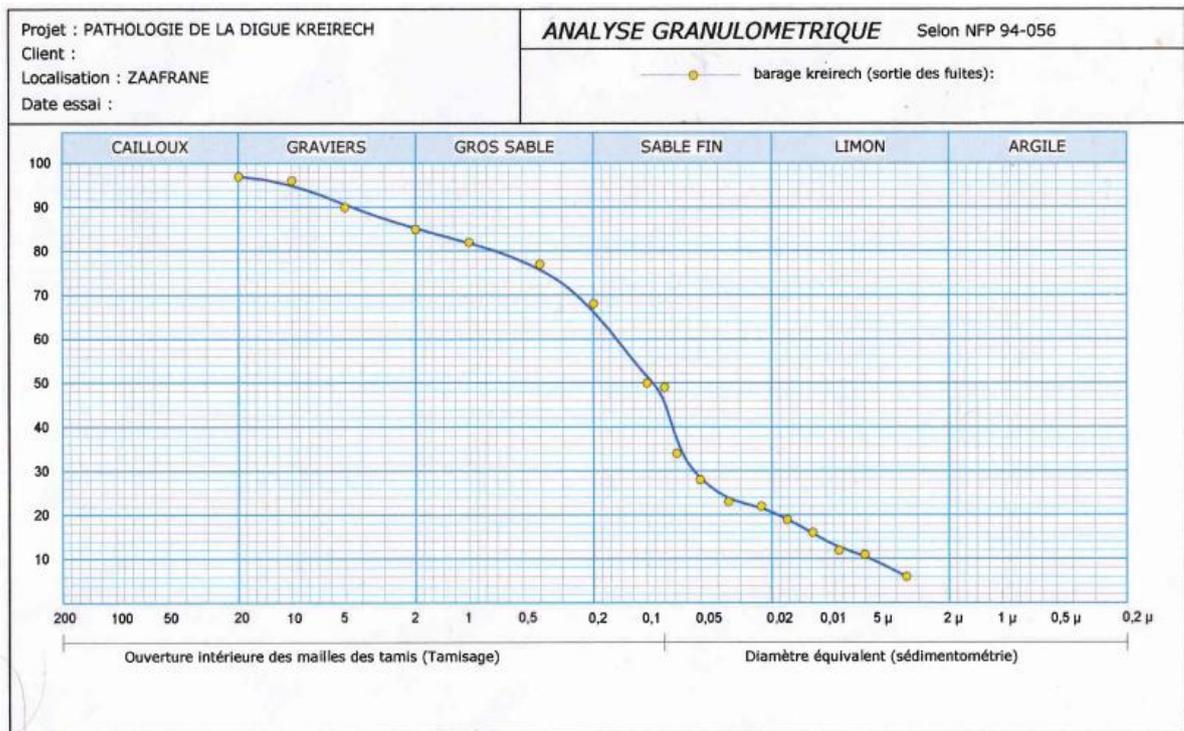


Fig 3.5 Courbe granulométrique coté Aval "Sortie Fuites"

5.1.4. Essai de perméabilité

La perméabilité des sols est un facteur primordial pour l'étude d'érosion interne.

Or pour les compagnes de reconnaissance géotechniques et d'expertise aucun essai de perméabilité n'a été effectué, et selon le rapport d'expertise préliminaire, il recommande d'utiliser les essais in-situ Type Lugeon.

Pour les besoins de cette étude, les perméabilités seront estimées empiriquement par les modèles de Hazen, Terzaghi et Sherrard.

Selon les formules:

$$K=C(D_{10})^2 \quad K \text{ (cm /s)} \quad C=1 \text{ à } 1,5 \quad \text{et } D_{10} \text{ en mm}$$

$$\text{et } K=100(D_{10})^2 \quad \text{de Hazen } K \text{ (cm /s)} \quad \text{et } D_{10} \text{ en cm}$$

$$\text{Et le modèle Terzaghi et Sherrard } K=0,35 (D_{15})^2 \quad K \text{ (m /s)} \quad \text{et } D_{15} \text{ en mm}$$

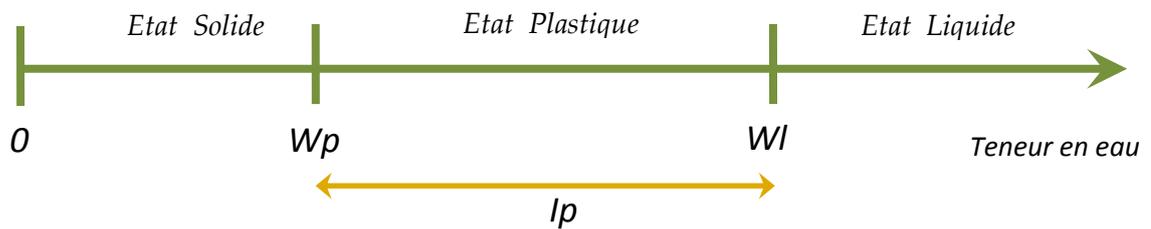
On se réfère aux courbes granulométriques en annexe élaborés dans le premier rapport d'expertise pour les quatre sondages avec différentes profondeurs.

Les résultats des perméabilités trouvés sont présentés au tableau ci-après:

Sondage	Profondeur (m)	D ₁₀ (mm)	D ₁₅ (mm)	K (Hazen) K=C(D ₁₀) ²	K (Hazen) K=100(D ₁₀) ²	K (Terzaghi et Sherrard) K=0,35 (D ₁₅) ²
				cm/s	cm/s	m/s
1	9,20 à 10,0 m	0,05	0,08	3.0.10 ⁻⁰³	2.5.10 ⁻⁰³	2.2.10 ⁻⁰³
	10,0 à 10,2 m	0,04	0,07	1.9.10 ⁻⁰³	1.6.10 ⁻⁰³	1.7.10 ⁻⁰³
	13,5 à 13,8 m	0,05	0,08	3.0.10 ⁻⁰³	2.5.10 ⁻⁰³	2.2.10 ⁻⁰³
2	0,20 à 0,50 m	0,06	0,08	4.3.10 ⁻⁰³	3.6.10 ⁻⁰³	2.2.10 ⁻⁰³
	8,20 à 8,50 m	0,05	0,08	3.0.10 ⁻⁰³	2.5.10 ⁻⁰³	2.2.10 ⁻⁰³
	14,20 à 14,50 m	0,08	0,30	7.7.10 ⁻⁰³	6.4.10 ⁻⁰³	3.2.10 ⁻⁰²
3	0,20 à 0,60 m	0,04	0,05	1.9.10 ⁻⁰³	1.6.10 ⁻⁰³	8.8.10 ⁻⁰⁴
	5,50 à 6,00 m	0,08	0,20	7.7.10 ⁻⁰³	6.4.10 ⁻⁰³	1.4.10 ⁻⁰²
	9,00 à 9,60 m	0,04	0,07	1.9.10 ⁻⁰³	1.6.10 ⁻⁰³	1.7.10 ⁻⁰³
4	16,50 à 16,70 m	0,10	0,14	1.2.10 ⁻⁰²	1.0.10 ⁻⁰²	6.9.10 ⁻⁰³
	4,20 à 4,50 m	0,04	0,05	1.9.10 ⁻⁰³	1.6.10 ⁻⁰³	8.8.10 ⁻⁰⁴
	7,50 à 9,00 m	0,00	0,18	7.7.10 ⁻⁰³	6.4.10 ⁻⁰³	1.1.10 ⁻⁰²
	9,00 à 10,50 m	0,08	0,11	7.7.10 ⁻⁰³	6.4.10 ⁻⁰³	4.2.10 ⁻⁰³

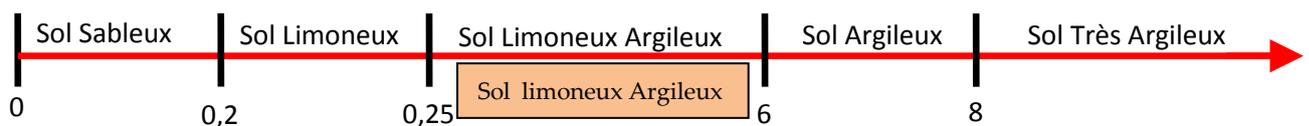
Tableau 3.1 Perméabilités empiriques selon les formules Hazen ,Terzaghi et Sherrard

5.1.5. Les limites d'Atterberg (Norme NF P 94-051)



5.1.6. Valeur au bleu de méthylène (Norme NF P 94-068)

	Coté sortie fuites	Coté entrée fuites
Valeur de bleu méthylène	1,52	1,62
S.S.T(m2/g) Surface Spécifique totale	32,24	34,02



5.1.7. Essai d'évaluation des carbonates (caco3)(NF P 94-048)

Déterminer la teneur en calcaire total de l'échantillon (caco3)

$$\text{teneur en carbonate} : \frac{m_t}{m} \cdot \frac{V_b}{V_t} \cdot \frac{(\theta_t + 273)}{(\theta_b + 273)}$$

% de carbonate (Côté Entrée Fuites) = 34,43

% de carbonate (Côté Sortie Fuites) = 28,19

Pourcentage de CaCO ₃	Dénomination
0 à 10	Argile
10 à 30	Argile mameuse
30 à 70	Marne
70 à 90	Calcaire marneux
90 à 100	Calcaire

Tableau 3.2 Dénomination des sols fin calcaires Source " Techniques de l'ingénieur "

5.1.8. Essai d'évaluation de sulfates

C'est un essai qui permet de d'analyser le pourcentage des sulfates (SO₄) contenu dans le sol et qui pourrait nous indiquer la présence du gypse

Zone Entrée Fuites  5,37 %

Zone sortie Fuites  2,70 %

5.1.9. Essai de cisaillement a la boite (Norme NF P 94-068)

l'angle de frottement interne ϕ est la cohésion C

Zone Entrée Fuites  C = 0.14 bars et $\Phi = 27^\circ$

Zone sortie Fuites  C = 0.9 bars et $\Phi = 23^\circ$

5.2. Essais de dispersivité au laboratoire

Afin d'identifier les sols dispersifs J.R.Sherrard et al, 1979 proposent quatre essais au laboratoire

- Crumb Test (essai des mottes): En 1997, Emerson a développé un essai qualitatif, c'est une simple procédure pour examiner la dispersion du sol semblable à l'essai de mottes
- Double hydrometer (essai de l'indice de dispersion) ou essai de sedimentometrie comparées
- Les essais chimiques par analyse de l'eau interstitielle
- Pinhole test (essai de trou d'épingle)

5.2.1. Crumb Test (Emerson Test)

C'est un essai qui est aisément très reproductible de porté très limité car son interprétation est basée sur l'observation visuelle c'est un indicateur préliminaire pour la classification des sols dispersifs ou des sols non dispersifs, peut être réalisé au laboratoire ou in-situ. La procédure est simple elle consiste à placer une boulette de matériau d'environ 6,35 mm (1/4 Inch) conservée à la teneur en eau naturelle dans un bêcheur contenant 150 ml d'eau distillée. La tendance pour que les particules d'argile entrent dans la suspension colloïdale après 1h d'immersion

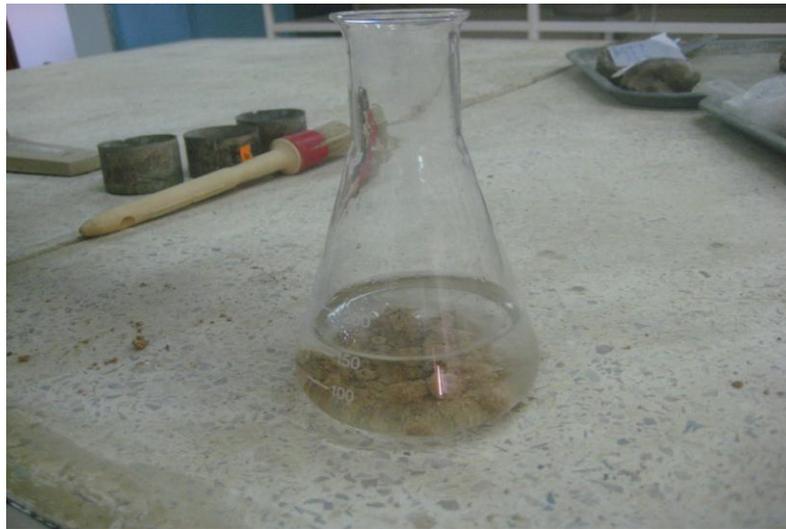


Photo 3.21 Essai de dispersion Crumb test

Selon Gay F, 1980; le Crumb test est exécuté sur des mottes de (5 à 10g) de sol préservées à la teneur en eau naturelle placée dans un récipient contenant 100 ml d'eau distillée et l'observation du comportement est au bout de 10 à 30 mn.

La Procédure donné par la norme ASTM en 2000; est basée sur deux méthodes.

Méthode A : un échantillon de sol de diamètre 2 mm sous forme approximative d'un cube de 15mm de chaque coté préservé à la teneur en eau naturelle est placé dans 250 ml d'eau distillée.

Méthode B : consiste à reconstituer un échantillon de sol de dimension 2 mm sous forme cubique et le placer dans un récipient contenant 250 ml d'eau distillée.

L'observation est au bout de 2mn, 1h et 6h de l'étendue du trouble de la boulette par rapport à une taille de référence, quatre classes peuvent être établies selon la réaction des particules avec l'eau.

Classe 1 : aucune réaction aucun nuage n'est apparu (sol non dispersif)

Classe 2 : Formation d'un nuage limité autour de la boulette, (Sol moyennement dispersif)

Classe 3 : Formation d'un nuage non appréciable qui ne couvre pas tout le fond du verre (sol dispersif)

Classe 4 : le nuage recouvre toute la bordure du fond du bêcheur, éventuellement tout le fond de bêcheur, (sol très dispersif)

Résultat :

Entrée Fuites

Formation d'un nuage limité autour de la boulette,  (Sol moyennement dispersif)

Sortie Fuites

Formation d'un nuage limité autour de la boulette,  (Sol moyennement dispersif)

5.2.2. Double hydrometer test (essais de sédimentométrie comparés, essai d'indice de dispersion) (ASTM D-4221)

L'essai de "double hydrometer" normalisé par l'ASTM fournit une indication des caractéristiques de dispersion des sols, il s'agit de comparer les pourcentages inférieurs à 0,005mm obtenu à partir d'un essai de sédimentométrie classique réalisé suivant la procédure ASTM D-422 et celui obtenu à partir d'une procédure semblable à la première, mais la suspension de sol sera utilisée sans agitation mécanique et sans l'ajout des agents dispersifs (défloculant). C'est un essai qui ne peut identifier tous les sols dispersifs

Cet essai permet d'obtenir l'indice de dispersion (ID) qui est défini comme le rapport entre les fractions inférieures à 0,005 mm contenues dans les deux suspensions

$$I_D = \frac{P}{Q} \times 100$$



Photo 3.22 double hydrometer test
(essais de sédimentométrie comparés)

Dans lequel I_D est l'indice de dispersion (%), P est le pourcentage des particules plus fines que 0,005 mm pour un essai sans dispersant et sans agitation et Q est le pourcentage des particules plus fines que 0,005 mm pour un essai avec dispersant et avec agitation (Photo 3.22).

$$ID = \frac{\% \text{ Fines } < 5\mu\text{m (eau distillée sans dispersant)}}{\% \text{ Fines } < 5\mu\text{m (eau distillée avec dispersant)}} \times 100$$

On trouve Sol 1 Entrée Fuites  ID = 66 Sol moyennement à très dispersif
Sol 2 Sortie Fuites  ID = 42 Sol moyennement dispersif

<i>Auteurs</i>	<i>Indice de dispersion ID (%)</i>	<i>Domaine de dispersion</i>
<i>Sherrard, Dunnigan Et Decher, 1976</i>	< 35	<i>Pas de problème de dispersivité</i>
	35 - 50	<i>La dispersivité est probable</i>
	> 50	<i>Il ya un problème de dispersivité</i>
<i>ASTM D-422</i>	<i>Proche de 100</i>	<i>Dispersion complète</i>
	<i>Proche de 0</i>	<i>Sol non dispersif</i>
<i>Knodel P.C. 1991</i>	< 30	<i>Non dispersif</i>
	30 - 50	<i>Intermédiaire</i>
	>50	<i>Dispersif</i>
<i>Edgar N.H;1991</i>	>60	<i>Dispersif</i>
	<30	<i>Non dispersif</i>
	30 < ID < 60	<i>Moyennement dispersif</i>

Tableau 3.3 Indices et domaines de dispersions

5.2.3 Pinhole test (essai de trou d'épingle)

C'est un essai qui permet de distinguer les argiles dispersives des argiles résistantes à l'érosion. Il consiste à provoquer une circulation d'eau par un trou de diamètre de 1 mm pratiqué dans un échantillon d'argile bien compacté de 40 mm de longueur. Dans la phase initiale, la circulation se fait sur une charge de 50 mm. Pour les argiles résistantes, l'écoulement est parfaitement clair ou devient clair quelques secondes après le début de l'écoulement. La charge est augmentée par palier 180 mm, 380 mm, 1020 mm, chaque palier est maintenu pendant 5 mn à 10 mn. L'essai est arrêté quand le débit d'écoulement atteint des valeurs indiquées dans la procédure d'essai de la norme ASTM , (Photo 3.23)

Les résultats de l'essai sont évalués, en tenant compte :

- De l'aspect de l'eau recueillie (la couleur et la présence ou l'absence des particules dans l'eau),
- Du débit,
- Du diamètre final du trou axial.

Pour identifier les sols dispersifs par le Pinhole test, trois méthodes sont disponibles dans la norme ASTM D-4647 basées sur le même principe.

C'est la classification qui change d'une méthode à une autre :



Photo 3.23 l'appareil de Pinhole test

Méthodes A et C : donnent six classes de dispersion : (D1 et D2) ; représentent une zone dispersive (ND4 et ND3) ; représentent une zone moyennement dispersive et (ND2 et ND1) ; montrent que le sol est non dispersif.

Méthode B : donne trois classes de dispersion : D représente un sol dispersif, SD représente un sol moyennement dispersif et ND représente une classe non dispersive.

La procédure de cet essai y compris les classes de dispersion exigées par la méthode sont donnée par le Diagramme citée ci-dessous

La procédure d'essai est identique pour les trois méthodes, à l'exception de quelques modifications dans la classification :

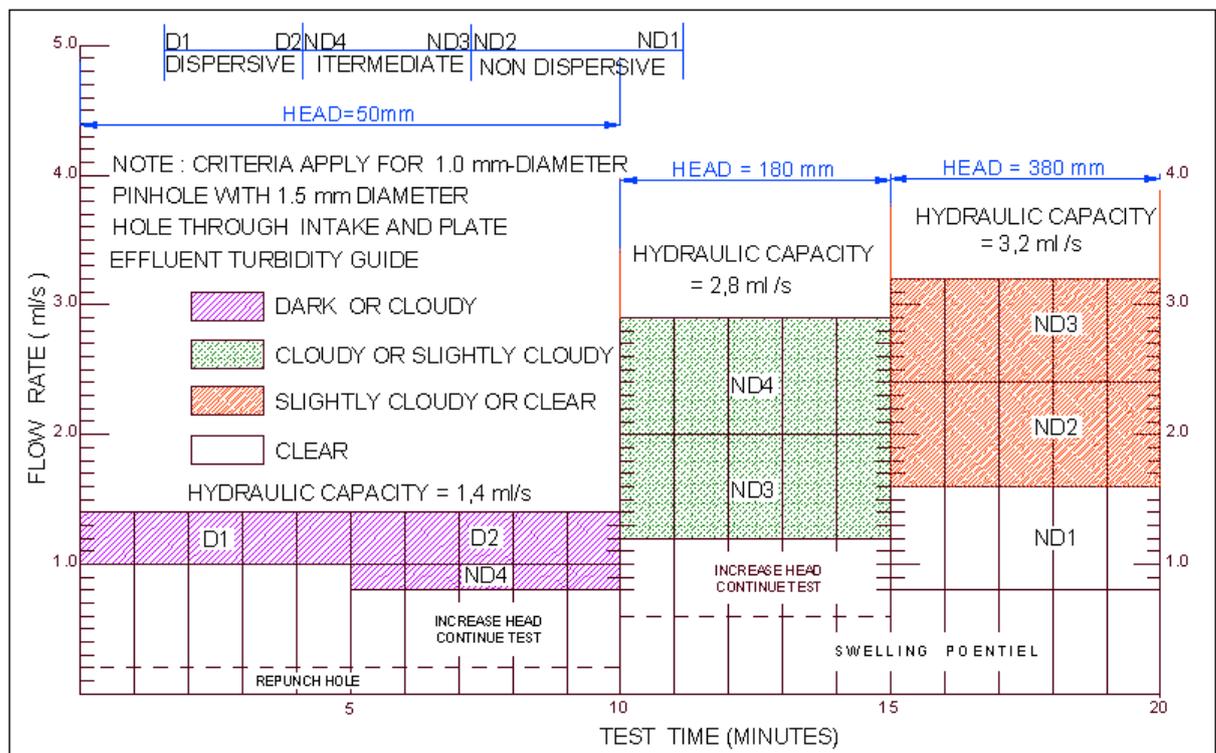


Fig 3.6 Diagramme de dispersivité Pinhole Test

Méthode A : les critères de classification des sols dispersifs sont.

Classe dispersive, D1 : après 5 mn sous une charge de 50 mm, l'eau est très nuageuse, le débit d'écoulement est compris entre 1 et 1.4 ml/s et le diamètre final est deux fois plus grand que le diamètre initial.

Classe dispersive D2: Après 10 mn sous une charge hydraulique de 50 mm, L'eau est nuageuse, le débit d'écoulement est compris entre 1 et 1.3 ml/s.

Classe moyennement dispersive ND3 : après 5 mn sous une charge hydraulique de 180 mm, l'eau est légèrement nuageuse, le débit d'écoulement est augmenté rapidement et compris entre 1.4 et 2.7 ml/s et le diamètre final est entre 1.5 à 2 mm.

Classe moyennement dispersive ND4:Après 10 mn sous une charge hydraulique de 380 mm, l'eau est légèrement nuageuse, le débit d'écoulement est augmenté rapidement et compris entre 1.3 et 3.2 ml/s

Classe non dispersive ND2 : après 5 mn sous une charge hydraulique de 1020 mm, l'eau est complètement claire avec l'apparition des particules à peine visible et le débit d'écoulement dépasse 3 ml/s.

Classe non dispersive ND1 : après 5 mn sous une charge hydraulique de 1020 mm, l'eau est complètement claire avec l'apparition des particules à peine visible et le débit d'écoulement est moins que 3 ml/s.

Méthode B : les classes de sols dispersifs sont :

Classe dispersive, D : sous une charge hydraulique de 50 mm, l'eau recueillie est très nuageuse, le Diamètre final du trou est plus que 1.5 du diamètre initial

Classe moyennement dispersive, SD: sous une charge de 180 mm ou 380 mm, l'eau est légèrement nuageuse et le diamètre du trou final est plus que 1.5 mm.

Classe non dispersive, ND : sous une charge de 380 mm, l'eau est claire avec des particules peine visible et le diamètre final du trou est plus que 1.5 mm

Méthode C. Similaire que la méthode A avec quelques modifications apportées la classification :

Classe ND4 : après 5 mn sous une charge de 180 mm, l'eau devient légèrement nuageuse à claire et le débit d'écoulement est compris entre 2 et 2.8 ml/s.

Classe ND3 : après 5 mn sous une charge de 380 mm, l'eau devient légèrement nuageuse à claire et le débit d'écoulement est compris entre 2.4 et 3.2 ml/s.

Classe ND2 : après 5 mn sous une charge de 380 mm, l'eau devient légèrement nuageuse à claire et le débit d'écoulement est compris entre 1.6 et 2.4 ml/s.

Classe ND1 : après 5 mn sous une charge de 380 mm, l'eau devient légèrement nuageuse à claire et le débit d'écoulement est compris entre 1.8 et 1.6 ml/s.

La méthodologie de classification des sols dispersifs à partir de l'essai de trou d'épingle adoptée par de nombreux chercheurs est résumée sur les figures (3.6) et (3.7).

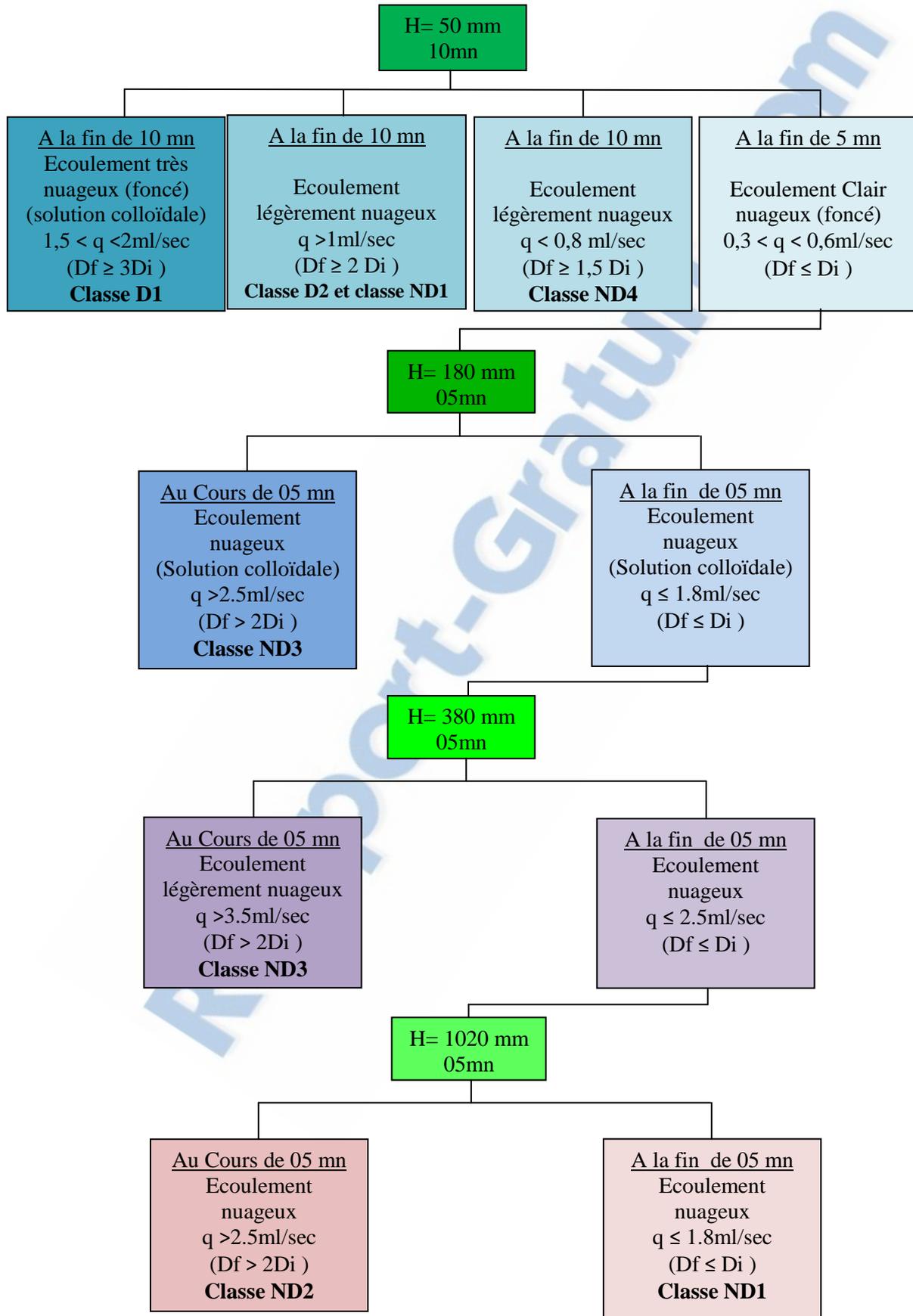


Fig 3.7 L'organigramme de procédure du Pinhole test 1

Sol 1 Zone Entrée des Fuites

Résultat : après 5 mn sous une charge hydraulique de 1020 mm, l'eau est complètement claire avec l'apparition des particules à peine visible et le débit d'écoulement dépasse 3 ml/s.  **Classe non dispersive ND2**

Sol 2 Zone Sortie des Fuites

Résultat : après 5 mn sous une charge hydraulique de 1020 mm, l'eau est complètement claire avec l'apparition des particules à peine visible et le débit d'écoulement dépasse 3 ml/s.  **Classe non dispersive ND2**

5.2.4 Commentaire

La plupart des auteurs considèrent qu'il est nécessaire d'utiliser plus qu'un essai pour s'assurer de la dispersivité des sols. Sherrard et Decker (1977), ont suggéré que ces quatre essais devraient être utilisés : essais de sédimentométrie comparés, l'essai de trou d'épingle, essai d'Emerson et les essais chimiques.

Les expériences réalisées, dans le domaine des sols dispersifs, par Moor et al en 1985 ont montré que :

Les résultats obtenus à partir d'essai de trou d'épingle et d'essai d'Emerson sont Similaires. L'essai de trou d'épingle n'était pas particulièrement sensible à la teneur en eau de compactage.

Les résultats obtenus par les essais de sédimentométrie comparés et l'essai d'Emerson sont concordants.

A cause du cout, élevé de l'essai du trou d'épingle, il serait judicieux d'utiliser l'essai, d'Emerson pour identifier les sols dispersifs. Dans le cas des fissures privilégiées à l'intérieur de la digue du barrage, il est recommandé d'utiliser le Pinhole test (Ingles et Metcalf en 1972), Par contre dans les conditions d'immobilité, il est préconisé d'utiliser l'Emerson test,

6. CONCLUSION

L'étude des pathologies de la digue de oued Kreirech dans la région de Djelfa a été basée principalement sur l'inspection visuelle et les rapports d'expertise et ceci à cause de l'absence d'instruments d'auscultations et de surveillances; malgré tout, cette inspection visuelle nous a permis de détecter quelques anomalies qui sont à l'origine de ces pertes d'eau.

Vu que le sol de fondation contient des traces de gypses, et les essais chimiques ont donné lieu à l'existence des sulfates en quantités importantes " $\text{SO}_4^- = 5.37 \%$ " (élément de composition du gypse) au niveau de différentes couches de fondation, lors de la première mise en eau, il y a eu saturation du sol de fondation et par la suite le contact eau-gypse crée un *phénomène de dissolution* en laissant des fissures, ces fissures se développent le long du chemin d'écoulement jusqu'à la partie aval où les premières particules se détachent successivement c'est le *phénomène d'érosion régressive* cette opération persiste progressivement vers l'amont en développant un conduit continu au sein de la fondation.

Après l'apparition d'un trou d'érosion à l'aval on a remarqué une montée de grain de sable mouvant qui proviennent de la couche de fondation transportée au niveau du conduit d'eau qui demeure en flottaison continue c'est le *phénomène de boullance*

Ces phénomènes qui se sont réunis dans cette digue ont engendré une dégradation de l'ouvrage et par la suite la perte de ses fonctionnalités aussi bien la continuité de cette situation donne lieu à une rupture totale de l'ouvrage.

Les solutions préconisées à ce problème résultent comme suit:

- Pour la rive gauche de la digue où une fuite locale a été constaté nous recommandons l'utilisation d'injections, Le rôle principal de ces injections est de limiter les débits de fuite par le colmatage des fissures et de remplir les cavités. L'injection est un procédé permettant d'étancher les vides au moyen de produits liquides qui se solidifient dans le temps.

Les coulis proposés pour ces injections sont constitués par un mélange de bentonite et de ciment.

- Après vidange de la digue, exécution d'une paroi moulée en béton d'argile au pied amont et dans le prolongement de l'organe d'étanchéité.

- Réduire la vitesse de l'eau à la résurgence pour qu'elle ne puisse pas arracher de particules solides et amorcer un phénomène érosif.

On peut réduire les gradients hydrauliques en allongeons les trajectoires sous l'ouvrage grâce à un tapis étanche que l'on préfère en géo membrane pour éviter tous soucis d'infiltration.

A l'aval on doit opter pour puits de drainage pour éviter la migration des particules solides.

CHAPITRE 4

Modélisation avec PLAXIS

1 INTRODUCTION

Comme dans tous les domaines, la méthode des éléments finis est souvent utilisée dans la géotechnique pour vérifier les différents comportements tels que, la stabilité et l'interaction avec l'environnement, et pour contrôler les valeurs de déplacements admissibles, et d'aider au dimensionnement des structures.

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes d'éléments fini .L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses rend le passage de la réalité au modèle est difficile à réaliser. Plaxis nous permet le passage d'un projet réel complexe au model numérique et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement, il utilise plusieurs modèles de comportements qui dépendent de la nature du sol et du type d'ouvrage.

2 PRESENTATION DE PLAXIS

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux et en trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Ce logiciel, développé par l'équipe du Professeur Vermeer nous permet la représentation des situations réelles en modèles 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. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme, L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique. C'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvées, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangle à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par

défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

Le système d'option par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel.

3 LES MODELES DE COMPORTEMENTS UTILISES DANS PLAXIS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique- plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettent de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique.

La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale.

3.1 Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (Fig 4.1).

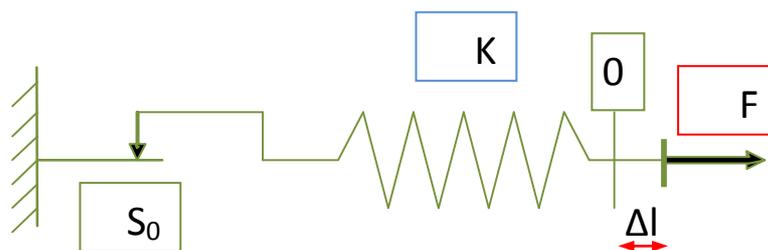


Fig 4.1 : Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la (Fig 4.2)

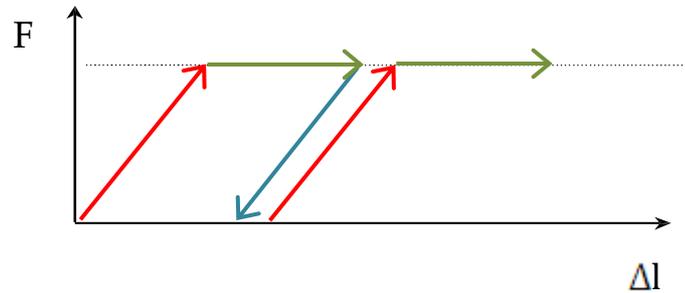


Fig 4.2 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est à priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les figures 4.1 et 4.2 est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure 4.3 représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

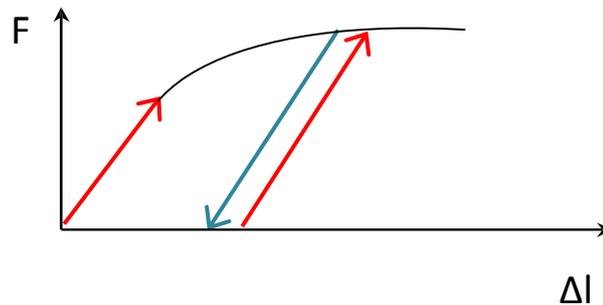


Fig 4.3 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

3.2 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} ; \quad (\text{IV. 1})$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)} ; \quad (\text{IV. 2})$$

$$E_{\text{oed}} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} . \quad (\text{IV.3})$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

3.3 Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$\tau = \sigma_n \tan\phi + c$; où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (Fig 4.4).

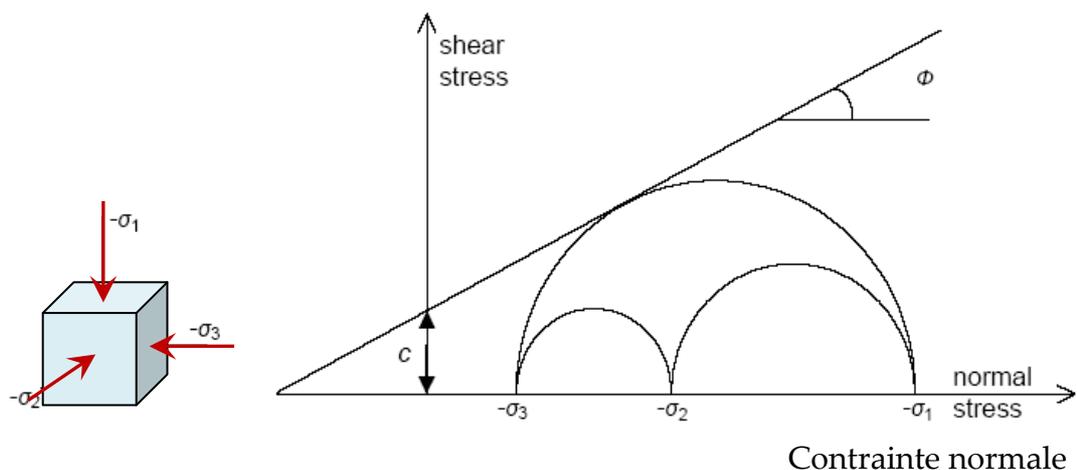


Fig 4.4 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la **trisectrice** (Fig 4.5) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

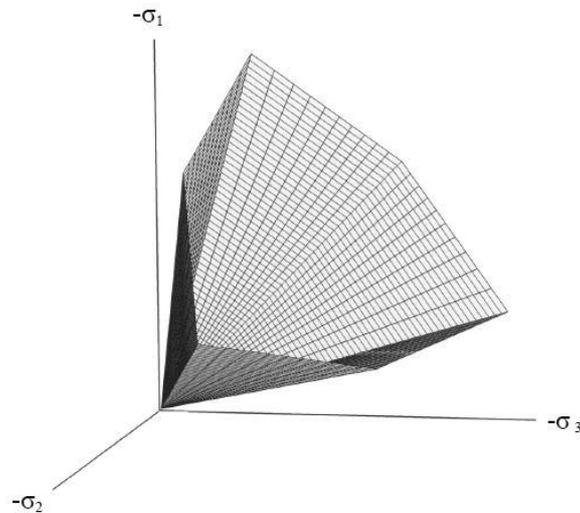


Fig 4.5 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (Fig 4.6). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformations ou de stabilités

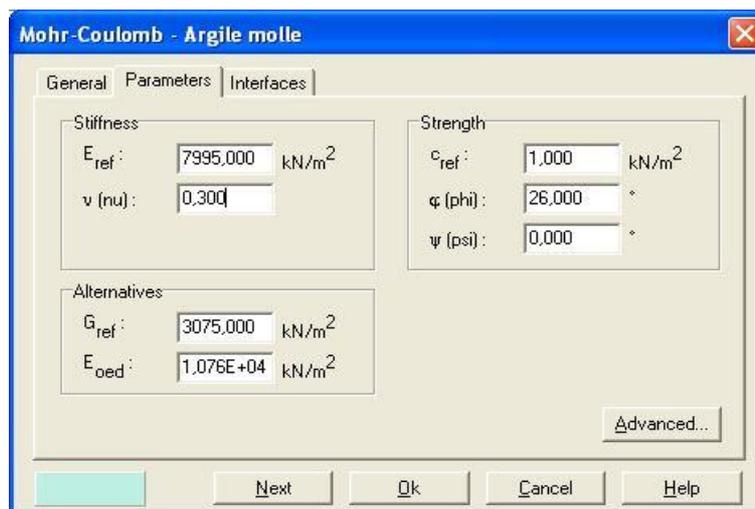


Fig 4.6 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

3.3.1 Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à

l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux.

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (Fig 4.7).

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

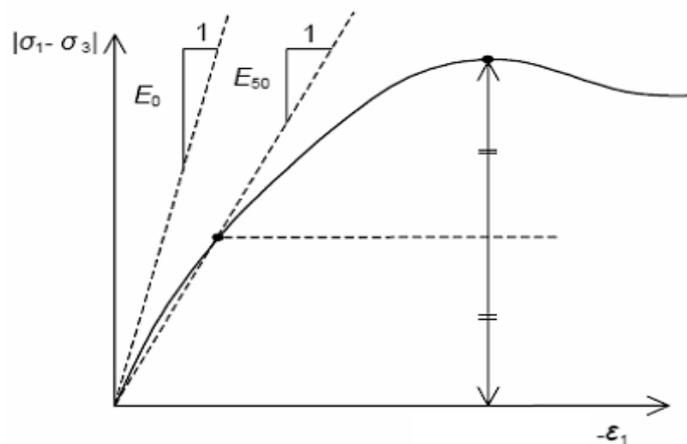


Figure 4.7 : Définition du module à 50 % de la rupture.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

3.3.2 Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

3.3.3 Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant,)

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (Fig 4.4).

3.3.4 Cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u = 0$, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m).

3.3.5 Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté Ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où $\Psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\Psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

3.3.6 Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 4.5). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (tension cut-off) ou de les diminuer (Tensile strength).

3.3.7 Les paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (Fig 4.8)

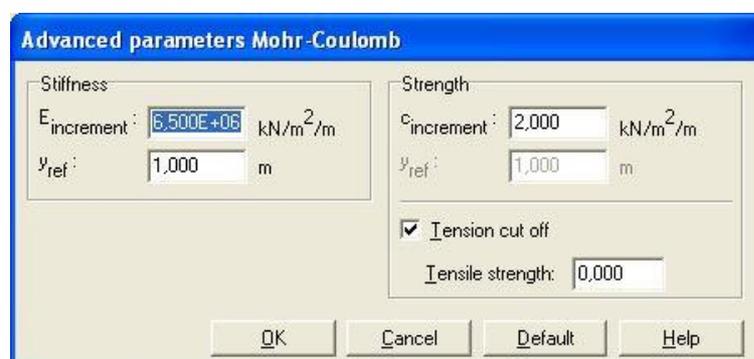


Fig 4.8 : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb

4. MODELISATION

Cette étude a pour but de procéder à la représentation d'un modèle géotechnique de référence. Sur le quel figure le projet d'une digue en terre réalisée en tout venant sur une fondation limoneuse sableuse.

La modélisation a été établie et calculée avec le logiciel PLAXIS 8.2. Et cela dans le but de vérifier la stabilité du terrain de fondation, et d'observer l'évolution des fuites et leurs effets sur le corps de la digue.

Un masque amont est réalisé avec une géo membrane bentonitique qui assure une étanchéité parfaite.

5. DEFINITION DES DONNEES

Pour que le logiciel PLAXIS puisse faire les calculs correctement et complètement on doit lui saisir les données du projet suivantes.

5.1 Hypothèses

Pour les réglages généraux, on a choisi :

- ✓ Les déformations sont considérés planes
- ✓ Eléments à 15 nœuds pour le sol
- ✓ Unités : m(Mètre), kN (Kilo newton), s(Seconde)

5.2 La géométrie du modèle

Le projet n'est pas symétrique il sera modéliser par un modèle de représentation géométrique plan (2D) de 320 m de largeur et de 64 m d'hauteur il est présenté dans la (figure 4.9)

La hauteur de la digue est de 16m

Les inclinaisons des talus amont et aval varient entre (1.2 Amont et 1.25 Aval)

La largeur de la digue est de 80 m

La largeur de la digue est de 06 m

Quatre sondages ont été fait sur le terrain de fondation, et Pour la modélisation on a choisi le plus proche de la zone des fuites qui est le sondage N° 3 de 20 m de profondeur composé de 04 couches de sol représentés comme suit :

Le remblai utilisé pour la digue est réalisé par des couches successives de tout venant compacté.

de 00.00 à 00.15 m Fragments de Calcaire

de 00.15 à 01.50 m Sable fin argileux jaunâtre

de 01.50 à 07.15 m Argile beige sableuse friable passage de couche de gypse

de 07.15 à 20.00 m Marne argileuse grise friable à compacte passage de couche de calcaire entre 15.30 m à 15.40 m.

La couche 3 présente des traces de gypse c'est la couche qui sollicitée par les fuites ce qui entraîne une augmentation des valeurs de perméabilités.

Vu que la nappe se trouve réellement à un niveau de plus de 30 m selon le document cité dans le chapitre 03, donc la nappe du modèle est prise à la base c'est-à-dire à - 64 m

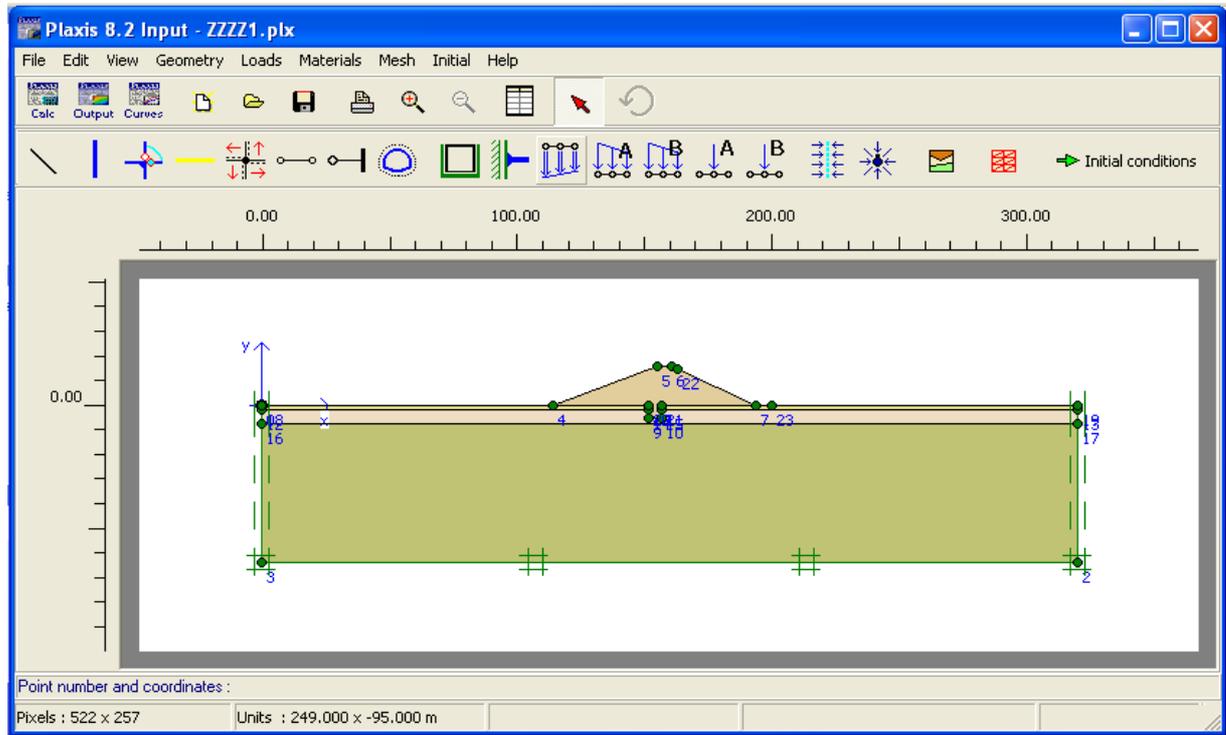


Fig 4.9. Représentation du modèle Géométrique du projet

- 1 - Fragment de calcaire
 - 2 - Sable fin argileux jaunâtre
- 3 - Argile beige sableuse passage de gypse
 - 4 - Marne argileuse grise friable

5.3 Caractéristiques des matériaux

Paramètre	Nom	Sol 1 Fragment de calcaire	Sol 2 Sable fin argileux	Sol 3 Argile beige sableuse	Sol 4 Marne argileuse
Modèle type	mode 1	M.C	M.C	M.C	M.C
Type de comport	type	D	D	D	D
Poids volum sec kN/m ³	γ_d	18	18	16	18
Poids volum hum kN/m ³	γ_h	20	19	19	21
Perméabilité verti m/s	Ky	$3.1 \cdot 10^{-4}$	$3.1 \cdot 10^{-4}$	$4.7 \cdot 10^{-3}$	$5.8 \cdot 10^{-4}$
Perméabilité hori m/s	Kx	$3.1 \cdot 10^{-3}$	$3.1 \cdot 10^{-3}$	$4.7 \cdot 10^{-2}$	$5.8 \cdot 10^{-3}$
Module d'Young kN/m ²	E	40000	30000	80000	76500
Coef poisson	ν	0.35	0.3	0.3	0.3
Cohésion kN/m ²	C	0.2	0.1	0.1	1
Angle de Frottement °	Φ	30	30	37	30
Angle de dilatance °	Ψ	0	0	7	0

Tableau 4. 1. Paramètres des différentes couches

5.4 Génération du maillage

On règle la finesse du maillage (Global Coarseness) sur « medium ». Le maillage est présenté sur la (figure 4.10)

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 455 éléments et le nombre de nœuds est de 3831 nœuds.

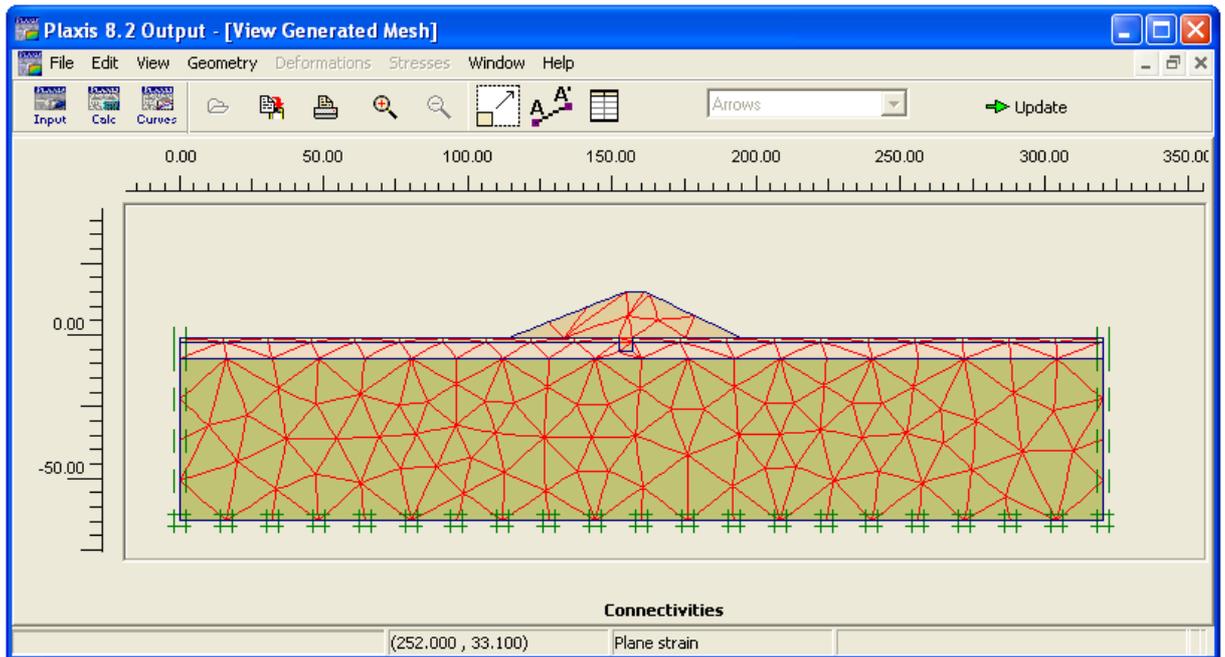


Fig. 4.10. Représentation du Maillage du projet

5.5 Définition des conditions initiales

Pour le calcul des contraintes initiales, on génère les contraintes initiales en prenant les valeurs de K0 par défaut, la valeur de K0 est prise automatiquement d'après la formule de Jacky on garde le poids du sol à 1 ce qui correspond à une application totale de la gravité (Fig 4.11)

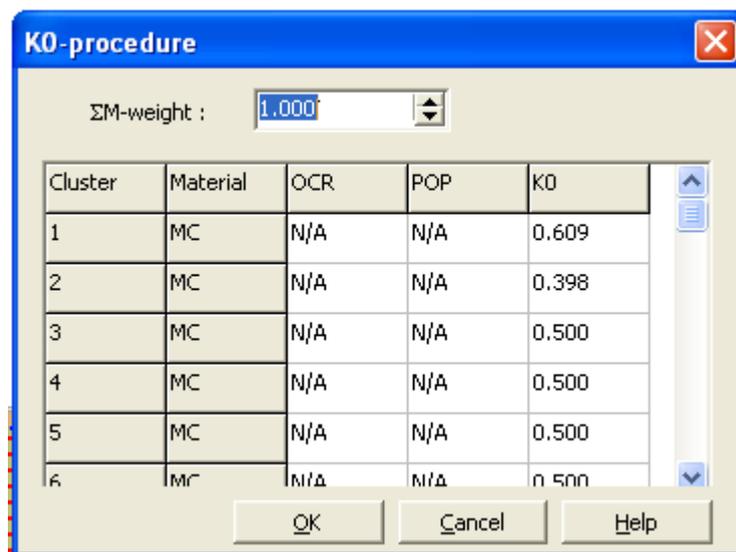


Fig 4.11 Application totale de la gravité K0 =1

5.6 Conditions Hydrauliques

Le niveau de la nappe phréatique initial se trouve à plus de 30 m de profondeur pour les calculs dans les conditions initiales il a été pris à la base du modèle c'est-à-dire au niveau du substratum à -64m (Fig 4.12)

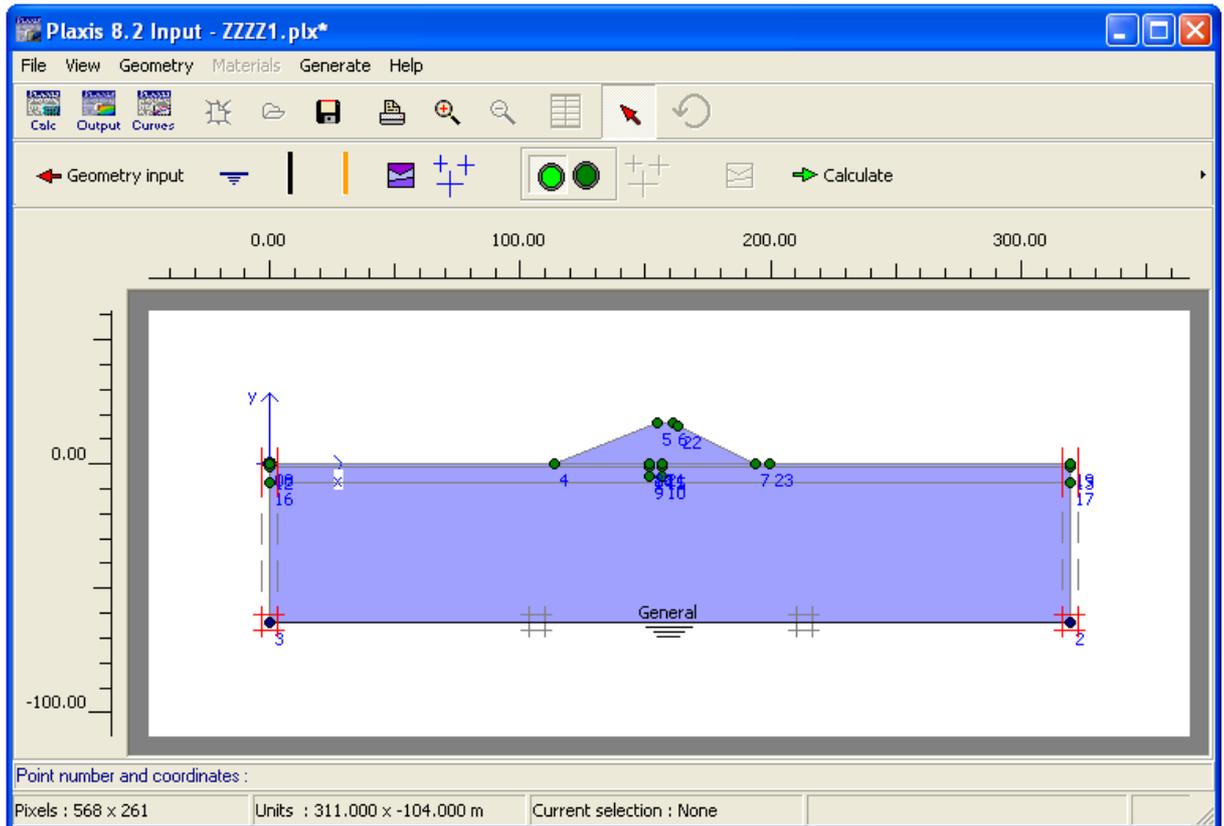


Fig. 4.12. Représentation des conditions Hydrauliques du projet

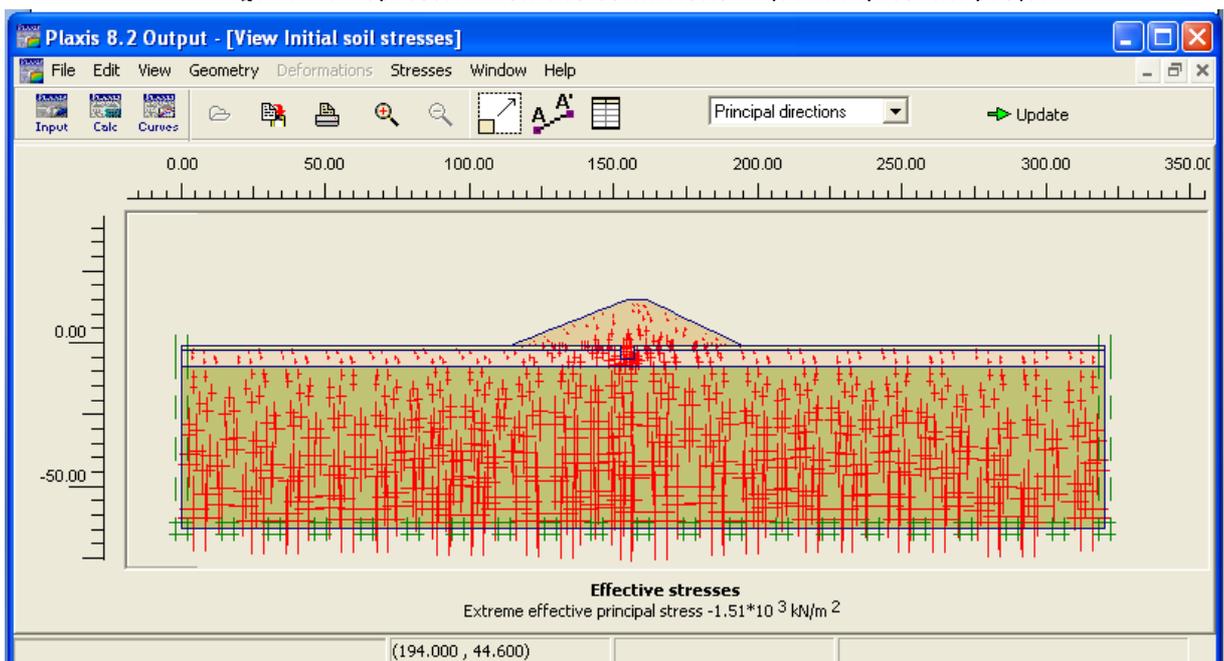


Fig. 4.13. Contraintes effectives initiales 1510 kN/m²

6. PHASES DE CALCUL

Le premier calcul se fait avec les données citées ci-dessus selon les phases suivantes:

Phase 0 Phase initiale

Phase 1 Phase plastique Digue vide

Phase 2 Phase plastique digue pleine au niveau de 15 m

Phase 3 Coefficient de sécurité pour la phase 2

Le contact eau - gypse crée un phénomène de dissolution, et vu que le logiciel plaxis ne prend pas en compte les réactions chimiques qui se produisent au niveau du sol, alors on peut assimiler ce phénomène de dissolution à une augmentation de perméabilités pour cela on doit augmenter progressivement les valeurs de perméabilité de la couche qui contient le gypse " couche 3" et de voir l'évolution des fuites les valeurs sont présentés dans le tableau suivant:

Le premier calcul est basé sur l'effet des pathologies observées au niveau des fondations de la digue, sur le quel on a pris différentes valeurs de perméabilités, en commençant par des valeurs légèrement inférieures aux valeurs réels ensuite augmentés progressivement jusqu'aux valeurs critiques.(Tableau 4.2)

Perm. Ky m/s	Perm. Kx m/s	Dépl Tot .10 ⁻³ m	Dépl Hori .10 ⁻³ m	Dépl Vert .10 ⁻³ m	Press Interst kN/m2	Vitesd'écoul m/s	Coef sécuri
4.7E-03	4.7E-02	162.32	74.25	151.47	785.52	2.50E-03	1.37
9.4E-03	9.4E-02	163.02	73.96	152.04	785.52	3.30E-03	1.35
1.9E-02	1.9E-01	164.24	72.71	153.12	785.52	6.50E-03	1.30
2.8E-02	2.8E-01	165.36	71.98	154.19	785.52	9.50E-03	1.25
3.8E-02	3.8E-01	166.57	71.29	155.30	785.51	1.26E-02	1.20
4.7E-02	4.7E-01	167.46	70.75	156.12	785.50	1.52E-02	1.14
5.6E-02	5.6E-01	168.52	70.28	157.05	785.49	1.78E-02	1.10
6.1E-02	6.1E-01	168.98	70.04	157.46	785.49	1.93E-02	1.07
6.6E-02	6.6E-01	169.52	69.81	157.94	785.48	2.07E-02	1.04
7.1E-02	7.1E-01	170.00	69.59	158.34	785.47	2.20E-02	1.02
7.5E-02	7.5E-01	170.45	69.43	158.72	785.46	2.31E-02	0.98

Tableau 4.2 Variation des différentes valeurs en fonction des perméabilités

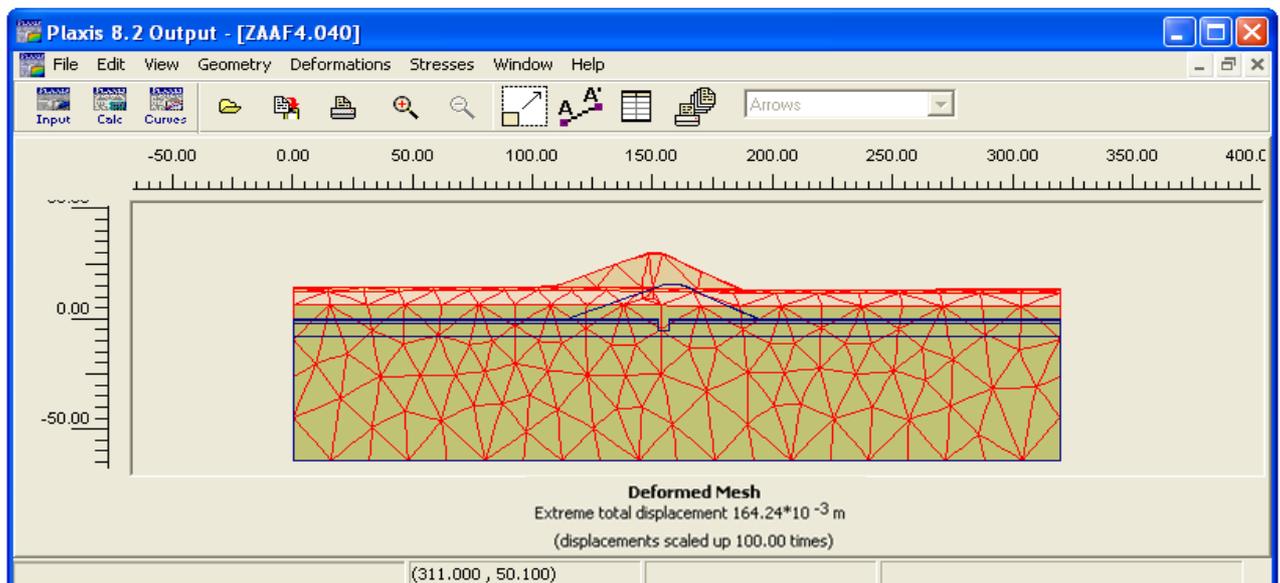


Fig. 4.14. Déformation du maillage

6.1 Les déplacements

Les déplacements totaux (Total displacements) représentent les déplacements cumulés absolus $|u|$, calculés à partir des composantes horizontales (x) et verticales (y) des déplacements à chaque nœud (Fig 4.15).

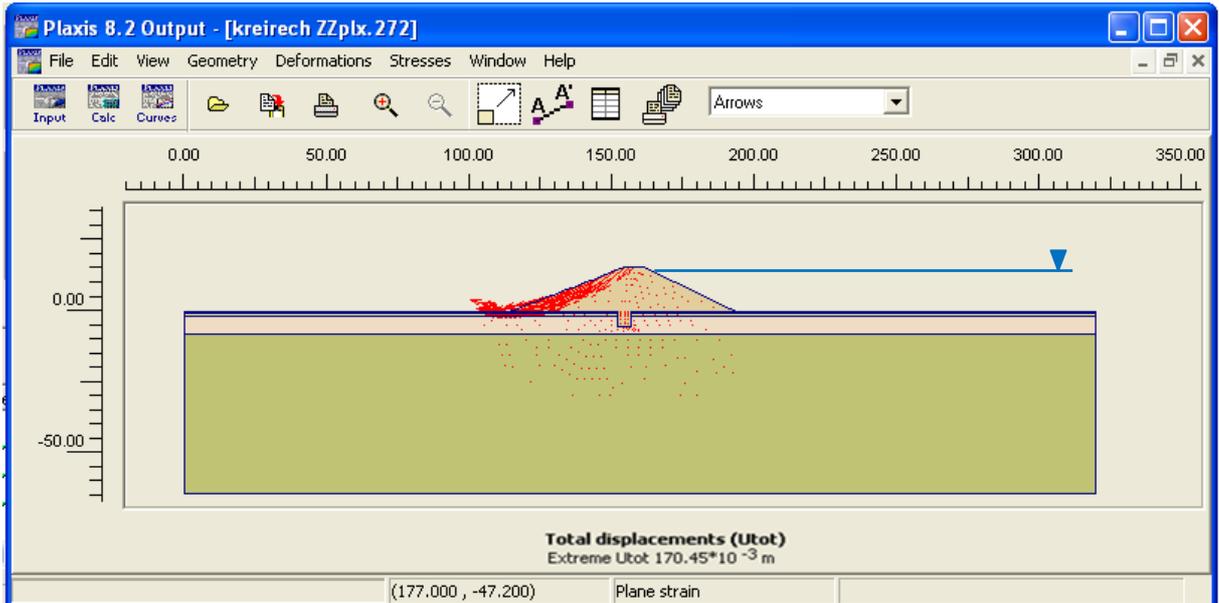


Fig 4.15 Déplacements totaux max

Une coupe au niveau de n'importe quel point au niveau de l'ouvrage indique le sens et l'intensité de ce déplacement en ce point (Fig 4.16).

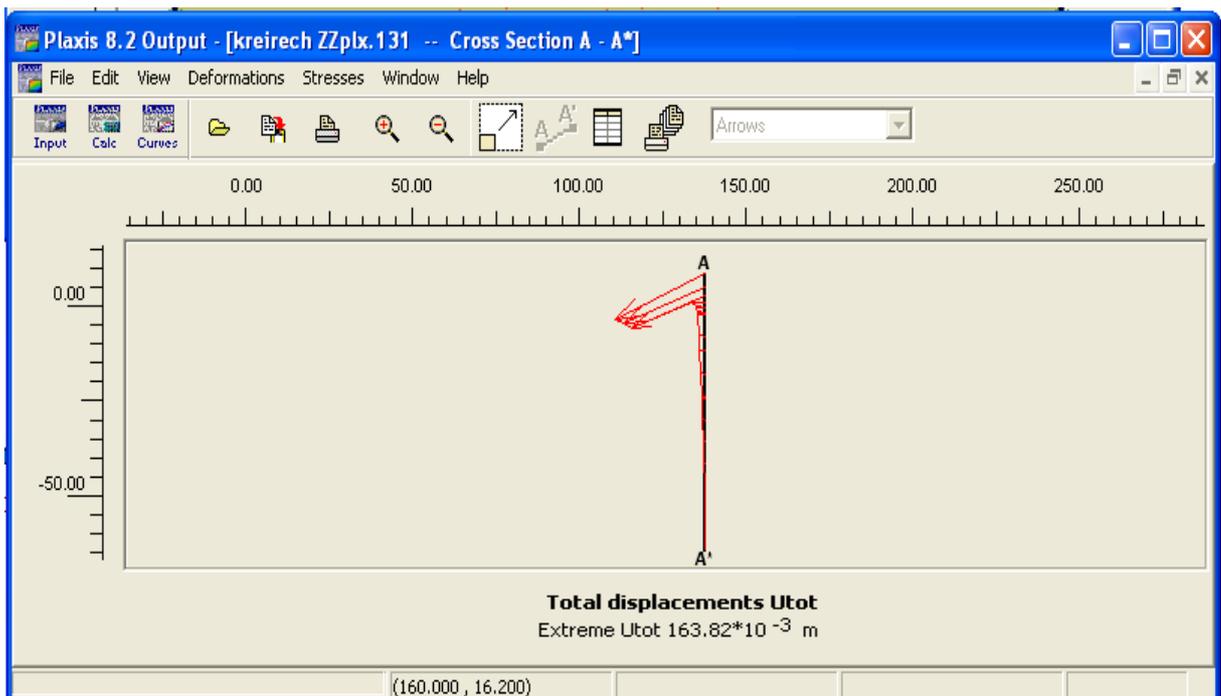


Fig 4.16 une coupe transversale montre les déplacements totaux max

6.2 Les contraintes totales

Les contraintes totales (Total stresses) sont les contraintes totales S (contrainte effective + pression interstitielle) dans la géométrie à la fin du pas de calcul en cours; elles sont affichées sur un dessin de la géométrie.

Les contraintes totales (Total stresses) peuvent être représentées sous la forme des contraintes principales (Principal directions), des contraintes moyennes p (Mean stresses) ou des contraintes de cisaillement relatif (Deviatoric stresses).

Les contraintes principales totales sont représentées par des croix au niveau des points de contrainte des éléments (Fig 4.17).

Notons que les compressions sont considérées comme négatives

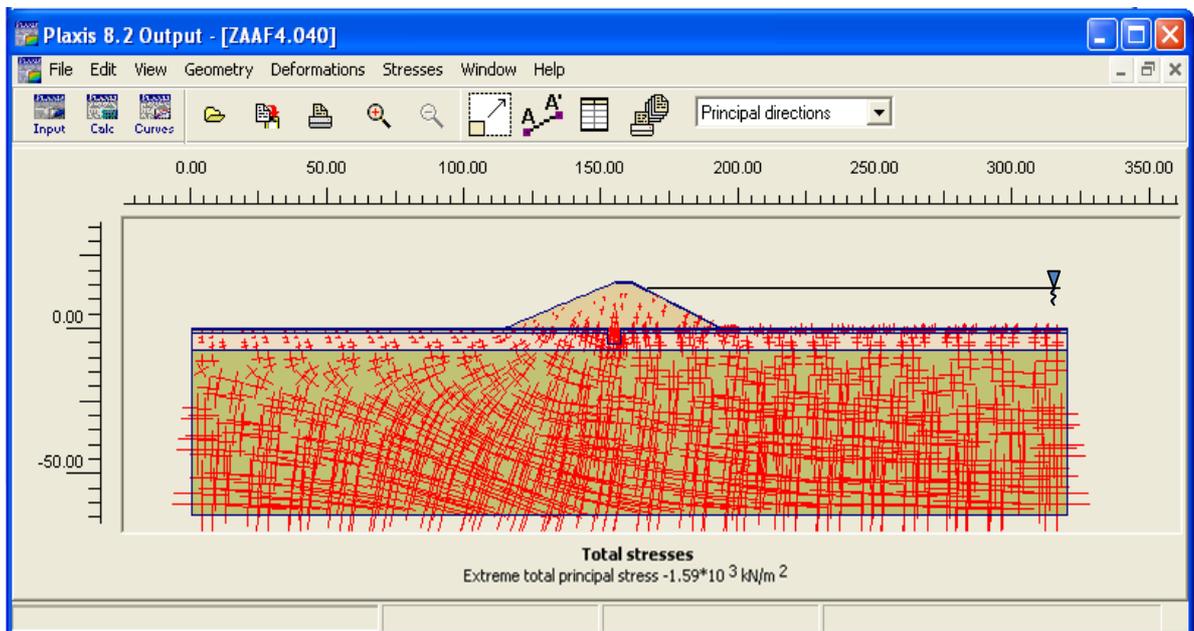


Fig. 4.17. Contraintes totales digue pleine 1590 kN/m²

6.3 Les points plastiques

Les points plastiques (Plastic points) sont les points de contrainte dans un état plastique. Les points de contraintes plastiques sont indiqués par de petits symboles qui peuvent avoir différentes formes et différentes couleurs, selon le type de plasticité qui apparaît. Un carré vide rouge indique que les contraintes se trouvent sur la surface de l'enveloppe de rupture de Coulomb. Un carré blanc plein indique que le critère de plafonnement des tractions a été appliqué. Un carré bleu marqué d'une croix représente un état normalement consolidé où la contrainte de pré-consolidation est équivalente à l'état de contrainte actuel (Fig 4.18).

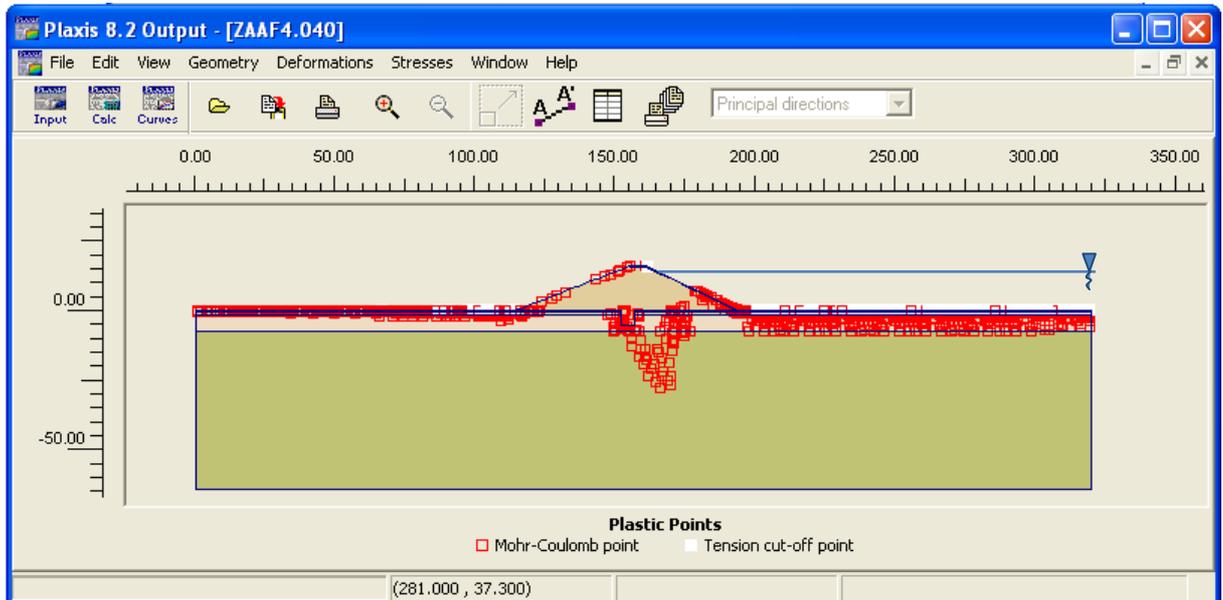


Fig. 4.18. Points Plastiques digue pleine

6.4 Les pressions interstitielles

Les pressions interstitielles actives (Active pore pressures) sont les pressions interstitielles totales p_w (c'est-à-dire pressions interstitielles permanentes + surpressions interstitielles)

Par défaut, les pressions interstitielles actives sont représentées comme des contraintes principales. Bien qu'elles soient isotropes et qu'elles n'aient pas de direction principale. La longueur de chaque ligne correspond à l'amplitude des pressions interstitielles actives et les directions coïncident avec les axes x et y. Les pressions interstitielles actives en traction sont indiquées par une flèche plutôt qu'une ligne. Les pressions sont considérées comme négatives (Fig 4.19).

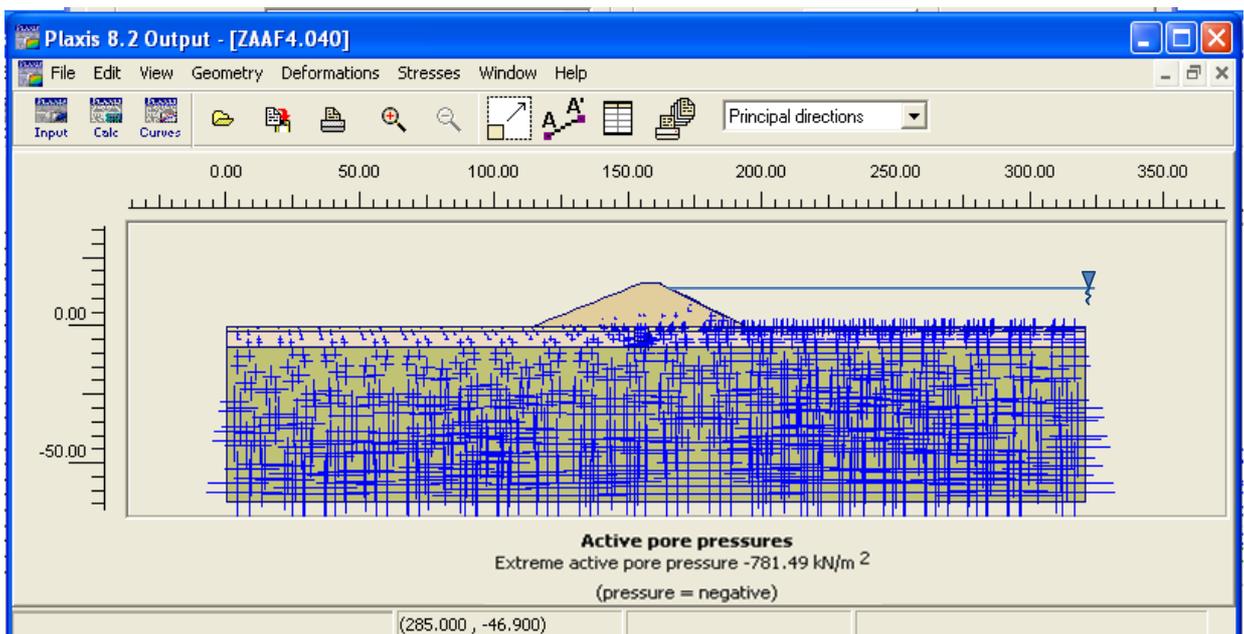


Fig. 4.19 Pressions interstitielles

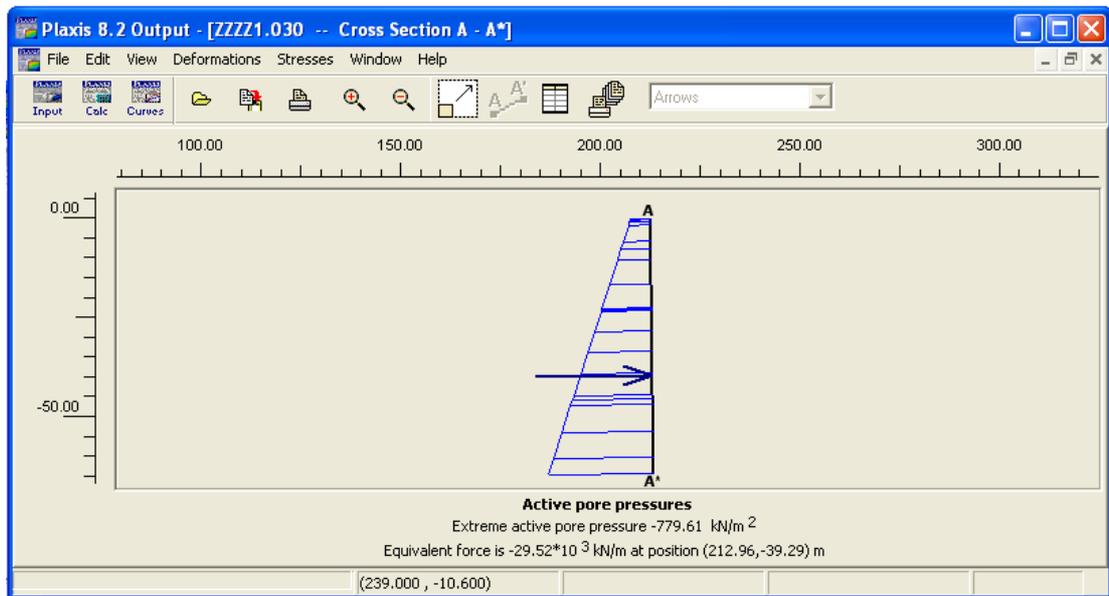


Fig 4.20 Diagramme des pressions interstitielles côté Amont

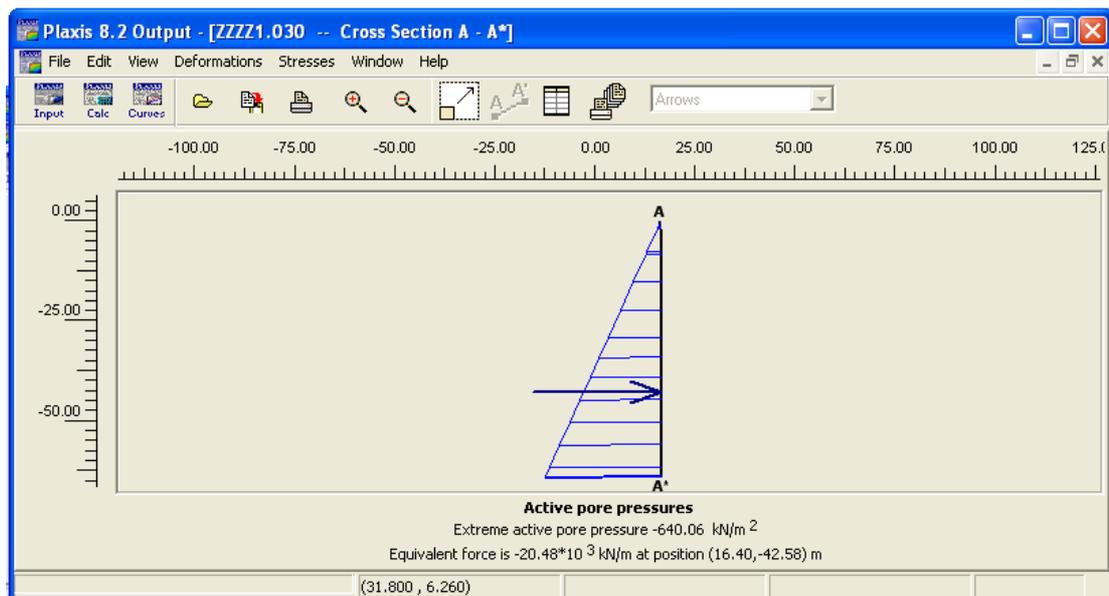


Fig 4.21 Diagramme des pressions interstitielles côté Aval

6.5 Réseau de lignes d'écoulement

Le réseau de lignes d'écoulement (Flow field) est représenté par des flèches (Arrows). La longueur de chaque flèche indique l'amplitude du débit spécifique alors que la direction de la flèche indique la direction de l'écoulement (Fig 4.22).

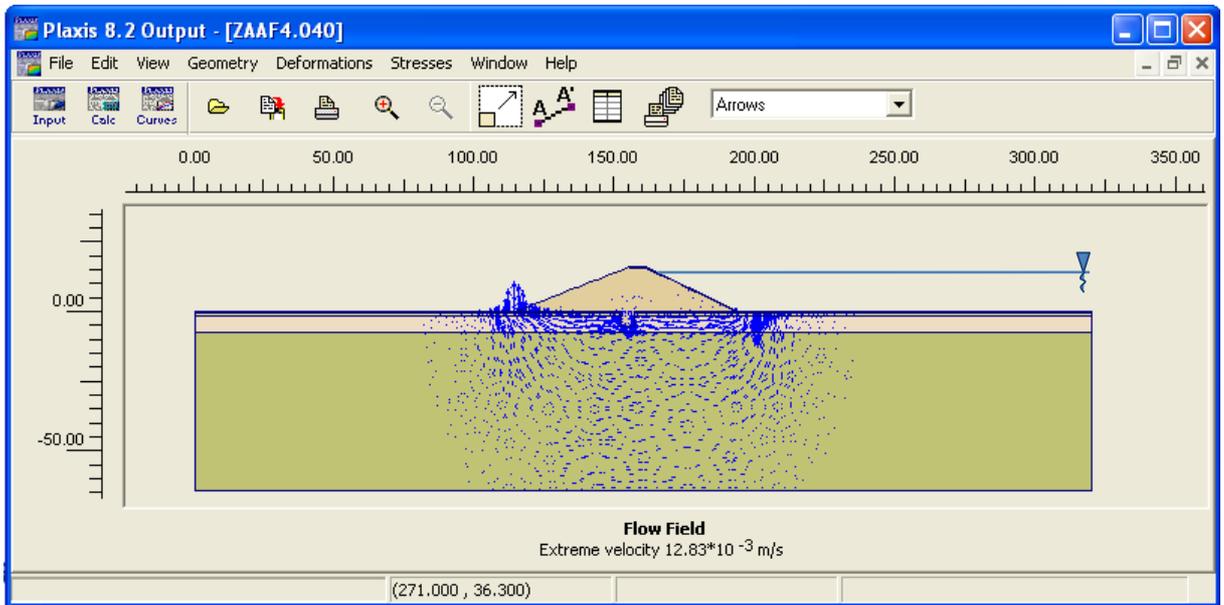


Fig. 4.22. Champ d'écoulement digue pleine

6.6 Résultats

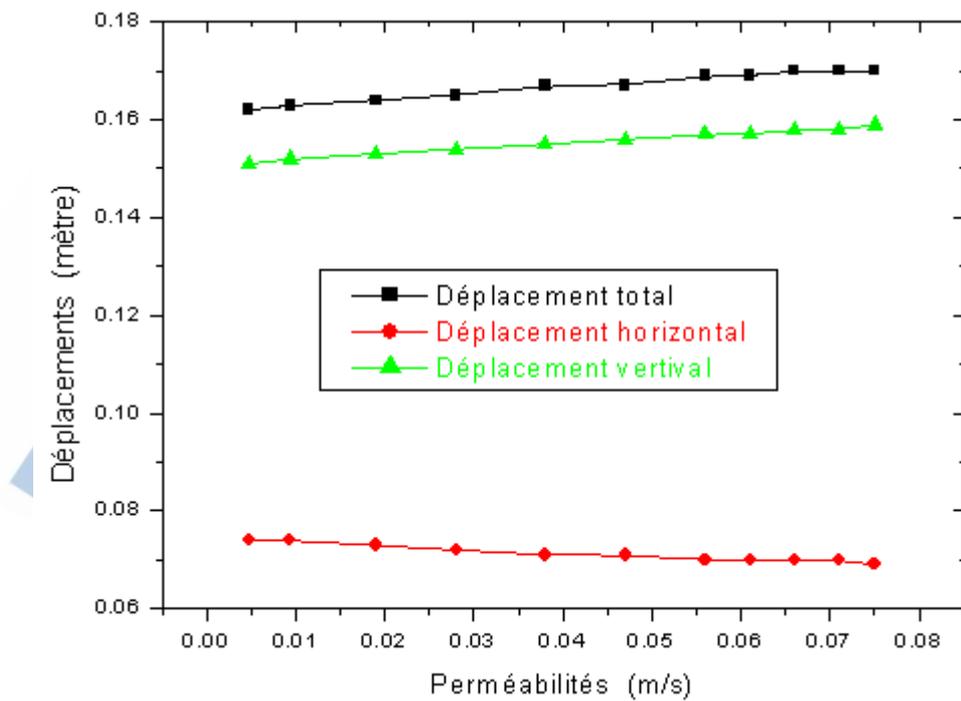


Fig 4.23 Courbe représentative des déplacements en fonction des perméabilités

Le déplacement vertical est plus important que le déplacement horizontal ce qui se traduit par un tassement de la digue(Fig 4.23).

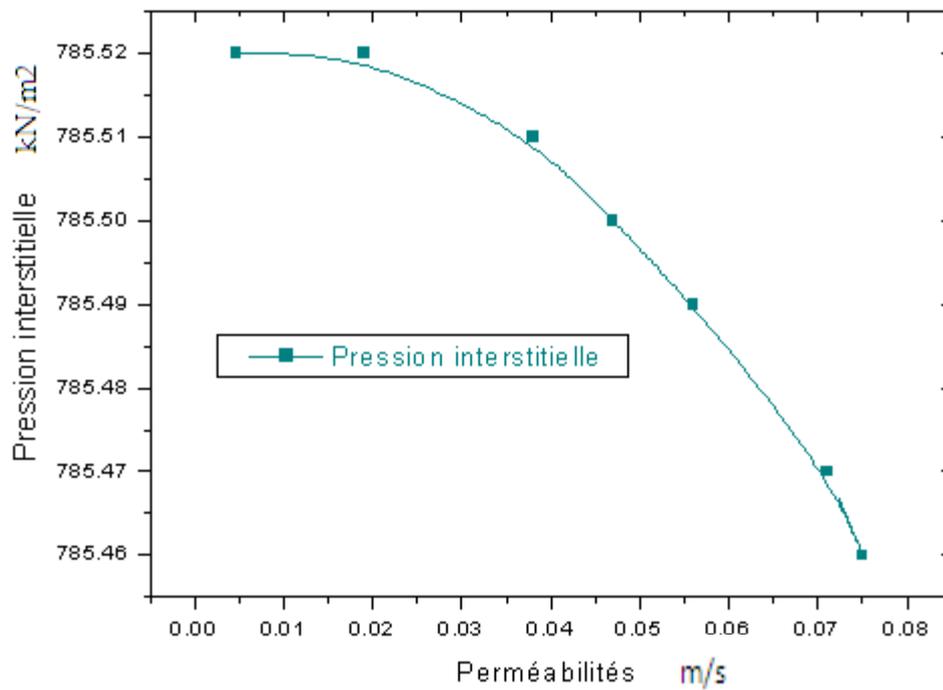


Fig 4.24 Pressions interstitielles en fonction des perméabilités

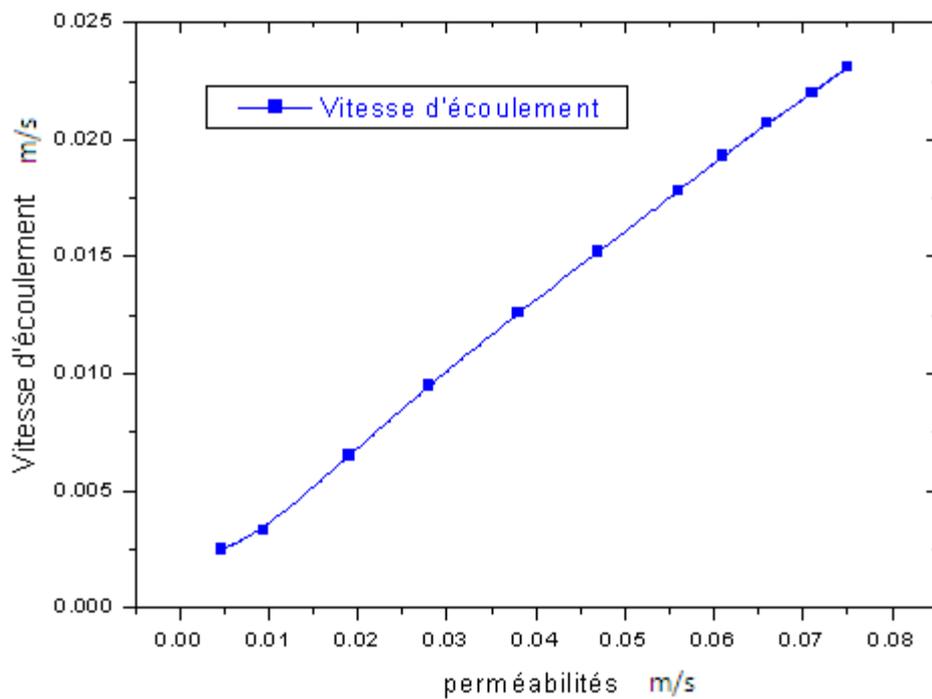


Fig 4.25 Vitesses d'écoulements en fonction des perméabilités

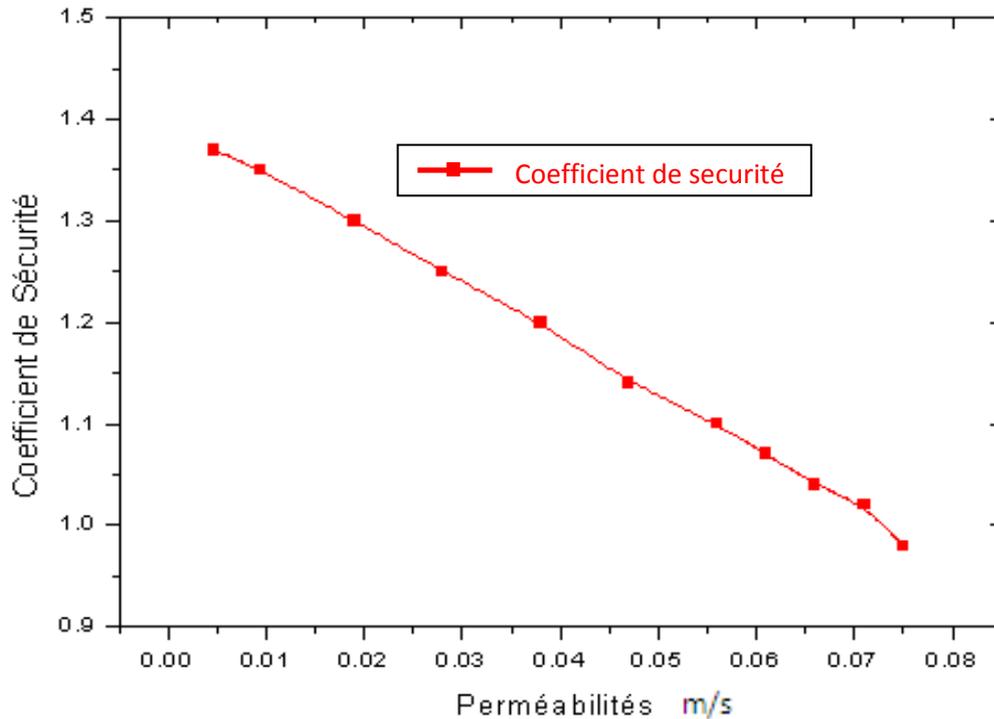


Fig 4.26 Coefficients de sécurité en fonction des perméabilités

6.6.1 Interprétation

Les représentations graphique ci-dessus montrent que:

On augmentant les valeurs de perméabilités, cela veut dire que la circulation d'eau à travers les particules sera plus facile et par la suite, la vitesse d'écoulement sera plus importante Fig (4.25) ce qui facilite et favorise le phénomène d'érosion interne de la fondation; l'existence de fuite s'explique par la dissipation de la pression interstitielle à travers la fondation de la digue Fig (4.24). Ces paramètres ont donnés lieux à un déplacement vertical très important par rapport au déplacement horizontal Fig (4.23) ce qui mène l'ouvrage à un tassement.

D'autre part le coefficient de sécurité tend vers des valeurs inférieures aux normes Fig (4.26) ce qui menace la stabilité de l'ouvrage.

6.7 Remèdes et mise en état

Pour le deuxième calcul on s'intéresse aux solutions préconisées pour la réhabilitation et la mise en forme de la digue en s'inspirant des rapports d'expertise réalisés par des experts dans le domaine des barrages (Rapport préliminaire; Rouissat)

L'objectif est de réduire la vitesse de l'eau à la résurgence pour qu'elle ne puisse pas arracher de particules solides et amorcer un phénomène érosif.

La règle de Lane utilisée a permis de mettre en évidence ce phénomène par l'obtention de gradients hydrauliques trop élevés.

On peut réduire ces gradients en allongeant les trajectoires sous l'ouvrage grâce à un tapis étanche ou (une géo membrane) à l'amont du remblai sous l'appui gauche.

Rabattre la nappe à l'aval avec des puits filtrants en sable sous forme de drain à l'aval de la digue.

Ces recommandations sont introduites dans le logiciel avec plusieurs combinaisons

Tel que tapis étanche, para fouille à l'amont et système de drainage à l'aval.

Chacune des solutions est représentée par les Figures suivantes :

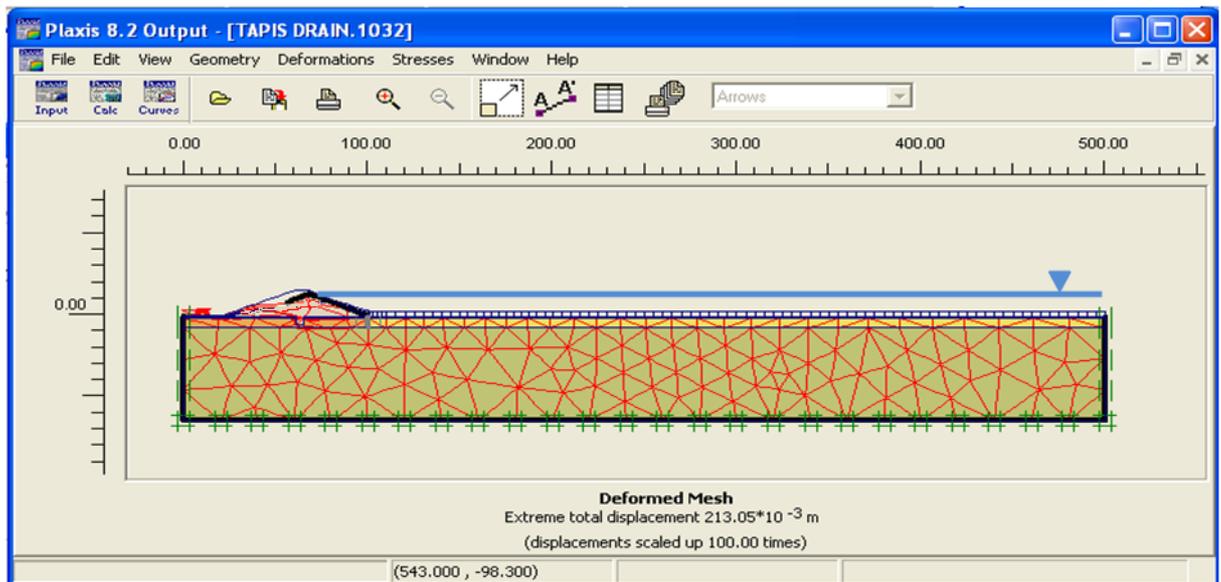


Fig 4.27 Déformation du maillage (digue avec para fouille)

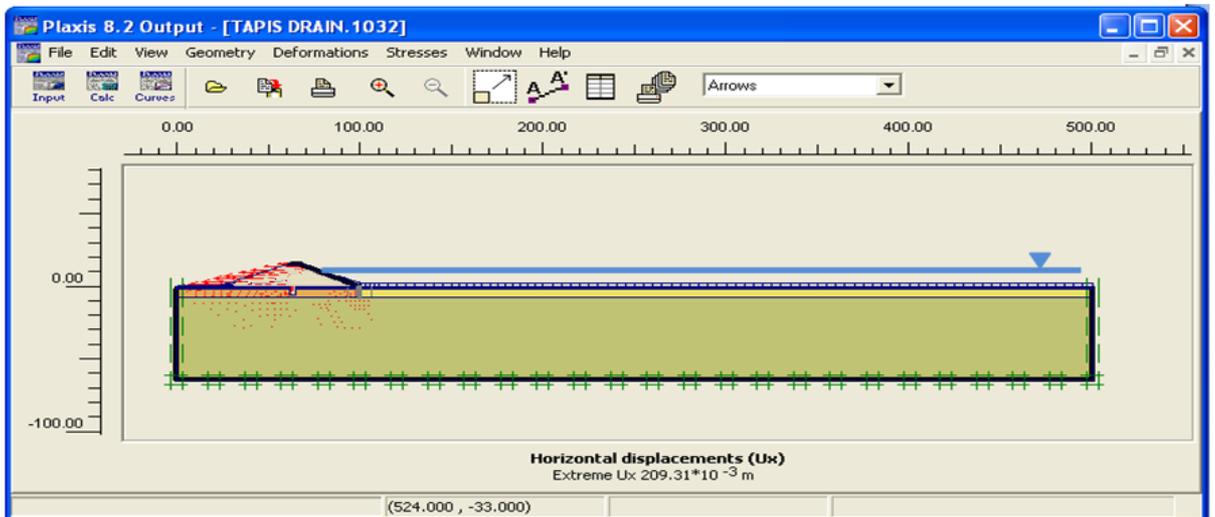


Fig 4.28 Déplacement horizontal (digue avec para fouille)

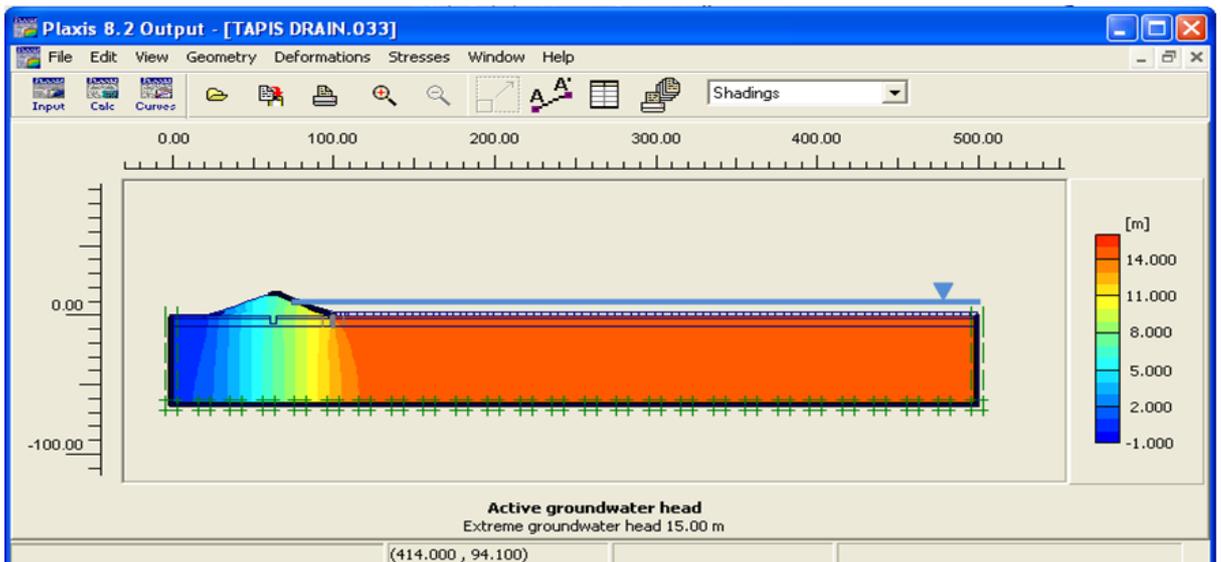


Fig 4.29 Potentiel hydraulique (digue avec para fouille sans tapis)

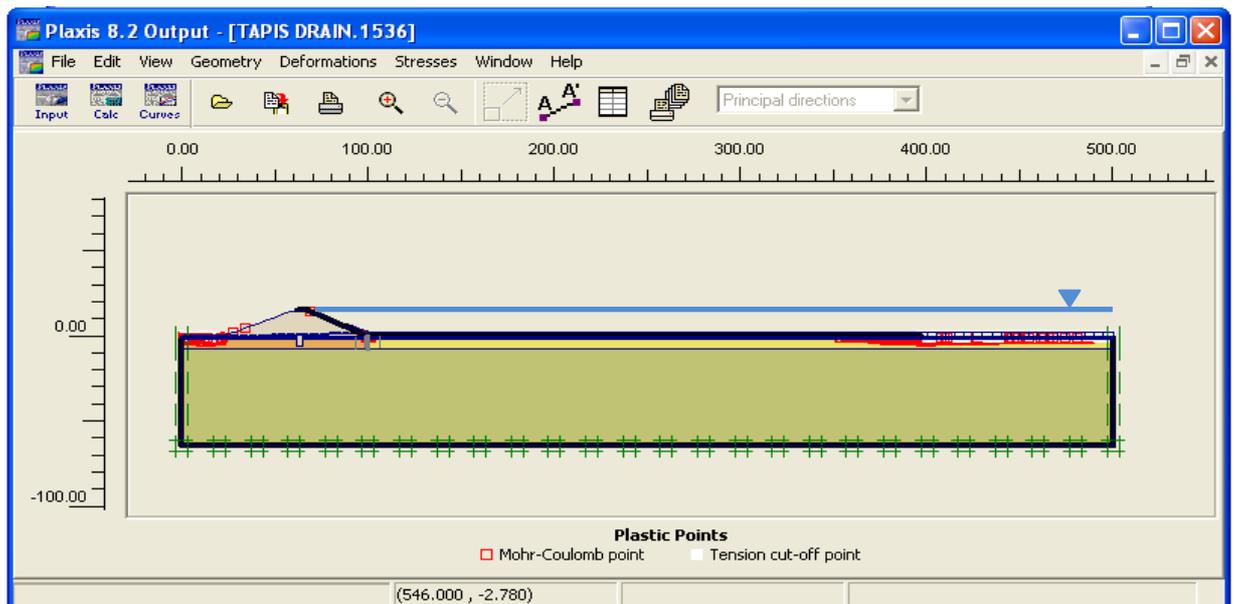


Fig 4.30 Points plastiques (digue avec para fouille + Tapis)

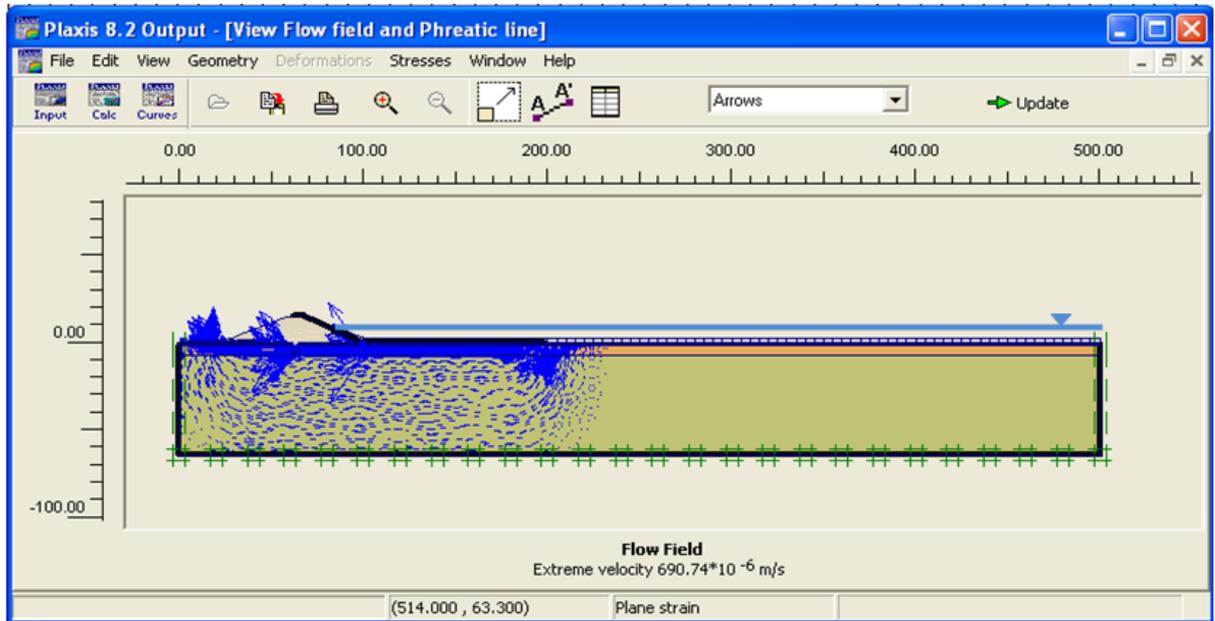


Fig 4.31 Réseau de lignes d'écoulement (digue avec para fouille + Tapis)

Longueur Tapis m	Deformation m	Deplac Horiz m	Deplac Verti m	Pression Interstitielle kN/m ²	Vitesse d'écoulement m/s	Coeff de securité
0	174.87 10 ⁻³	126.75 10 ⁻³	165.19 10 ⁻³	879.51	1.23 10 ⁻³	1.274

Tableau 4.3 Valeurs pour para fouille seulement

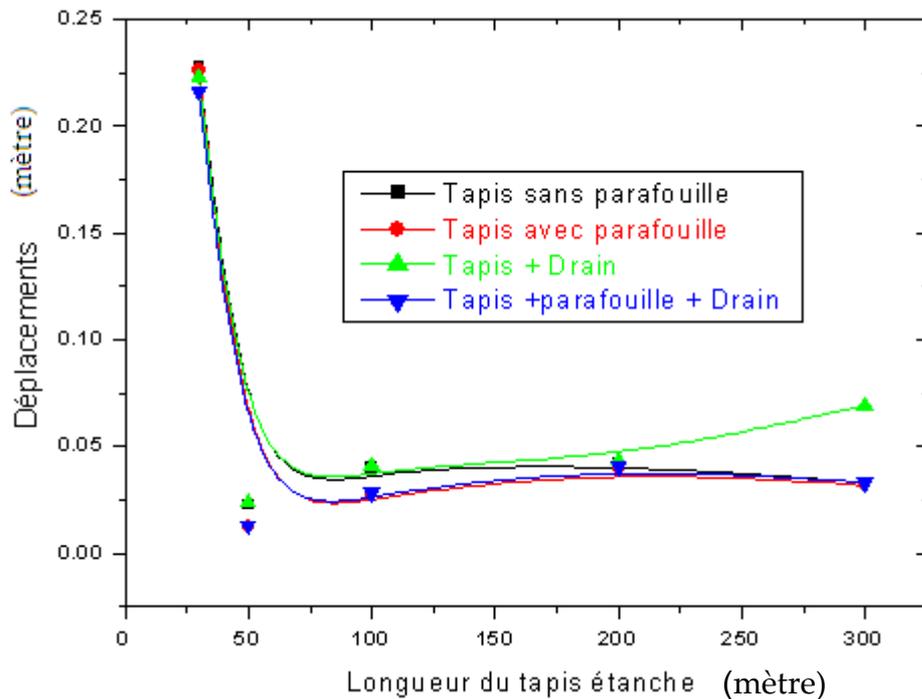


Fig 4.32 Déplacements en fonction des longueurs du tapis étanche

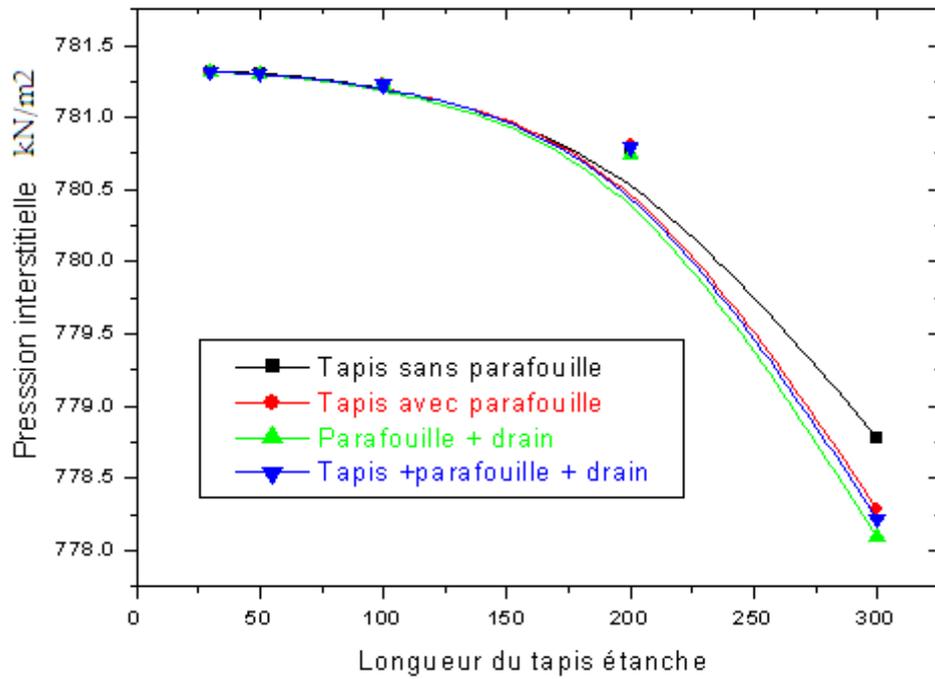


Fig 4.33 Pressions interstitielles en fonction des longueurs du tapis étanche

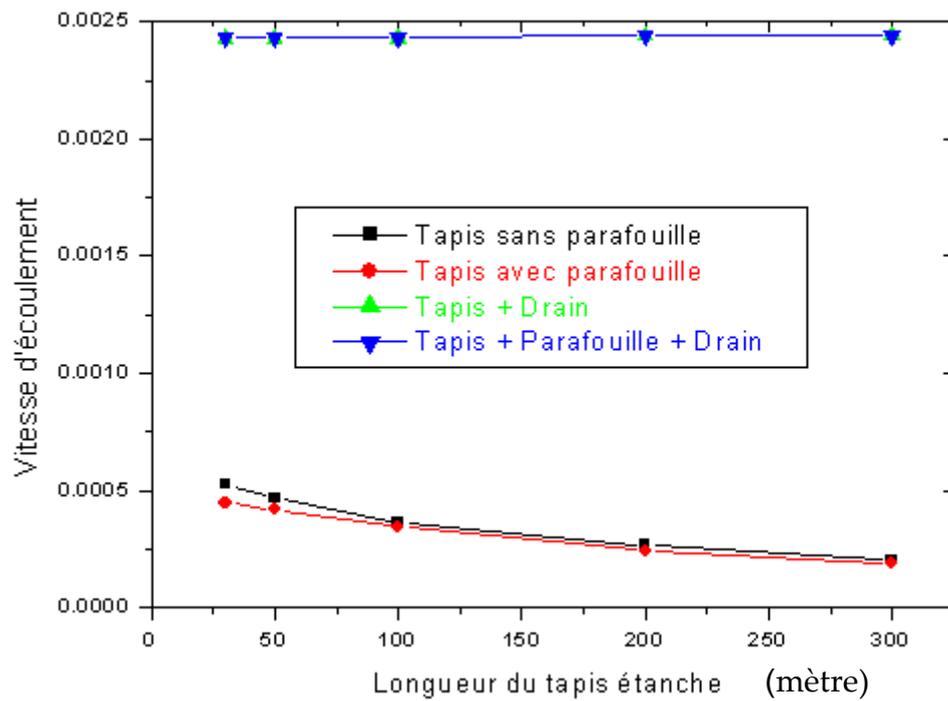


Fig 4.34 Vitesses d'écoulements en fonction des longueurs du tapis étanche

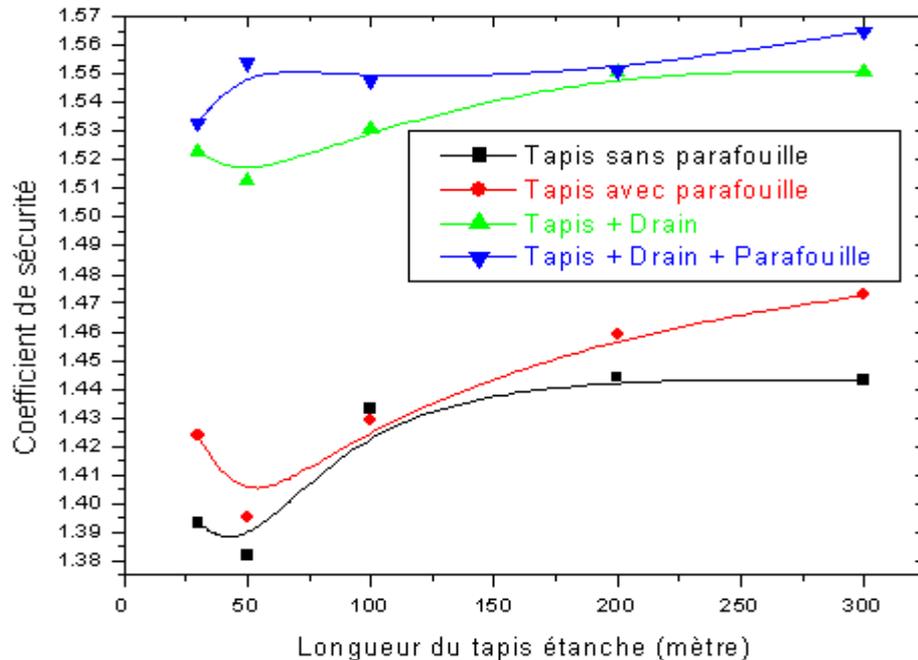


Fig 4.35 Coefficient de sécurité en fonction des longueurs du tapis étanche

6.7.1 Interprétation des Résultats

Le tapis étanche en géo membrane joue un rôle d'isolant, ce qui fait que le contact eau- sol diminue avec la longueur du tapis, et par la suite la pression interstitielle diminue Fig (4.33) ; dans ce cas là la réalisation du drain et du para fouille n'ont aucune influence sur la pression interstitielle dès que le tapis étanche est mis en place. La vitesse d'écoulement ne présentera pas de variations remarquables. Par contre le coefficient de sécurité augmente avec la longueur du tapis et atteint sa valeur maximale lorsqu'il ya combinaison des trois solutions " tapis+ para fouille +drain".

7. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a présenté une simulation numérique d'une digue en terre soumise à des pathologies sévères, tel que l'érosion interne.

A travers cet exemple on a introduit le model de comportement le plus utilisé par les géotechniciens en général qui est le modèle de Mohr-coulomb

On a essayé d'utiliser une méthodologie aussi simple que possible afin que le lecteur puisse suivre correctement la démarche utilisé et le résultat de calcul.

Vu que le logiciel plaxis ne traite pas les problèmes chimique tel que la dissolution du gypse, et que le problème de fuite dû à ces réactions chimiques peut être assimilé à une augmentation de perméabilités.

Pour cela on a fait varier les valeurs de perméabilités, et observer leurs effets sur le comportement de l'ouvrage jusqu'aux valeurs critiques.

Les solutions sont introduites individuellement et regroupés pour voir leurs effets et s'en servir des meilleurs pour notre cas.

CONCLUSION GENERALE

Le travail présenté dans ce mémoire avait pour finalité de caractériser expérimentalement, et numériquement les pathologies de la digue d'oued kreirech dans la wilaya de Djelfa.

La synthèse bibliographique effectuée sur les barrages en terre, les systèmes d'auscultation et de surveillance, et les différentes pathologies de ruptures; a permis de sentir la gravité du problème de l'érosion interne et ses conséquences, ainsi que les mesures à prendre face à ce phénomène.

Les sorties sur site ont permis d'identifier les anomalies que présente cette digue et qui se résument par des fuites particulièrement concentrées au pied aval de la digue et à l'aval de l'appui gauche, et qui sont économiquement non acceptables, dans cette région, où les besoins en eau sont considérables. Ces fuites ont provoqué une érosion régressive, qui pourrait aboutir à son état ultime qui est le phénomène de renard, et par conséquent la ruine de l'ouvrage.

Dans l'étude du cas de la digue d'oued kreirech, et vu l'absence des moyens d'auscultation, de mesure, et de surveillance nous nous sommes basés sur le rapport géotechnique établi par Mr Rouissat (en qualité de consultant auprès du CTH Tlemcen) dans le cadre de l'expertise de cet ouvrage. Nous avons complété la caractérisation par quelques essais d'identification géotechniques, et de dispersivité sur des échantillons prélevés au niveau des zones de fuites. La simulation numérique faite a pour objet; la vérification des états observés et les solutions préconisées. Vu que le logiciel plaxis ne traite pas les problèmes chimiques tels que la dissolution du gypse, et afin de modéliser les fuites observées au niveau de la fondation, on s'est proposé de faire varier les valeurs de la perméabilité au niveau des couches qui contiennent le gypse. Cette démarche a montré la future dégradation de la fondation par le biais de la diminution de la valeur du coefficient de sécurité, ce qui menace la stabilité de l'ouvrage.

D'autre part, les solutions préconisées ont été introduites dans le logiciel plaxis. Les calculs ont montré qu'une combinaison des solutions ci-dessus peuvent être satisfaisantes pour améliorer la sécurité de l'ouvrage :

- Réduire ces gradients en allongeant les trajectoires sous l'ouvrage grâce à un tapis étanche en géomembrane à l'amont du remblai, sous l'appui gauche.
- S'agissant de la géologie locale complexe pour les sols de fondations un réseau de puits drainant avec décharge de 1.2 m de profondeur est aménagé à l'aval.

- Etanchéisation de la rive gauche par la réalisation d'un voile d'injection ou la réalisation d'une paroi rigide type paroi moulée
- Prolongement de la digue au niveau de cette zone combiné avec un tapis amont de longueur 200 m.
- On peut également réaliser des puits filtrants en sable avec filtre et installer des piézomètres pour le contrôle du niveau de la nappe.

Enfin au terme de ce travail nous pouvons proposer plusieurs voies d'approfondissement en intégrant les essais géotechniques in-situ et les essais de prospection géophysique pour améliorer la précision des données ainsi que des essais au laboratoire approfondis pour la détermination des paramètres Comme la perméabilité qui est très importante pour ce type de problèmes.

Rapport-Gratuit.com

**REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES**

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Al Hussein Mohammad, 2001 , Étude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques, L'Université d'Alep-Syrie.

Bendahmane Fateh , Didier Marot, Alain Alexis et Pierre Thomas,2004, Etude expérimentale de l'évolution par érosion interne des matériaux d'ouvrage hydraulique en terre. GeM, UMR CNRS 6183, Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique Saint-Nazaire, France.

Bendahmane Fateh,2005, Influence des interactions mécaniques, eau-sol sur l'érosion interne, Thèse de Doctorat Université de Nantes.

Bièvre Grégory, Norgeot Christophe DESS à la géophysique appliquée de l'université paris VI,2005, Utilisation des méthodes géophysiques pour l'auscultation des digues en eau, étude de cas sur le canal centre de France, Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées.

Blais Jean Pierre,2004, Typologie de l'érosion interne et érosion interne des digues fluviales. Article.

Boleve Alexandre,2009, Localisation et quantification des zones de fuites dans les digues et les barrages par la méthode du potentiel spontané, thèse de doctorat de l'université de Savoie.

Bonelli Stephane, Brivois Olivier, Benahmed Nadia, 2007, Modélisation du renard hydraulique et interprétation de l'essai d'érosion de trou.

Bonelli Stéphane (CR, Cemagref), Golay Frédéric (MdC, Univ. Toulon) et Helluy Philippe (MdC HDR, Univ Toulon) ,2006, Modélisation numérique diphasique d'une interface solide/fluide avec érosion, application a l'érosion interne, Projet de thèse laboratoires : unité « ouvrages hydrauliques et hydrologie », cemagref Aix-en-Provence, Laboratoire d'analyse non linéaire appliquée et modélisation (université du sud - Toulon var).

Bouhlali Malika, 2006, Les risques associés aux barrages,Mémoire de magister en génie civil, Université d'Abou Bekr Belkaid Tlemcen.

Brinkgreve R.B.J, Al-Khoury R., Bakker K.J, Bonnier P.G, Brand P.J.W, Broere W, Burd H.J, Soltys G, Vermeer P.A, Waterman D, Simon B, Bernhardt V, Reboul M, DenHaag Doc,2003, Manuel plaxis v 8.2, delft university of technology & plaxis bv, Pays-Bas.

Châtaignons Sébastien, 2006, L'hydraulique souterraine pour l'étude géotechnique INSA de Strasbourg, Elève ingénieur de 5ème année P.F.E.

Comite Français Des Géo Synthétiques, 2007, Recommandations pour l'utilisation des geosynthétiques dans la lutte contre l'érosion,

Curt Corinne, Daniel Boissier, 2007, Pathologie des barrages: développement d'une base de connaissances et application aux ouvrages en remblai, Cemagref - unité ouvrages hydrauliques et hydrologie, Laboratoire Génie Civil - Polytech Clermont - Université Blaise Pascal.

Curt Corinne, Peyras Laurent, Royet Paul, Huguette Félix, Degoutte Gérard, Mériaux Patrice, Tourment Rémy, Boissier Daniel, 2008, Évaluation de la performance des barrages basée sur la formalisation de l'expertise application à l'érosion interne des barrages en remblai.

Cyrille Fauchard, Meriaux Patrice, 2004, Méthodes géophysiques et géotechniques pour le diagnostic des digues de protection contre les crues ; Guide pour la mise en œuvre. Cemagref.

Djemili Lakhdar, 2006, Critères de choix de projet de barrages en terre étanchéité par le masque en béton bitumineux, Thèse de doctorat en hydraulique Université El hadj Lakhdar Batna.

Djenane Mohamed, Hamami Mounir, Hammoud Farid, 2009, Modélisation numérique de l'effet de la construction d'un ouvrage souterrain sur les terrassements en surface. Application au métro d'Alger. Mémoire de magister en génie civil Université El hadj Lakhdar Batna,.

Durand Jean Maurice, Royet Paul, Meriaux Patrice, 1999, Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale. Eyrolles.

El Houari Nesrine, 2008, Modélisation numérique de la réponse mécanique au voisinage des tunnels dans les sols saturés par plaxis Mémoire de magister en génie civil, Université d'Abou Bekr Belkaid Tlemcen.

Guerfi Houcemeddine, 2007, Stabilisation des talus renforcés par pieux, Mémoire de magister, Université El hadj Lakhdar Batna.

Karech Toufik, 2007, Analyse du comportement des sols renforcés par la méthode de l'homogénéisation, Thèse de Doctorat Université de Batna.

Khansal Abdelkader,2008, Modélisation numérique de l'essai de cisaillement rectiligne,Mémoire de magister en génie civil, Université El hadj Lahkdar Batna.

Lachouette Damien – Bonelli Stéphane,2008, Modélisation de l'érosion par renard hydraulique, du laboratoire à l'ouvrage, 26 rencontres de l'AUGC, Nancy.

Lahmadi Azzedine,2006, Étude paramétrique de l'interaction entre ouvrages tunnel-bâtiment-excavation, Mémoire de Magister, Université de Batna.

Le Deliou Patrick,2003, Les barrages, conception et maintenance. Eyrolles.

Masse .E, Curt C, Le Goc M, Tourment R,2008, Modélisation du comportement d'un barrage en remblai par approche multi-modèles. Cemagref Aix-en-Provence Unité Ouvrages Hydrauliques et Hydrologie , LSIS Laboratoire des sciences de l'information et des systèmes - Université Paul Cézanne Aix-Marseille III.

Meddah Abdelaziz,2008, Étude du comportement d'un sable de d'une sous sollicitations triaxiales, Mémoire de Magister Université de M'sila.

Messaïd Belkacem, 2009, Étude de la position efficace des drains dans les barrages en terre, Thèse De Doctorat en hydraulique, Université Colonel Hadj-Lakhdar- Batna.

Mériaux Patrice, Royet Paul Et Foltou Cyril, 2001, Surveillance entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations, guide pratique à l'usage des propriétaires et des gestionnaires;Cemagref.

Monnet .J, Ploto. P, Kadiri .I,2007, Méthodes de reconnaissances croisées pour l'analyse de stabilité des digues soumises à l'érosion interne.

Frédéric PORTET, 2003, Aide-mémoire Interprétation d'essais de pompage ENTE Aix en Povence.

Peyras Laurent , 2003, Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages Développement de méthodes d'aide à l'expertise Cemagref - unité de recherche « Ouvrages hydrauliques et CUST/LERMES, université Blaise PASCAL - Clermont Ferrand.

Pham Tuan Long, 2008, Érosion et dispersion des sols argileux par un fluide,Thèse de doctorat en géotechnique, école nationale des ponts et chaussées.

Robert François, Bouttes François,1997, Conception et dimension des digues à talus
Service technique central des ports maritimes.

Rouissat.B,CTH Tlemcen2006, rapport d'expertise n° 01, sur la digue de oued
kreirech,.

[Rouissat.B, CTH Tlemcen 2010, rapport d'expertise n° 02, sur la digue de oued
kreirech.

Royet Paul, 2003, (La surveillance et l'entretien des petits barrages, Cemagref.

Serre Damien ,2005, Évaluation de la performance des digues de protection contre les
inondations modélisation de critères de décision dans un système d'information
géographique, Thèse De Doctorat de l'Université de Marne-La-Vallée.

Thibaut Dehove, Hilt Aurelien, Servan Olivier, Optyker David, Wang Le , 2010
Études de conception d'un barrage en enrochements au Sep, ENPC - Projet de
Barrage - Groupe Bleu Rapport final,Ecole des Ponts Paritech.

Yves- Faure Henri - Guidoux Lirigm Cyril, 2005,Détection des fuites dans les digues
de l'Isère par mesures de températures » Programme de recherche financé par le
conseil général de l'Isère, Université Joseph Fourier de Grenoble.

Zeroual Abdellatif,2009, Contribution à l'analyse sismique des barrages en terre:
comportement de la structure, Mémoire De Magister En Hydraulique Universite El
Hadj Lakhdar Batna.

[Dossier technique Digue Oued Kreirech] CTH Alger

[LE RISQUE RUPTURE DE BARRAGE] Novembre 2006
Dossier Départemental Des Risques Majeurs - Département Des Cotes D'Armor -

[RAPID DRAW DOWN]
course for experienced plaxis users

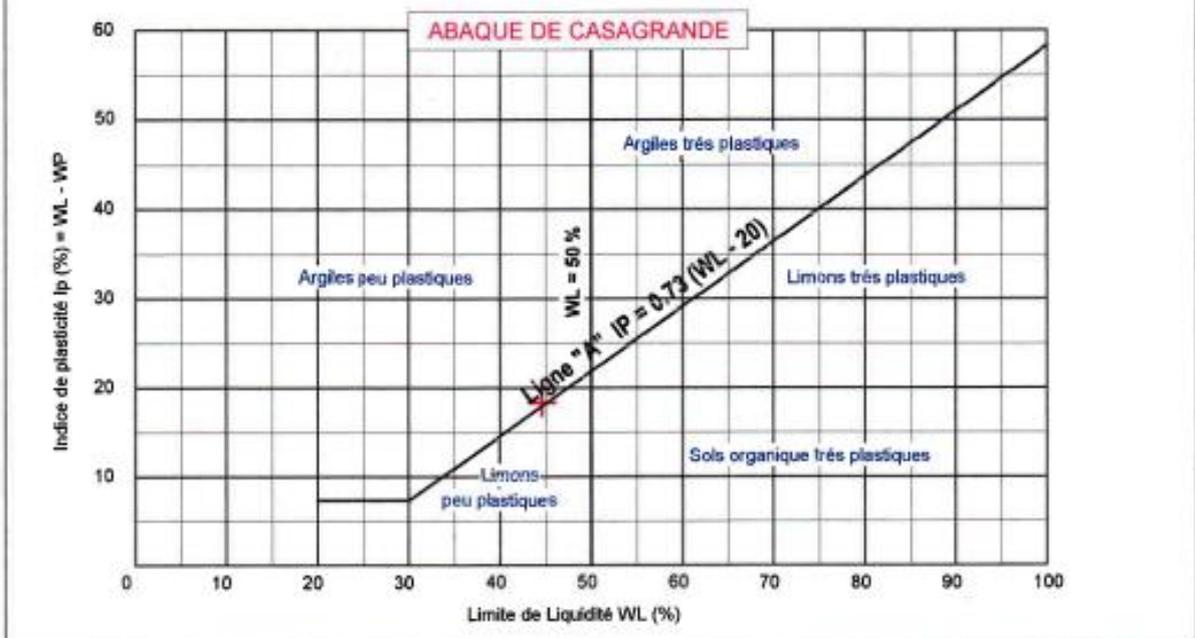
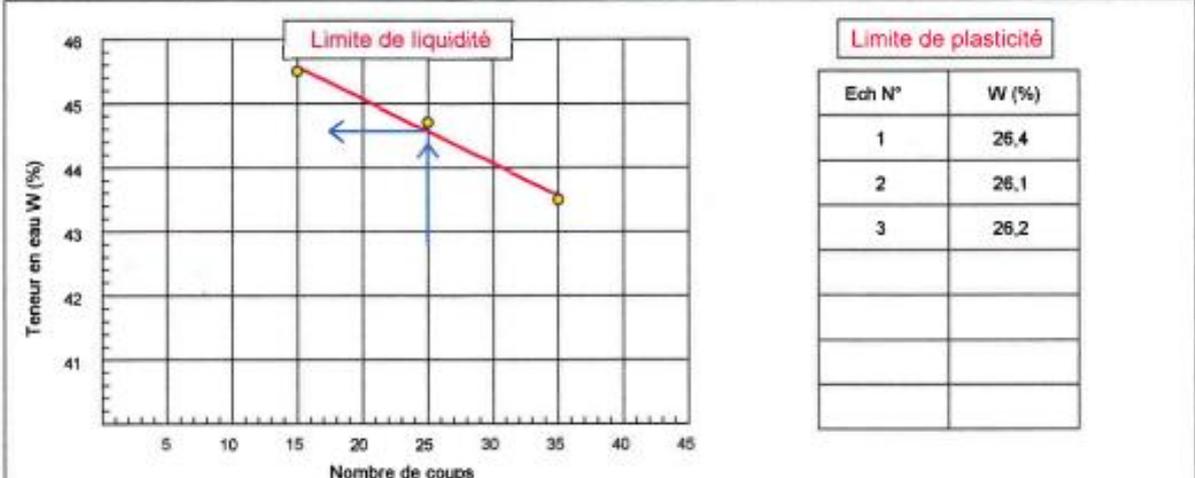
**ANNEXE 1
COURBES**

RAPPORT D'ESSAI
Limites d'Atterberg
 NF P 94 - 51

Client :	N° Projet :
Projet : PATHOLOGIE DE LA DIGUE KREIRECH	Réf. Client :
Endroit : ZAAFRANE	N° rapport : Rév :

Echantillon n° :	Provenance : KREIRECH
Sondage n° : 01	Endroit de prélèvement : Entrée des fuites
Profondeur :	Prélevé par :
Matériaux : SABLE LIMONEUX	Date prélèvement : Reçu le : Date essais :

Limite de Liquidité (%) : WL = 44,57	Teneur en eau naturelle (%) : Weau =
Limite de Plasticité (%) : WP = 26,23	
Indice de Plasticité (%) : IP = 18,34	



Remarque :

Préparé par : KEDDOURI	Date :	Approuvé par :	Date :
----------------------------------	---------------	-----------------------	---------------

Fig 4.22 Limites d'Atterberg coté Amont "Entrée Fuites"

RAPPORT D'ESSAI

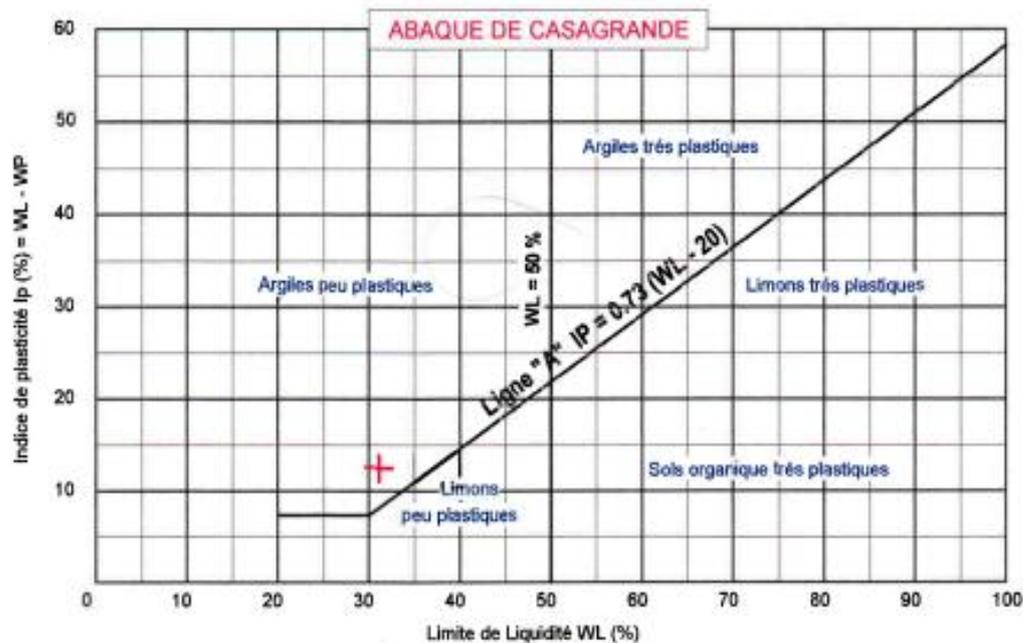
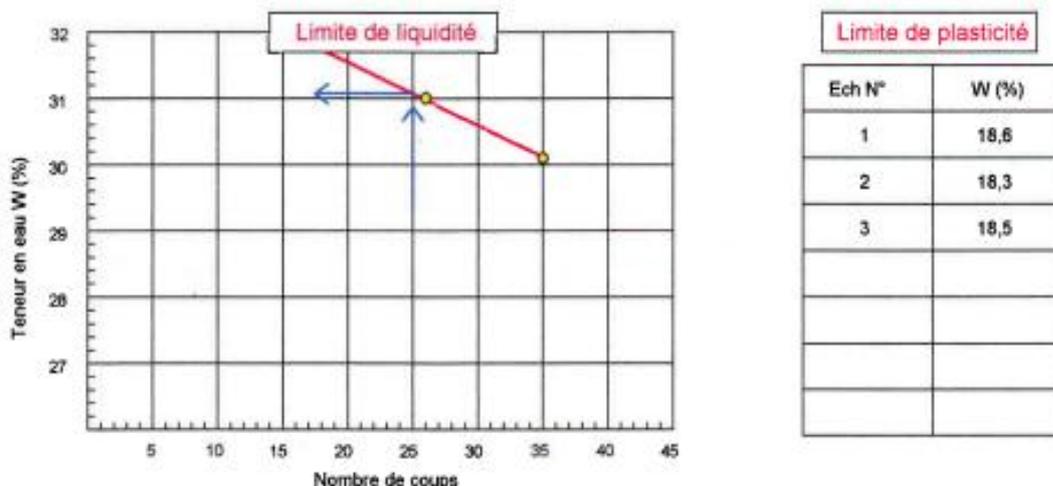
Limites d'Atterberg

NF P 94 - 51

Client :	N° Projet :
Projet : PATHOLOGIE DE LA DIGUE KREIRECH	Réf. Client :
Endroit : ZAAFRANE	N° rapport : Rév :

Echantillon n° :	Provenance : KREIRECH
Sondage n° : 02	Endroit de prélèvement : Sortie des fuites
Profondeur :	Prélevé par :
Matériaux : SABLE LIMONEUX	Date prélèvement :
	Reçu le :
	Date essais :

Limite de Liquidité (%) : WL = 31,06	Teneur en eau naturelle (%) : Weau =
Limite de Plasticité (%) : WP = 18,47	
Indice de Plasticité (%) : IP = 12,59	



Remarque :

Préparé par : KEDDOURI	Date :	Approuvé par :	Date :
-------------------------------	--------	----------------	--------

Fig 4.23 Limites d'Atterberg coté Aval "Sortie Fuites"

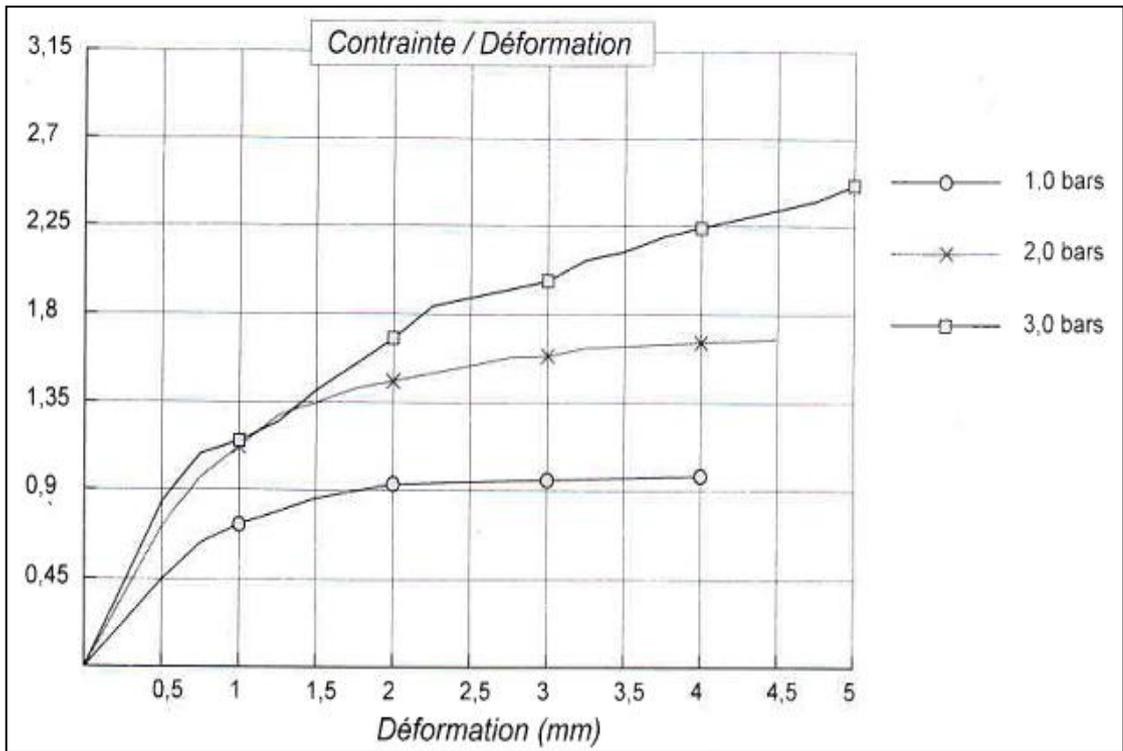


Fig 4.24 Courbe Contrainte Déformation Fuites coté amont "entrée des fuites "

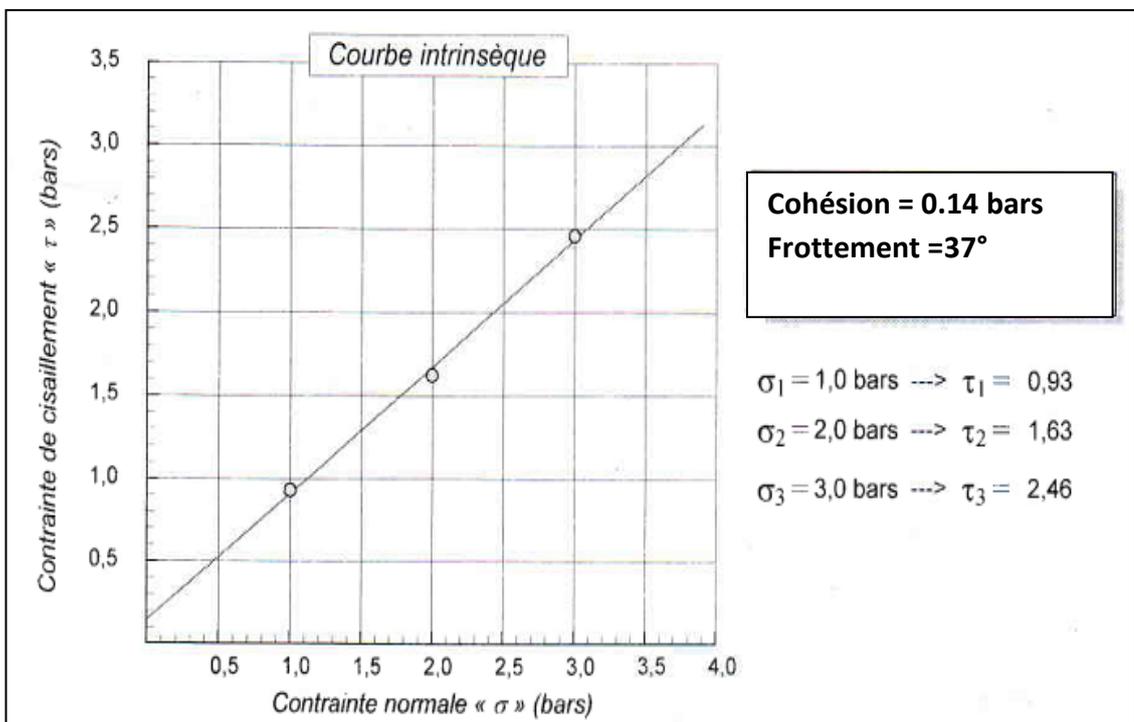


Fig 4.25 Courbe intrinsèques Fuites coté amont "entrée des fuites "

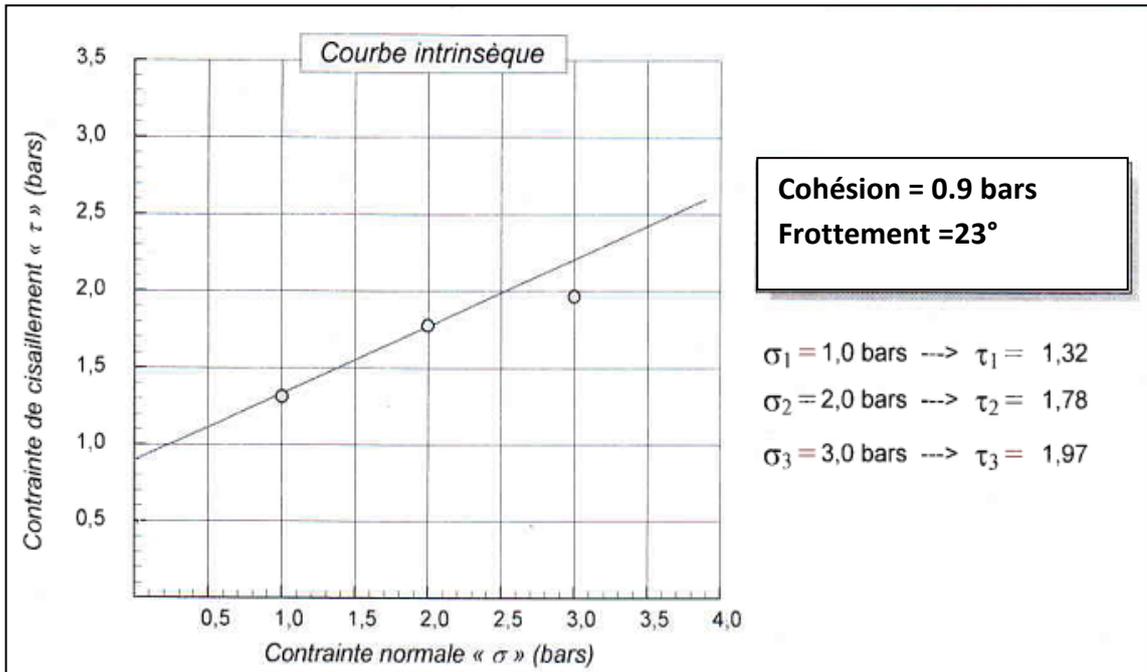


Fig 4.27 Courbe intrinsèques Fuites coté aval "sortie des fuites "

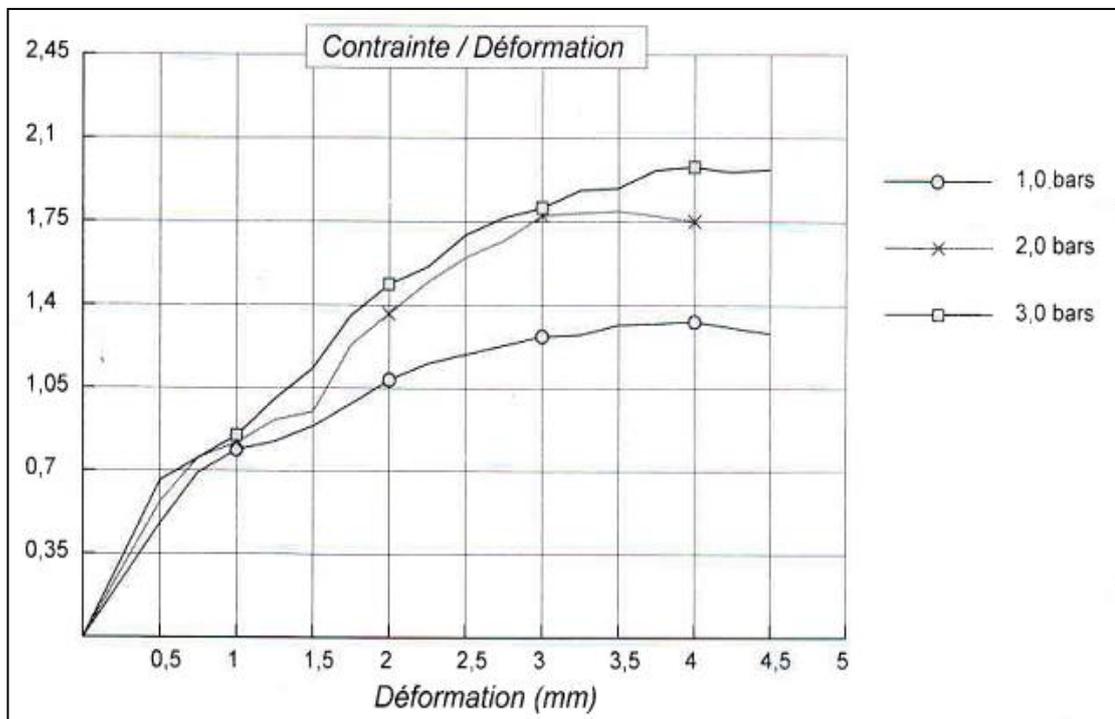


Fig 4.26 Courbe Contraite Déformation Fuites coté aval "sortie des fuites "

COURBES GRANULOMETRIQUES

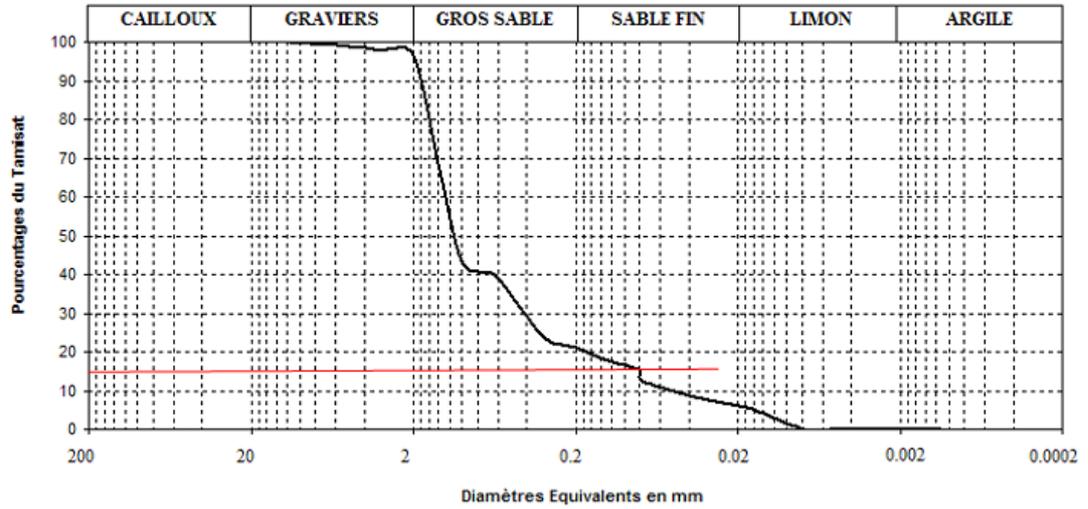


Dossier: 2006-07/ Kreirech

Sondage: 1

Date: 2006

Prof : 9,20 - 10,0m



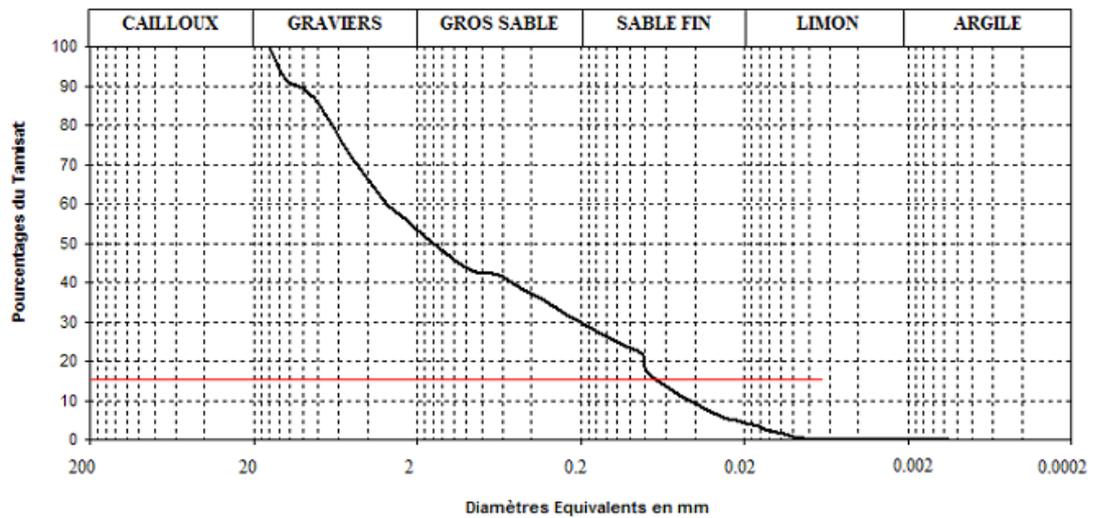
Classification LCPC : Cu=26 Cc=2,46 SL: Sable Limoneux
 WL=?? % Wp=?? % Ip=?? %

Dossier: 2006-07/ Kreirech

Sondage: 1

Date: 2006

Prof : 10 -10,20m



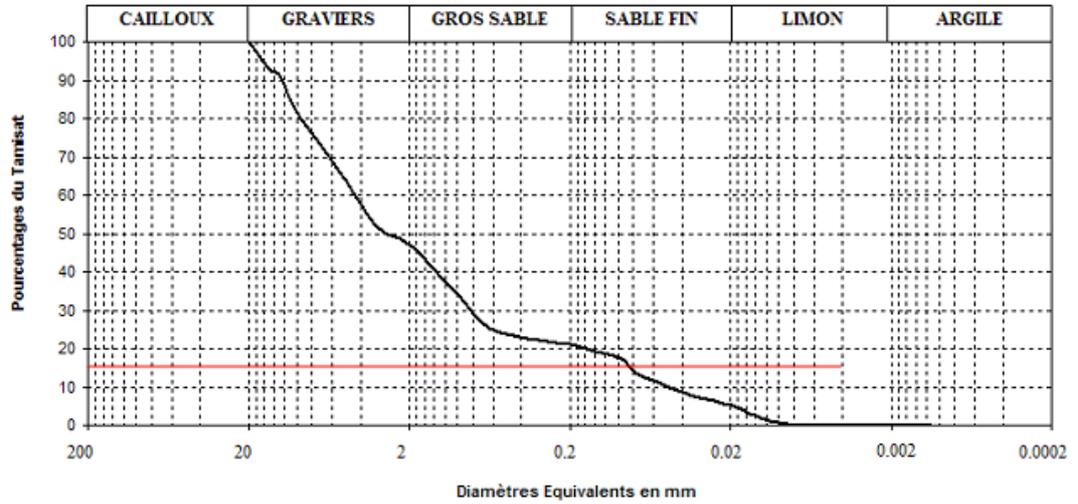
Classification LCPC : Cu=75 Cc=0,33 GL: Grave Limoneuse
 WL=% Wp=% Ip=%

Dossier: 2006-07/ Kreirech

Sondage: 1

Date: 2006

Prof: 13,50-13,80m



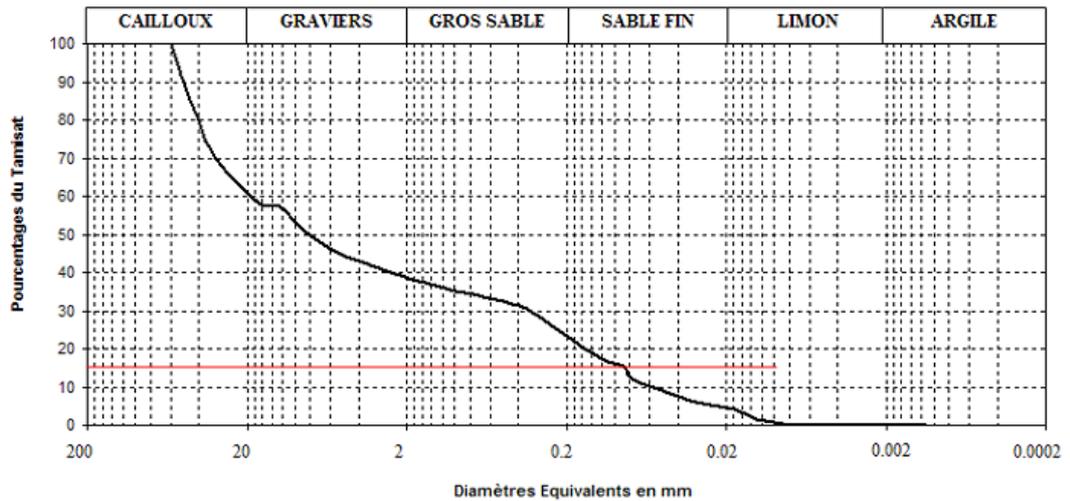
Classification LCPC : $Cu=60$ $Cc=0,12$ **GL: Grave Limoneuses**
 $WL=??\%$ $Wp=??\%$ $Ip=??\%$

Dossier: 2006-07/ Kreirech

Sondage: 2

Date: 2006

Prof: 0,20-0,50m



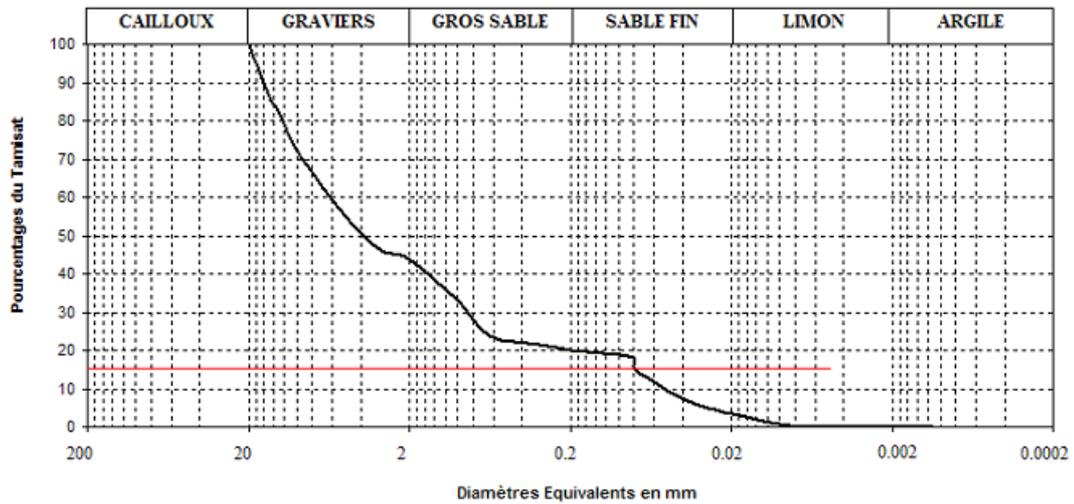
Classification LCPC : $Cu=33,33$ $0,075$ $Cc=0,075$ **GL-Lt: Grave Limoneuse - Limons peu plastiques**
 $WL=27,48\%$ $Wp=18,11\%$ $Ip=9,37\%$

Dossier: 2006-07/ Kreirech

Sondage: 2

Date: 2006

Prof : 8,20-8,50m



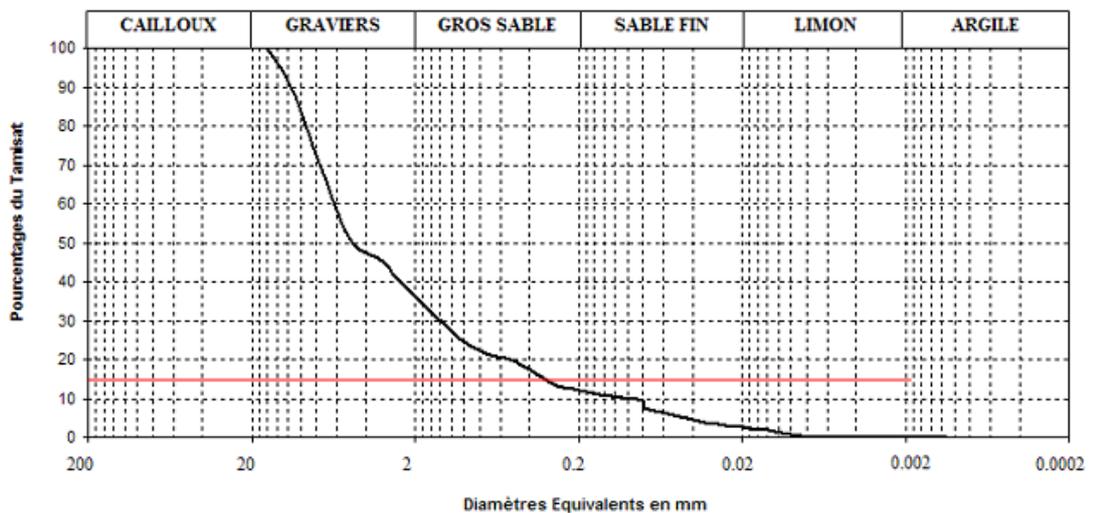
Classification LCPC : $W_L = \%$ $C_u = 120$ $C_c = 2,13$ **GL-Lt: Grave Sableuse**
 $W_p = \%$ $I_p = \%$

Dossier: 2006-07/ Kreirech

Sondage: 2

Date: 2006

Prof : 14,20-14,50m



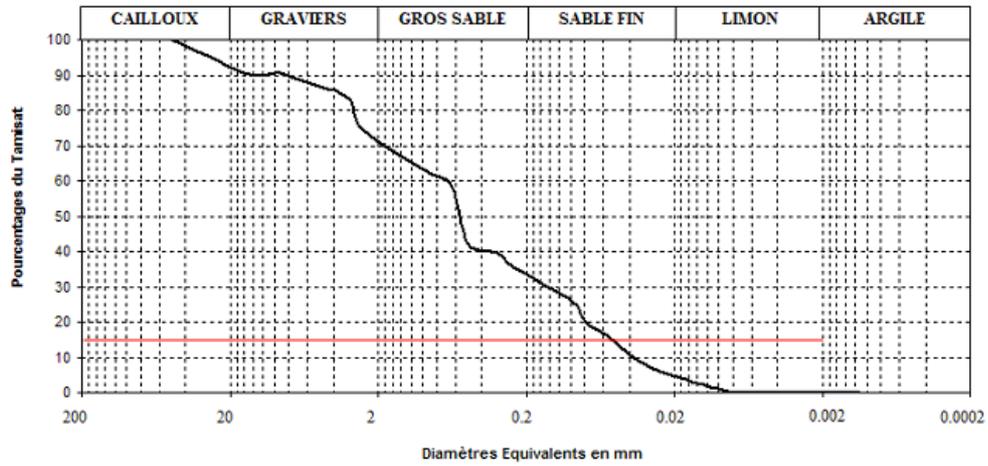
Classification LCPC : $W_L = \%$ $C_u = 75$ $C_c = 4,08$ **GL-Lt: Grave sableuse**
 $W_p = \%$ $I_p = \%$

Dossier: 2006-07/ Kreirech

Sondage: 3

Date: 2006

Prof : 0,20-0,60m



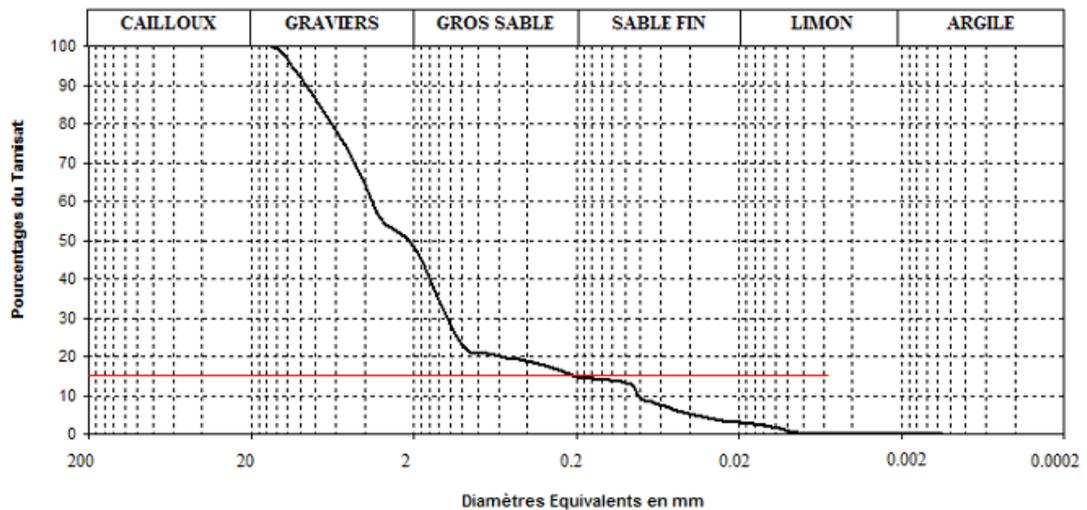
Classification LCPC : $Cu=17,5$ $Cc=0,7$ SL-Lp: Sable Limoneux - Limons peu plastiques
 $WL=32,21\%$ $Wp=25,49\%$ $Ip=6,72\%$

Dossier: 2006-07/ Kreirech

Sondage: 3

Date: 2006

Prof : 5,50-6,00m



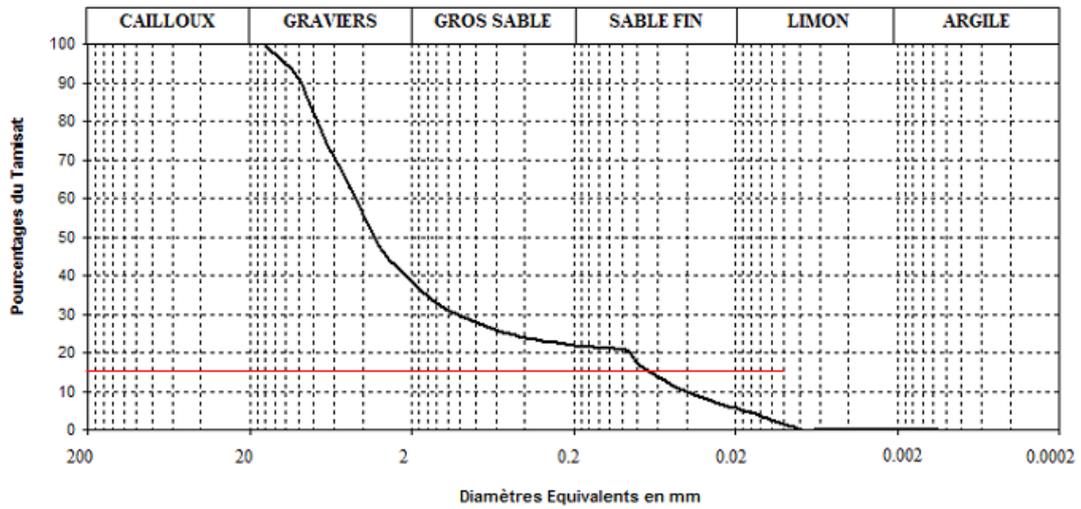
Classification LCPC : $Cu=37,5$ $Cc=6$ GA-Ap: Grave sableuse
 $WL=\%$ $Wp=\%$ $Ip=\%$

Dossier: 2006-07/ Kreirech

Sondage: 3

Date: 2006

Prof : 9,0-9,60m



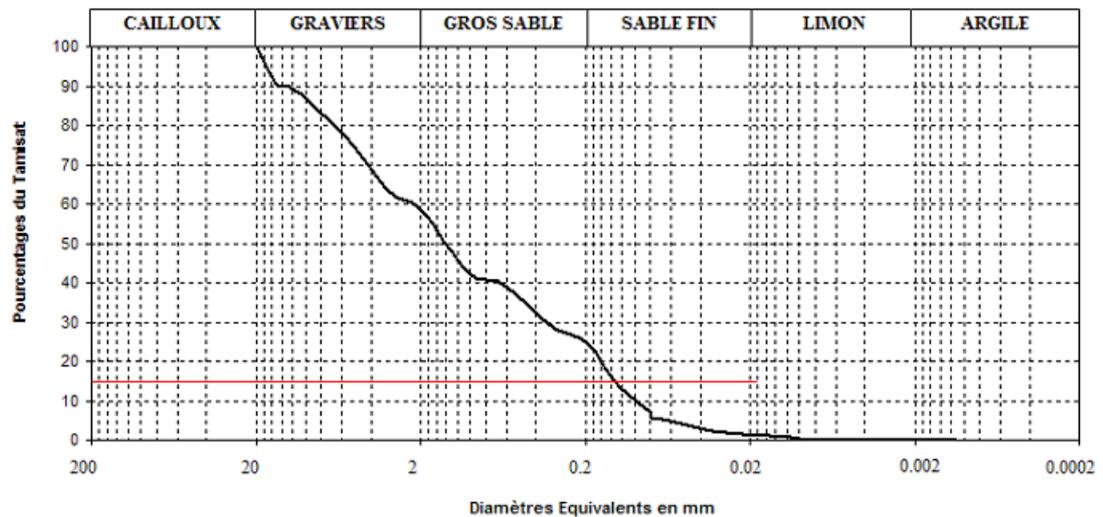
Classification LCPC : $W_L = \%$ $C_u = 112,5$ $W_p = \%$ $C_c = 5,55$ GA-At : Grave sableuse
 $I_p = \%$

Dossier: 2006-07/ Kreirech

Sondage: 3

Date: 2006

Prof : 16,50-16,70m



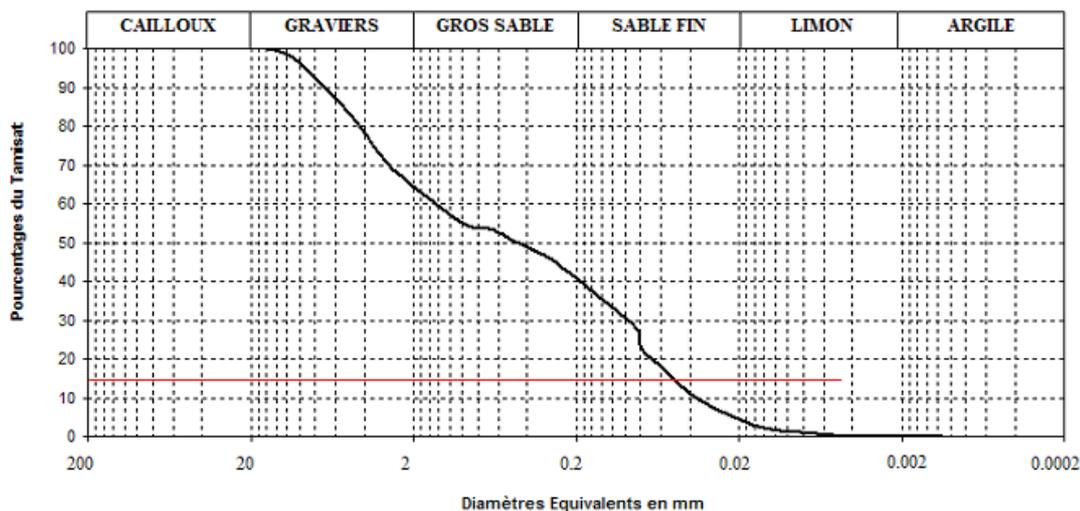
Classification LCPC : $W_L = 36,17\%$ $C_u = 20$ $W_p = 21,47\%$ $C_c = 0,615$ Sa : Sable Argileux
 $I_p = 14,70\%$

Dossier: 2006-07/ Kreirech

Sondage: 4

Date: 2006

Prof : 4,20-4,50m



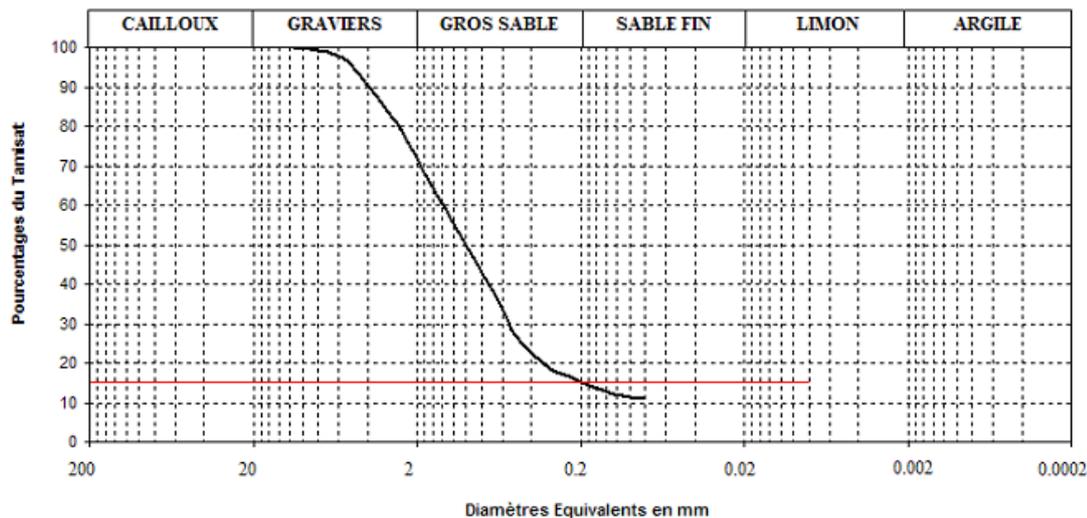
Classification LCPC : $C_u=17,85$ $C_c=17,85$ SA: Sable Argileux
 $W_L=26,49\%$ $W_p=14,93\%$ $I_p=11,56\%$

Dossier: 2006-07/ Kreirech

Sondage: 4

Date: 2006

Prof : 7,50-9,0m



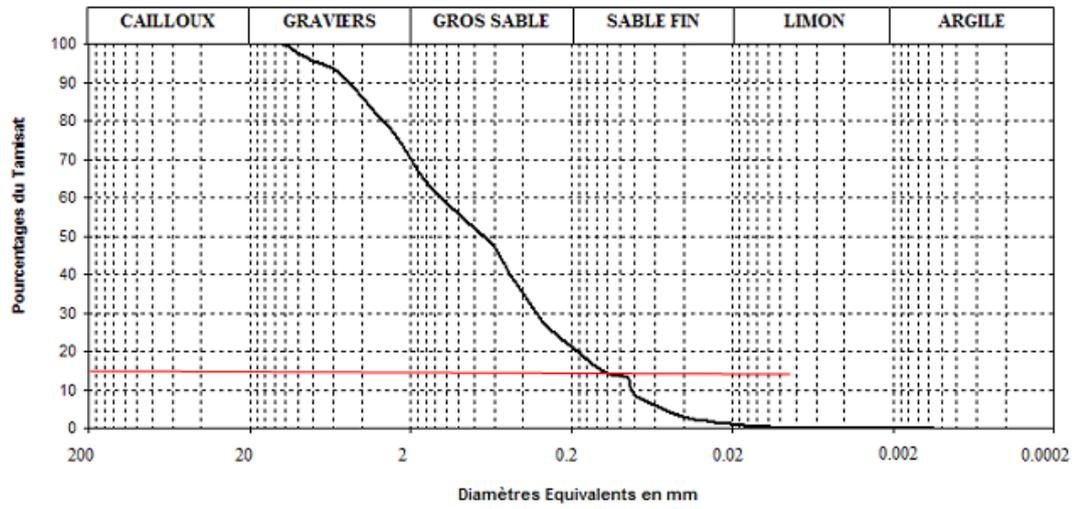
Classification LCPC : $C_u=17,5$ $C_c=2,23$ SA: Sable Limoneux
 $W_L=??\%$ $W_p=??\%$ $I_p=??\%$

Dossier: 2006-07 / Kreirech

Sondage: 4

Date: 2006

Prof: 9,0-10,50m



Classification LCPC : $C_u=16,87$ $C_c=0,83$ SA: Sable Limoneux
 $W_L=??\%$ $W_p=??\%$ $I_p=??\%$

ANNEXE 2

**SAISIE DES DONNEES
PLAXIS 8.2**

SAISIE DES DONNEES :



Définition graphique de la géométrie : La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques pratiques, ce qui permet une description précise de la coupe. Le maillage 2D est généré automatiquement à partir de ce modèle géométrique.



Génération automatique du maillage : PLAXIS offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

Éléments de degré élevé : Des éléments triangulaires quadratiques à 6 noeuds et du 4ème ordre à 15 noeuds sont disponibles pour modéliser les déformations et les contraintes dans le sol.



Coques : Des éléments spécifiques de poutre sont utilisés pour modéliser la flexion des murs de soutènement, des revêtements de tunnel et autres éléments élancés de structures.

Ces éléments sont définis par leur rigidité de flexion, leur raideur normale et leur moment fléchissant ultime. Une rotule plastique est introduite dès que le moment ultime est atteint. Ces éléments peuvent être utilisés conjointement avec des éléments d'interface pour conduire des analyses réalistes de tous les ouvrages géotechniques.



Articulations et raideurs à la rotation : Une articulation est une liaison entre éléments de poutre qui permet une rotation au point de jonction. Les articulations peuvent être introduites pour créer des joints là où les rotations sont possibles. Il est également possible de définir une raideur à la rotation lorsque la liaison n'est ni une rotule ni un encastrement.



Interfaces : Ces éléments joints sont nécessaires pour les calculs impliquant l'interaction d'un ouvrage et du sol. Ils peuvent servir à modéliser la zone de matériau très fortement cisailé sous la base des fondations, contre les pieux, les géotextiles ou les murs de soutènement. Ils sont caractérisés par les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence, qui ne sont pas nécessairement les mêmes que l'angle de frottement et la cohésion du sol encaissant



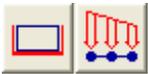
Ancrages : Des éléments de ressort élastoplastique servent à représenter les ancrages et les butons. Ils sont définis par leur raideur normale et la valeur maximale de l'effort normal. Une option spéciale permet d'analyser les ancrages ou appuis précontraints.



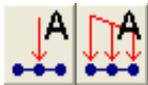
Géotextiles : Les géotextiles ou les géogrilles sont souvent utilisés dans la pratique pour la construction de remblais ou de soutènements en sol renforcé. Ils peuvent être simulés dans PLAXIS par l'emploi d'éléments spéciaux de traction. Il est souvent commode d'associer ceux-ci avec des éléments d'interface pour modéliser l'interaction avec le sol encaissant.



Tunnels : PLAXIS offre une option qui facilite la création des tunnels circulaires ou non circulaires composés d'arcs successifs. Des éléments de poutre et d'interface peuvent être adjoints pour modéliser le revêtement du tunnel et l'interaction avec le sol encaissant. Des éléments isoparamétriques servent à définir les limites curvilignes au sein du maillage. Plusieurs options sont également disponibles pour analyser les déformations provoquées par la construction du tunnel.



Conditions aux limites : Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y . D'autre part, il est possible de définir des déplacements imposés non nuls pour certaines frontières du modèle. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.



Chargements : Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties sur n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

LOIS DE COMPORTEMENT DU SOL :



Base de données des matériaux : Les propriétés des matériaux sont regroupées dans une base de données du projet. Toutes les données figurant dans les bases de données de différents projets peuvent être partagées via une base de données globale.

Modèle de Mohr-Coulomb : Ce modèle non-linéaire simple et robuste n'utilise que des paramètres qui sont connus habituellement. Tous les facteurs de non-linéarité ne sont cependant pas couverts par ce modèle. Le modèle de Mohr-Coulomb permet d'estimer de manière réaliste la charge de rupture de fondations circulaires, de pieux courts, ... etc. Il peut également servir à calculer un coefficient de sécurité par une approche de ϕ - c réduction

Modèles avancés de sol : PLAXIS offre d'autres modèles de comportement de sol le Hardening Soil Model (modèle hyperbolique en élastoplasticité) pour les sols raides, comme les argiles surconsolidées et les sables ; le Soft Soil Creep Model (modèle de type Cam-Clay) pour l'analyse du comportement des sols compressibles normalement consolidés. En complément, PLAXIS inclut un modèle pour l'analyse des roches en comportement anisotrope : le Jointed Rock model.

Modèles définis par l'utilisateur : dans PLAXIS 8, l'utilisateur a la possibilité de définir ses propres lois de comportement. Cette option, particulièrement utile en premier lieu pour les chercheurs, dans les universités et les instituts de recherche, peut également se révéler intéressante dans les milieux professionnels. Dans les années à venir, les modèles validés et documentés fournis par les utilisateurs seront mis à disposition sur Internet.



Régime d'écoulement permanent : Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Les pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent.



Calcul du réseau d'écoulement : Les distributions de pressions interstitielles complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

Surpressions interstitielles : PLAXIS distingue les comportements drainés ou non drainés des sols, pour modéliser les sables perméables comme les argiles quasi-imperméables. Les surpressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

FONCTIONS DE CALCUL :



Le programme de calcul permet de conduire des analyses en déformation menées par un calcul plastique, un calcul de Consolidation ou un calcul en Grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

Incrémentation automatique du pas de chargement : Ce mode évite à l'utilisateur d'avoir à choisir par lui-même les pas de chargement adaptés au calcul plastique incrémental, tout en garantissant une procédure de calcul fiable et efficace.

Contrôle de la longueur d'arc : Cette fonction permet un calcul correct des charges et mécanismes de rupture. Dans les calculs à charge contrôlée, la procédure itérative échoue dès que la charge imposée dépasse la valeur de pic. Avec le contrôle de la longueur d'arc, la charge appliquée est automatiquement réduite pour pouvoir examiner le phénomène de pic ainsi que toute évolution éventuelle après ce pic.

Construction par étapes : Il est possible de simuler les phases de construction ou d'excavation, par activation/désactivation de groupes d'éléments, application de chargements ou changement des conditions hydrauliques. Cette procédure permet une estimation réaliste des contraintes et déplacements provoqués par exemple par la construction d'un barrage en terre ou une excavation profonde.

Consolidation : La dissipation des surpressions interstitielles avec le temps peut être simulée par un calcul de consolidation. Une analyse de consolidation nécessite la définition des perméabilités de chacune des couches de sol. Des procédures d'incrémentation automatique du pas de temps rendent l'analyse performante et facile à utiliser. L'option "Construction par étapes" peut être combinée avec une analyse en consolidation.

Analyse en variables de Lagrange actualisées : Avec cette option, le maillage est actualisé en permanence durant le calcul. Dans certaines situations, une analyse classique en petites déformations peut révéler des modifications importantes de la géométrie. Dans ces situations, il est recommandé de procéder à un calcul plus précis par actualisation des variables de Lagrange. Cette option est disponible pour tous les types de calcul.

Coefficients de sécurité : Le coefficient de sécurité est généralement défini comme le rapport de la charge de rupture à la charge de service. Cette définition est adaptée aux fondations, mais non aux remblais ou aux ouvrages de soutènement en palplanches. Dans ces derniers cas, il est plus approprié d'utiliser la définition du coefficient de sécurité de la mécanique des sols, c'est à dire le rapport entre la résistance au cisaillement mobilisable et la résistance au cisaillement mobilisée à l'équilibre. Dans PLAXIS, le coefficient de sécurité est calculé par une procédure de réduction de c et ϕ

Gestionnaire de calculs : Dans le gestionnaire de calculs, plusieurs projets peuvent être sélectionnés pour un calcul différé. Cette option permet une utilisation optimale de l'ordinateur en arrière-plan, et est utile dans le cas d'études paramétriques.

ANALYSE DES RESULTATS :

Le post-processeur PLAXIS a des fonctions avancées pour restituer les résultats du calcul, sous forme de graphiques et tableaux. Ceux-ci peuvent être envoyés sur n'importe quel imprimante ou copiés dans le presse-papier de Windows pour être exportés vers un autre logiciel.

Déformations : La visualisation des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, de déplacements ou déformations totaux ou incrémentaux. Tous les graphiques de déplacement ou de déformation peuvent être présentés avec flèches, lignes isovaleurs ou domaines isovaleurs.

Contraintes : La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles. Ces contraintes peuvent être figurées en lignes isovaleurs comme en domaines isovaleurs

Efforts et déplacements dans les éléments de structure : Des graphiques et tableaux fournissent directement les déplacements, efforts normaux, tranchants, circonférentiels et les moments fléchissant de tous les éléments de structure. Les efforts et déplacements peuvent être tracés par phase, ou sous forme d'enveloppe de toutes les phases précédentes.



Coupes : Cette option très commode est offerte par PLAXIS pour créer des graphiques des sollicitations ou des déplacements selon des coupes sélectionnées dans le modèle.



Générateur de rapports : Un générateur de rapport a été développé pour permettre l'édition d'un rapport des données saisies et des résultats obtenus pour un modèle. Ce rapport peut être édité dans Word.

Animations : Il est possible de générer des animations vidéo pour toutes les sorties graphiques, notamment les déplacements et efforts dans les éléments de structure.



Courbes : Un outil spécifique permet de représenter les courbes charge-déplacement, les chemins de contraintes, les courbes effort-déformation, ou encore l'évolution de tassements avec le temps.