

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Thèse présentée en vue de l'obtention

Du diplôme de

**Doctorat 3<sup>ème</sup> cycle**

Présentée par

**AFIRI Ryma**

Thème

**Moyens d'étanchéisation des fondations  
des barrages : Cas du barrage de Souk Tleta**

Spécialité : **Génie civil**

Option : **Géotechnique**

**Devant le Jury**

Mr. HAMMOUM Hocine	Professeur	UMMTO	Président
Mr. GABI Smail	Professeur	UMMTO	Rapporteur
Mr. MELBOUCI Bachir	Professeur	UMMTO	Examineur
Mr. KADRI Mohammed	Professeur	UMBB	Examineur
Mme DJERBAL Lynda	MCA	USTHB	Examineur
Mme BOUZELHA Karima	Professeur	UMMTO	Invitée

**Année universitaire 2020 / 2021**

## *Remerciements*

Je tiens à remercier tout d'abord « DIEU », le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné le courage, la volonté, la santé, la patience et les moyens de mener à terme ce modeste travail.

En présentant ce travail, il m'est agréable d'exprimer, en premier lieu mes remerciements à Monsieur GABI Smail, Professeur à l'UMMTO qui a bien voulu en assurer la direction, par la confiance, les conseils et les orientations qu'il m'a prodigué dans le cadre de mes recherches et de m'avoir accueilli au Laboratoire Géomateriaux, Environnement et Aménagement.

Je prie Monsieur HAMMOUM de trouver ici l'expression de ma vive gratitude d'avoir accepté de présider le jury. Que Messieurs MELBOUCI Bachir Professeur à l'université de Tizi Ouzou, KADRI Mohammed Professeur à l'UMBB et Madame DJERBAL Lynda Maître de conférences à l'USTHB trouvent l'expression de mes remerciements les plus vifs, pour l'honneur qu'ils me font en acceptant d'examiner ce travail. Je souhaite que vous trouviez dans ce travail un intérêt à la hauteur du temps précieux que vous acceptez de lui consacrer.

Je témoigne tout particulièrement ma reconnaissance à Madame BOUZELHA Karima, Professeur à l'université de Tizi-Ouzou pour son aide précieuse et encouragement malgré ses nombreuses occupations. Sa disponibilité et sa collaboration ont grandement facilité ce travail. Je lui témoigne ma profonde gratitude.

Je tiens à remercier vivement ma famille, mes amis (es) et collègues, chacun ayant contribué à sa façon à l'accomplissement de ce travail.

Je remercie Monsieur HAMEG Rachid Directeur d'Hydraulique de la Wilaya (DHW) de Tizi-Ouzou pour m'avoir aidé à accéder à plusieurs données du site du barrage de Souk Tleta.

Permettez-moi de remercier également Monsieur BERRAHEL Youcef, Directeur de projet de l'Agence Nationale des Barrages (ANB) du barrage de Souk Tleta, ainsi que tous les ingénieurs et techniciens de cette agence pour les informations et la documentation qu'ils m'ont remises.

Je remercie également Monsieur SI CHAIB Abdelghani, Directeur de projets TRACTEBEL - ENGIE GROUP pour les informations qu'il a mis à ma disposition, ainsi que Monsieur TABOU

Rachid, ingénieur chez le même bureau d'étude pour sa collaboration et ses informations très utiles.

Je ne remercierai jamais assez mes parents qui m'ont toujours soutenu, poussé, encouragé, conseillé et stimulé. Ce travail est en grande partie le vôtre : vous avez su me donner le goût d'apprendre, de questionner, de remettre en cause les évidences, d'apprécier la complexité et enfin, celui de transmettre. « Merci pour tout » est bien peu de choses.

C'est avec modestie et sincérité que je partage la joie du travail accompli avec toutes celles et tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, le sachant ou non, y ont contribué.

A toutes et à tous, merci d'être ou d'avoir été ; sans quoi, je ne serais pas.

*Ryma AFIRI*

## Résumé

Toute structure artificielle peut créer des risques importants, et les barrages ne font pas exception. La plupart des défaillances des structures de barrage auraient pu être évitées si une évaluation géologique de la fondation rocheuse avait été effectuée et si des mesures de traitement appropriées avaient été prises suffisamment tôt. Étant donné que chaque site de barrage est unique et différent des autres, une étude géologique et géotechnique spéciale pour chaque barrage est un facteur clé de la réussite du projet. Le barrage de Souk Tleta, d'une hauteur de 95 m, est un barrage en remblai à noyau argileux situé au nord Algérien et est actuellement en cours de construction. Le site du barrage a été étudié sur la base des levés de discontinuité de surface, des données de forages, des essais in situ et en laboratoire. Des explorations détaillées et approfondies de surface et du sous-sol ont été effectuées sur le site du barrage pour caractériser les propriétés géotechniques de la fondation. La fondation du barrage est constituée d'un dépôt alluvionnaire perméable d'environ 21 m d'épaisseur et d'une grande partie de grès altérés interstratifiés avec des conglomérats, des siltites et des schistes. L'un des principaux problèmes de ce barrage est que les plans de stratification des grès Burdigaliens sont parallèles à la direction d'écoulement.

La perméabilité de la masse rocheuse dépend fortement de la qualité et du degré d'altération. Dans cette thèse, la perméabilité in situ des fondations a été évaluée sur la base des résultats des essais de pression d'eau (Lugeon) et de l'indice de perméabilité secondaire (SPI). L'étude de faisabilité des injections a été évaluée par comparaison du RQD comme indice de la qualité de la roche et des valeurs Lugeon et SPI. Les résultats indiquent une perméabilité globale élevée de la masse rocheuse de fondation dans plus de 54% des essais Lugeon, nécessitant un traitement, et elle diminue de la rive gauche vers la rive droite. En raison de la grande quantité de données, de la complexité de la qualité de la masse rocheuse ainsi que sa perméabilité, il n'est pas certain de mener une étude de faisabilité des injections par le biais d'une investigation géologique seule ou associée avec les résultats Lugeon et RQD, d'où la nécessité de mener une étude de faisabilité d'injection. Pour étudier l'effet du processus d'injection sur la réduction de la perméabilité de la masse rocheuse et évaluer l'absorption du coulis dans les masses rocheuses, deux panneaux d'essai d'injection ont été réalisés dans le lit d'oued et la rive gauche du barrage jusqu'à des profondeurs de 70 m et 67 m, respectivement. De cette façon, l'espacement maximal entre les forages de coulis et la pression d'injection peuvent être estimés, la perméabilité est mesurée avant et après les essais d'injection ; les résultats seront discutés et comparés dans cette étude.

**Mots clés :** barrage en terre, étanchéisation, fondations, infiltration, masse rocheuse, essai d'injection

# *Abstract*

Every man-made structure can create significant risks, and dams are no exception. Most of the past failures of dam structures could have been avoided if geological assessment of the rock foundation had been carried out and proper treatment measures had been taken early enough. Since every dam site is unique and different from the rest, special geological and geotechnical investigation for each dam is a key factor in the success of the project. The Souk Tleta is a 95m in height is an embankment dam with a clay core that is situated to the northern Algeria and is under construction at present. The dam site investigated based on surface discontinuity surveying, drilled boreholes logging data, in situ and laboratory tests. Detailed and extensive surface and subsurface explorations have been carried out at the dam site to characterize the geotechnical properties of foundation. The foundation of the dam consists of thick deposits of pervious alluvium of about 21 m and Burdigalian sandstone formations. The main problem of this dam is that the bedding plains of Burdigalian sandstone in the dam site are parallel to the flow direction.

Permeability of rock mass is strongly depends on degree of weathering. In this thesis, in situ permeability of foundation was evaluated based on water pressure tests (Lugeon) results and secondary permeability index (SPI). The overall groutability of rock mass was evaluated by comparing RQD as an index of rock jointing degree and, Lugeon and SPI values. Results revealed high overall permeability of the foundation rock mass in more than 54% of the Lugeon tests, requiring treatment, and it decreased from left to right abutments. Due to the large quantity of data, complexity of rock mass quality as well as rock mass permeability, , it is not certain to carry out an injection feasibility study by means of a geological investigation alone or in combination with the Lugeon and RQD results, hence the need to conduct a groutability study. To investigate effect of grouting in reducing permeability of rock mass and to evaluate the grout take in rock masses, two trial grouting programs are carried out on dam foundation and left abutment of dam site up to maximum depths of 70 m and 67 m, respectively. In this way, maximum spacing between grout boreholes and injection pressure can be estimated, the permeability is measured before and after grouting tests, and the results will be discussed and compared in this study.

**Keywords:** earth dam, groutability, foundation, seepage, rock mass, trial grouting

# Table des matières

Remerciements .....	ii
Résumé .....	iv
Abstract .....	v
Table des matières .....	vi
Liste des tableaux .....	ix
Liste des figures .....	x
Liste des abréviations .....	xiii
Introduction générale.....	1
<b>Chapitre 1. Etude bibliographique de l'étanchéisation des fondations de barrages.....</b>	<b>5</b>
1.1. Introduction .....	5
1.2. Définition.....	5
1.2.1. Description des principaux types de mouvement .....	6
1.3. Infiltrations à travers les fondations des barrages en terre .....	6
1.3.1. Facteurs géologiques .....	7
1.4. La stabilité de barrages et fondations .....	17
1.5. Moyens d'étanchéisation des fondations des barrages en terre.....	20
1.5.1. Faisabilité d'une étanchéité dans les fondations .....	20
1.5.2. Différents moyens d'étanchéisation .....	21
1.5.3. Efficacité d'un rideau d'injection .....	25
1.6. Identification des fondations rocheuses d'un barrage .....	26
1.6.1. Principaux types de caractéristiques structurelles .....	27
1.6.2. Paramètres caractérisant les discontinuités.....	30
1.6.3. Qualité des masses rocheuses de fondation.....	32
1.7. Conclusion.....	45

<b>Chapitre 2. Analyse de la stabilité des barrages en terre par éléments finis .....</b>	<b>70</b>
2.1. Introduction .....	49
2.2. Cas critiques de charge .....	49
2.3. Ecoulements dans un barrage en terre .....	50
2.3.1. Problème d'écoulement .....	50
2.3.2. Equation générale de l'écoulement de l'eau dans un sol non saturé : .....	52
2.4. Etude de stabilité d'un barrage en terre .....	53
2.4.1. Définition du facteur de sécurité .....	53
2.4.2. Méthode des tranches .....	53
2.4.3. Analyse de stabilité par la méthode des éléments finis .....	55
2.4.4. Logiciel utilisé pour l'analyse de stabilité .....	57
2.5. Conclusion.....	59
<b>Chapitre 3. Etanchéisation des fondations de barrages par injection « rocher » .....</b>	<b>61</b>
3.1. Introduction .....	61
3.2. Objectifs du traitement des fondations rocheuses .....	61
3.3. Types d'injection .....	62
3.3.1. Injection des roches fissurées .....	62
3.3.2. Injection de remplissage .....	62
3.3.3. Injection par imprégnation.....	62
3.4. Utilité des injections dans les barrages.....	63
3.5. Les coulis d'injection .....	63
3.5.1. Caractéristiques des coulis .....	64
3.5.2. Composition et nature des coulis hydrauliques .....	65
3.6. Méthodes d'injections .....	72
3.6.1. Méthode classique .....	72
3.6.2. Méthode GIN .....	72
3.6.3. Méthode «Real Time Grouting Control» .....	73
3.7. Caractéristiques du procédé d'injection .....	73
3.7.1. Pression d'injection .....	73
3.7.2. Injection à haute pression (hydro-fracturation) .....	74
3.7.3. Pression d'injection en fonction de la profondeur .....	75

3.7.4. Rayon d'action du coulis d'injection et disposition des forages d'injection.....	77
3.7.5. Déviation .....	78
3.8. Essais d'injection.....	78
3.8.1. Disposition des forages d'injection .....	81
3.8.2. Absorptions du coulis .....	81
3.9. Conclusion.....	82
<b>Chapitre 4. Etanchéisation des fondations de barrages – cas d'étude .....</b>	<b>84</b>
4.1. Introduction .....	84
4.2. Présentation du site et localisation .....	85
4.3. Etude géologique du site du barrage .....	86
4.3.1. Géologie régionale.....	86
4.3.2. Géologie du site de barrage .....	87
4.3.3. Evaluation géologique du site du barrage.....	92
4.3.4. Qualité du rocher .....	101
4.4. Etude de faisabilité des injections par des essais d'injection .....	114
4.4.1. Absorption de coulis.....	117
4.4.2. Comparaison de la perméabilité avant et après injection de coulis.....	121
4.5. Etude de stabilité du barrage et du comportement de la masse rocheuse de fondation	122
4.5.1. Géométrie et étude géotechnique .....	122
4.5.2. Analyse de la stabilité par élément Finis .....	125
4.5.3. Résultats de l'analyse de stabilité .....	127
4.5.4. Discussion des résultats .....	136
4.6. Conclusion.....	138
Conclusion générale .....	141
Références bibliographiques .....	146

# Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Corrélation entre l'indice RQD et la qualité de la masse rocheuse (Deere et al. 1966).....	13
Tableau 1.2 : Classification des masses rocheuses sur la base de SPI et les considérations de traitement pour le massif. ....	15
Tableau 2.1 : Résumé des méthodes d'Equilibre Limite (Abramson et al. 2001, Nash 1987). 54	
Tableau 3.1 : Application usuelle des matériaux d'injection (AFTES). ....	69
Tableau 3.2 : Système de classification d'absorption de coulis proposée par (Deere 1982). ..	82
Tableau 3.3 : Critères d'absorption maximale de coulis, forages secondaires (Deere 1982)...	82
Tableau 4.1: Nombre et position de forages sélectionnés pour étude, mesures RQD et essais Lugeon.....	94
Tableau 4.2 : Résumé des résultats Lugeon et RQD par forages (ANB, 1992A et 2014). .....	95
Tableau 4.3 : Résumé de la lithologie et indice RQD du sondage carotté SC01 (ANB, 2014A). .....	98
Tableau 4.4: Résumé du log lithologique et indice RQD du sondage carotté SC02 (ANB, 2014A).....	98
Tableau 4.5 : Résumé du log lithologique et indice RQD du sondage carotté SC07 (ANB, 2014A).....	100
Tableau 4.6: Variation du RQD dans les forages (ANB, 1992A).....	101
Tableau 4.7 : Résumé des résultats Lugeon sur le site du barrage de Souk Tleta.....	104
Tableau 4.8 : Extrait des résultats SPI rive gauche. ....	109
Tableau 4.9 : Classification de la masse rocheuse basée sur SPI (Foyo et al, 2005), considérations relatives aux traitements et résultats SPI de la rive gauche. ....	110
Tableau 4.10 : Comparison of rock mass quality based on RQD, Lugeon and SPI (Afiri et al. 2020).....	113
Tableau 4.11 : Absorption de coulis par lithofacié (kg / m) pour chaque forage (ANB, 1992C). .....	118
Tableau 4.12 : Caractéristiques géométriques du barrage de Souk Tleta (ANB, 1992). .....	123
Tableau 4.13 : Paramètres utilisés pour l'analyse de stabilité du barrage de Souk Tleta (ANB, 1992A).....	125
Tableau 4.14 : Récapitulatif des facteurs de sécurité obtenus.....	136

## Liste des figures

Fig. 1.1: Procédure de mesure et calcul du RQD (Deere, 1989).....	13
Fig. 1.2 : Plis Synclinal et pli Anticlinal (Graïne-Tazerout, 2018)..	28
Fig. 1.3 : Schéma de faille normale(Graïne-Tazerout, 2018).....	28
Fig. 1.4 : Schéma de faille inverse(Graïne-Tazerout, 2018). .....	29
Fig. 1.5 : Schéma de failles de décrochement (a) dextre, (b) senestre (Bossou, 2020).....	29
Fig. 1.6 : Différents types de joints (robertsix, 2012) .....	30
Fig. 1.7 : Procédure de mesure et de calcul du RQD (Deere, 1967) .....	35
Fig. 1.8 : Caractéristiques des discontinuités dans une masse rocheuse (Hudson and Harrison 1997).....	39
Fig. 1.9 : Principe de l'essai Lugeon avec un seul obturateur (Arvor géotechnique, 2010). ...	40
Fig. 1.10 : Principe de l'essai Lugeon avec deux obturateurs et schéma de la sonde utilisé (Patel, 2019).....	41
Fig. 1.11 : Courbe débit-pression, essai Lugeon. ....	42
Fig. 2.1 : Méthodes des tranches : schématisation des interactions entre les tranches (M'zoughem et Chenafa, 2006). ....	54
Fig. 2.2 : Principe de l'algorithme de la méthode de réduction des paramètres (Masekanya, 2008).....	57
Fig. 3.1 : Principaux cas d'équilibre de coulis.....	64
Fig. 3.2 : Les limites de la procédure d'injection.....	73
Fig. 3.3 : Abaque (américain) des pressions d'injection maximales en relation avec la hauteur du couvert de roche (Houlsby 1990; Stille et al. 2012b).....	76
Fig. 3.4 : Abaque (européen) des pressions d'injection maximales en relation avec la hauteur. ....	76
Fig. 3.5 : Schéma des forages d'essai d'injection (triangulaire et rectangulaire). ....	81
Fig. 4.1 : Localisation du barrage de Souk Tleta (Afiri et al. 2020). ....	85
Fig. 4.2 : Carte géologique de la région du barrage (Dame and Magné, 1956). ....	86
Fig. 4.3 : Carte géologique et structurale des affleurements du site du barrage de Souk Tleta (ANB, 2014A).....	88

Fig. 4.4 : Débris de pente en rive droite (ANB, 2014A).....	88
Fig. 4.5 : Alluvion du lit d'Oued Bougdoura(ANB, 2014A). ....	89
Fig. 4.6 : Affleurement de poudingues cimentés, rive gauche (ANB, 2014A).....	89
Fig. 4.7: (a) Vue des couches de grès qui forment la structure monoclinale de l'appui gauche du barrage.....	90
Fig. 4.8: (a) affleurement de grès tendre, rive droite, axe du barrage. ....	90
Fig. 4.9 : Affleurement de Pélite en rive gauche (ANB, 2014A).....	91
Fig. 4.10 : Affleurement de phyllades en dessous de grés burdigaliens en bas de la rive droite, à l'amont de l'axe du barrage (ANB, 2014A).....	91
Fig. 4.11: Vue en plan de la position des forages sur le site du barrage de Souk Tleta (ANB, 2014A).....	93
Fig. 4.12 : Coupe géologique et position des sondages sur l'axe du barrage de Souk Tleta (ANB, 1992B).....	93
Fig. 4.14 : Carottes prélevées, forages SC1, SC2 et SC7 (ANB, 2014B).....	97
Fig. 4.15 : Pourcentage de classification RQD à la fondation du barrage de Souk Tleta (Afiri et al. 2020).....	102
Fig. 4.16 : Variation des résultats RQD avec la qualité des massifs rocheux (Afiri et al. 2020). ....	102
Fig. 4.17 : Variation des valeurs Lugeon mesurées sur le site du barrage de Souk Tleta (Afiri et al. 2020).....	104
Fig. 4.18 : Classification des résultats de la perméabilité (Lugeon) dans la masse rocheuse (Afiri et al. 2020).....	105
Fig. 4.19 : Coupe géologique (NNW-SSE) des contacts stratigraphiques des formations du versant de la rive gauche (ANB, 1992). ....	108
Fig. 4.20 : Cartographie des résultats SPI le long de la rive gauche du barrage de Souk Tleta (Afiri et al. 2020).....	111
Fig. 4.21 : Classification SPI rive gauche de la fondation du barrage de Souk Tleta (Afiri et al. 2020).....	112
Fig. 4.22 : Localisation des plots d'essai d'injection (ANB, 1992C).....	116
Fig. 4.23 : Plot d'essai d'injection.....	116
Fig. 4.24 : Cumul des absorptions en fonction de la profondeur, plot d'essai lit d'oued et rive gauche.....	120
Fig. 4.25 : Absorption moyenne du coulis par forage d'injection et lithofaciès dans le lit d'oued et rive gauche. ....	120

Fig. 4.26 : Distribution des fréquences Lugeon avant et après injection dans le lit d'oued et la rive gauche. ....	121
Fig. 4.27 : Géométrie du barrage en terre de Souk Tleta (Afiri et al. 2018). ....	123
Fig. 4.28 : Espacement entre forages d'injection dans la masse rocheuse de fondation du barrage de Souk Tleta. ....	124
Fig. 4.29 : Maillage par éléments finis (Afiri et al. 2018). ....	127
Fig. 4.30 : Déplacements dans le barrage à la fin de construction, ....	130
Fig. 4.31: Déplacements totaux dans le barrage au niveau d'eau minimum en régime permanent .....	132
Fig. 4.32 : Déplacements totaux dans le barrage au niveau normal de retenue en régime permanent .....	133
Fig. 4.33 : Déplacements totaux dans le barrage au niveau des plus hautes eaux en régime permanent .....	135

## Liste des abréviations

### Chapitre 1 : Etude bibliographique de l'étanchéisation des fondations des barrages

- Q Débit de fuite (L/min)
- L Longueur de la section de forage (m)
- Pe Pression effective dans l'intervalle testé (bar)
- Pm Pression manométrique à la surface (bar)
- Ph Pression hydrostatique résultant de la colonne d'eau dans le forage jusqu'au milieu de la section d'essai (bar)
- Pr Chute de pression dans les tuyaux
- Pw Pression hydrostatique résultant de la hauteur du niveau des eaux souterraines de la section d'essai.
- SPI Indice de perméabilité secondaire ( $l / s \cdot m^2$ )
- C Constante qui dépend de la viscosité du fluide dans une roche à une température de 10°C
- Le Longueur de la section d'essai (m)
- r Rayon du forage (m)
- Q Eau absorbée par une masse rocheuse (l)
- t Durée d'application de la pression à chaque étape (s)
- H Pression totale exprimée en colonne d'eau (m)
- RMR Rock Mass Rating

### Chapitre 2 : Analyse de la stabilité des barrages en terre par éléments finis

- $\theta$  Teneur en eau
- E Forces normales entre les tranches

T	Forces de cisaillement entre les tranches
C	Cohésion (KPa)
C'	Cohésion effective (KPa)
$\varphi$	Angle de frottement ( $^{\circ}$ )
$\varphi'$	Angle de frottement effectif ( $^{\circ}$ )
$\Psi$	Angle de dilatance ( $^{\circ}$ )
F	Facteur de réduction
Fs	Facteur de sécurité
$\sigma'$	Contrainte effective (KPa)

### **Chapitre 3 : Etanchéisation des fondations de barrages par injection « rocher »**

E/C	Rapport Eau-Ciment
me	Masse de l'eau [kg]
mc	Masse du ciment [kg]
GIN	Grouting Intensity Number ou intensité d'injection

### **Chapitre 4 : Etanchéisation des fondations de barrages – cas d'étude**

NGA	Niveau Général Algérien
BH	Forage
SC	Sondage carotté
Lu	Permeabilité (Lu)
SPI	Secondary Permeability Index ( $1 / s \cdot m^2$ )
RQD	Rock Mass Quality
Pe	Pression effective dans l'intervalle testé
L	Longueur de la section testée
Phi, $\varphi$	Angle de frottement ( $^{\circ}$ )
C	Cohésion (KPa)

$\psi$	Angle de dilatation ( $^{\circ}$ )
E	Module de Young (MPa)
$\nu$	Coefficient de Poisson
$\gamma_{\text{unsat}}$	Poids volumique sec (KN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{\text{sat}}$	Poids volumique saturé (KN/m <sup>3</sup> )
K	Perméabilité (m/jour)
Fs	Facteur de sécurité
U	Déplacement (m)
NNR	Niveau normal de retenue (m)
NPHE	Niveau des plus hautes eaux (m)
NMR	Niveau minimum de retenue (m)
TGRB	Essai d'injection dans le lit d'oued
TGL	Essai d'injection dans la rive gauche

## *Introduction générale*

L'Algérie est le pays le plus grand en Afrique par sa superficie et le plus peuplé de la région du Maghreb avec une population d'environ 44 millions. Les ressources naturelles de l'Algérie sont de plus en plus sous pression en raison de la croissance démographique et du changement climatique, en particulier au nord fertile du pays, où 68% de la population vit sur un cinquième de sa surface. Pour surmonter les problèmes de limitation d'approvisionnement en eau, la demande croissante d'eau et pour réduire l'augmentation continue de l'extraction à partir des réservoirs d'eau souterraine en Algérie ; de nombreux barrages ont été construits au cours des deux dernières décennies. L'Algérie compte 94 barrages répartis sur tout le territoire national, et envisage d'atteindre les 139 barrages d'ici l'horizon 2030.

Les barrages sont construits en travers d'un cours d'eau et destinés à stocker de l'eau, notamment pour les besoins domestiques, le contrôle des crues, l'irrigation, l'industrie et l'hydroélectricité, ce qui rend ces structures hydrauliques importantes. Au fil des années, des barrages aux capacités énormes ont été construits, mais, comme les autres structures artificielles, ils sont exposés à des risques. La sécurité de telles structures dépend considérablement des conditions de la fondation, qui nécessitent une identification géologique minutieuse afin d'obtenir des mesures précises des caractéristiques des fondations et une conception du barrage proportionnelle à ces dernières.

Les infiltrations à travers les fondations et les rives d'un barrage peuvent potentiellement entraîner la perte d'eau stockée dans le réservoir, l'érosion des matériaux de fondation et le développement d'une pression de soulèvement dans les fondations du barrage qui, par conséquent, menace la stabilité du barrage à long terme. De nombreux problèmes d'infiltration et de rupture de barrage sont survenus en raison d'une enquête géologique et géotechnique inadéquate ou insuffisante. Les infiltrations d'eau à travers les fondations des barrages sont l'un des paramètres de conception les plus importants qui sont fortement influencés par la perméabilité et la qualité de la masse rocheuse.

Le problème majeur de ces projets à grande échelle est la complexité géologique des masses rocheuses de fondation, en particulier sur les sites comportant des zones fracturées, et des structures altérées. La qualité et la perméabilité de la fondation est fondamentale pour garantir la sécurité d'un barrage.

Étant donné que chaque site de barrage est unique et différent des autres, une étude géologique et géotechnique spéciale pour chaque barrage est un facteur clé de la réussite du projet. Le caractère unique de chaque barrage lié essentiellement aux fondations, et la complexité des comportements et des mécanismes en jeu, et les effets majeurs des actions de l'eau au sein des structures, rendent ces ouvrages atypiques. La rupture des barrages, lorsqu'elle survient, a toujours de lourdes conséquences, qu'elles soient en termes de coût ou de vies humaines.

La défaillance des barrages peut se produire pour différentes raisons telles que les conditions d'instabilité structurelle, les conditions hydrauliques, l'infiltration à travers le corps du barrage et/ou sa fondation ou lors du remplissage ou la vidange du réservoir. L'évaluation de la stabilité d'un barrage est complexe puisqu'elle dépend de nombreux paramètres relatifs au site d'étude (géologique, géotechnique, hydraulique, géométrique), et à la surface de glissement.

Il est donc nécessaire d'évaluer quantitativement la stabilité grâce à un coefficient appelé «facteur de sécurité» et ce pour les situations critiques de la vie de l'ouvrage.

Pour les situations critiques, les conditions de stabilité doivent être assurées avec une marge de sécurité importante. Les principaux cas critiques considérés sont le cas de fin de construction et le cas d'infiltration en régime permanent à savoir le niveau d'eau minimum, le niveau normal de retenue et le niveau des plus hautes eaux.

Actuellement, une part considérable du budget alloué à la construction des barrages est consacrée au processus d'injection de coulis. En tant que méthode courante et efficace pour augmenter la résistance de la fondation du barrage et des structures et améliorer leur étanchéité, un coulis à base de ciment est injecté dans les joints et les fissures ou les vides des formations rocheuses afin que les propriétés de ces matériaux soient améliorées grâce à une perméabilité et une déformabilité réduites et une résistance des formations rocheuses améliorée.

S'il existe une incertitude quant à l'efficacité du procédé d'injection, un essai d'injection sera conçu avant la construction du barrage et du rideau de coulis. L'objectif principal des essais d'injection est de comparer le rapport de la perméabilité avant et après injection, mais cela fournira également d'excellentes informations sur l'absorption de coulis pour chaque section injectée. Enfin, l'espacement maximal entre les forages de coulis et la pression d'injection sera

estimé à partir de ces essais. De cette manière, il est possible de mesurer le rapport de la perméabilité avant l'injection à la perméabilité moyenne après l'injection, l'absorption moyenne du mélange à chaque section injectée.

L'objectif de ce travail est d'étudier l'étanchéisation des fondations des barrages en terre par moyen d'injection de coulis pour but de contrôler les infiltrations excessives qui traversent les massifs rocheux et qui mettent en danger la sécurité de ces structures. Une application a été menée sur les fondations gréseuses du barrage de Souk Tleta à Tizi-Ouzou, actuellement en cours de construction.

Des données obtenues lors des campagnes de reconnaissance menées par l'Agence Nationale des Barrage (ANB) sont exploitées dans cette thèse pour explorer ce sujet de recherche. Une attention particulière est accordée à la méthodologie développée pouvant être appliquée à de nombreux sites de barrages

La présente thèse est structurée en quatre chapitres, qui se succèdent et « dialoguent » :

**Le premier chapitre** est consacré à la présentation des barrages. Nous décrivons ces structures sous des angles techniques, économiques et sociaux, avant de passer en revue les forces agissant sur les barrages. Dans un second temps, nous présentons les problèmes rencontrés dans les barrages, de la stabilité vis-à-vis du glissement, le phénomène de renard jusqu'au problème de l'érosion interne. Nous achevons ce chapitre en passant en revue les moyens d'étanchéisation qu'offre la technique moderne pour se prémunir contre toute infiltration à travers le corps du barrage et ses fondations.

**Le second chapitre**, présente une introduction à la problématique de cette thèse où un repérage des publications relatives aux problèmes des fondations de barrages induisant au recours à une étude de faisabilité d'une étanchéisation est présenté, à savoir le problème d'infiltration. Il comprend aussi une explication des moyens de contrôle des problèmes d'infiltration dans la fondation et de leur effets, et aussi aux critères d'évaluation de l'étanchéisation des fondations des barrages en terre à savoir ; l'aspect géologique, hydrogéologique, la perméabilité, la qualité du rocher et analyse de la stabilité.

Enfin, un accent est mis sur l'étanchéisation de la masse rocheuse des fondations des barrages en terre par moyen d'injection de coulis.

**Le troisième chapitre** est dédié à une revue des systèmes et des méthodes de classification utilisés dans l'évaluation des masses rocheuses d'un site de barrage donné notamment la qualité

et la perméabilité. Il discute aussi les types et les propriétés principales des caractéristiques structurelles des masses rocheuses ainsi que l'incorporation de ces données dans les schémas de classification.

**Le quatrième chapitre** présente une identification et une caractérisation des différents éléments nécessaires pour évaluer la sécurité d'un barrage en remblai. Il propose une définition classiquement adoptée du facteur de sécurité permettant d'estimer la stabilité d'une pente. Nous nous intéressons ensuite aux méthodes d'équilibre-limite, classiquement utilisées pour calculer le facteur de sécurité dans les domaines de l'ingénierie et de la recherche. Enfin, le chapitre s'achève par une description du code de calcul par élément finis Plaxis 2D et l'introduction de brefs principes de fonctionnement de ce code qui sera appliqué pour notre cas d'étude.

**Dans le cinquième chapitre**, l'étanchéisation des massifs rocheux par moyen d'injection de coulis est introduite en présentant les types et les méthodes d'injection, et les caractéristiques du procédé. Selon les données des masses rocheuses de fondation et des rives, et de l'objectif que l'on veut atteindre, les caractéristiques et les types de coulis sont étudiés en détail.

S'il existe une incertitude quant à l'efficacité du procédé d'injection, un essai d'injection peut être conçu avant la construction du barrage et du rideau de coulis. Ce chapitre s'achève en passant en revue la méthode d'essai d'injection qui servira à comparer le rapport de la perméabilité avant et après injection, mais cela fournira également d'excellentes informations sur l'absorption de coulis pour chaque étape.

Compte tenu des chapitres précédents, **le sixième et dernier chapitre** sera consacré à la présentation du cas d'étude du barrage en terre de Souk Tleta, actuellement en cours de construction. Ce chapitre contient les résultats des différentes analyses menées afin d'évaluer la qualité et la perméabilité des massifs rocheux de fondation. Ensuite une simulation numérique du comportement de ce barrage et de ses fondations vis-à-vis de la stabilité et des déformations a été faite à l'aide du code de calcul Plaxis 2D pour quatre cas de chargement. Enfin, des essais d'injections ont été réalisés pour étudier la faisabilité des injections de la masse rocheuse de fondation et des rives du barrage ; les résultats obtenus sont présentés et discutés dans ce chapitre.

Pour finir, une conclusion générale est établie, elle présente les différents résultats obtenus à l'issue de ce travail de thèse, et permet de donner une synthèse de notre recherche.

---

***Chapitre 1. Etude bibliographique de l'étanchéisation des  
fondations de barrages***

---

## 1.1. Introduction

Ce premier chapitre propose une revue bibliographique des connaissances utiles à la compréhension de ce travail de thèse. Cela constitue une introduction à la problématique de cette thèse. Nous présentons un repérage le plus exhaustif possible des publications relatives aux problèmes des fondations de barrages induisant au recours à une faisabilité d'une étanchéisation à savoir le problème d'infiltration, et comprend une explication des moyens de contrôle des problèmes d'infiltration dans la fondation et de leur effets, et aussi aux critères d'évaluation de l'étanchéisation des fondations des barrages en terre à savoir; l'aspect géologique, hydrogéologique, la perméabilité, la qualité du rocher et l'analyse de la stabilité. Nous mettrons l'accent sur l'étanchéisation de la masse rocheuse des fondations des barrages en terre par moyen d'injection de coulis.

Nous évaluerons le succès de ce moyen en faisant recours à des essais d'injection avant la construction du barrage et du rideau d'injection. A la fin cette étude bibliographique, nous introduisons le cas à étudier pour mener cette démarche d'étude d'étanchéisation des fondations d'un barrage en terre.

## 1.2. Définition

Nous définissons l'étanchéisation des fondations de barrages en terre, l'aptitude d'apporter une solution efficace à un problème qui met en danger la sécurité des barrages en terre à savoir les infiltrations excessives à travers leurs fondations (sol ou rocher).

Des barrages ont été construits pendant des milliers d'années pour maîtriser les crues, produire de l'énergie hydraulique, assurer l'approvisionnement en eau potable, alimenter l'industrie ou irriguer les champs agricoles. Un grand nombre de barrages ont été construits à mesure qu'augmentaient les populations et les économies nationales. Un barrage agit fréquemment comme une infrastructure à usages multiples.

Le barrage en terre est le premier type de barrages construits par l'homme pour contrôler et gérer les ressources en eau. Il est ensuite développé avec le développement des sciences de l'ingénieur dans le domaine de la géotechnique et de l'hydraulique.

Au fil des années, partout dans le monde, plusieurs pays ont adopté la construction de barrages en terre puisque ils offrent la possibilité de construire une structure hydraulique solide et sûre, et ils se caractérisent par une adaptabilité favorable de leur fondation (Ma et Chi 2016). Les barrages en remblai représentent environ 85% des barrages dans le monde (Zeidan et al. 2017).

### **1.2.1. Description des principaux types de mouvement**

Un barrage en terre est construit, dans la mesure du possible, à partir de matériaux locaux ; sa stabilité doit être assurée dans toutes les conditions ; pendant sa construction, en service, aux différents niveaux de retenue et dans les conditions d'inondation et de sécheresse. Le barrage et les fondations doivent être suffisamment étanches pour contrôler les infiltrations ; assurer la stabilité, et maintenir le niveau de réservoir souhaité. Une évaluation de la conception du barrage doit être effectuée pour s'assurer que ces critères sont satisfaits. La stabilité du barrage contre la rupture des pentes est un élément essentiel pour la conception et la collecte d'informations, et le contrôle continu de la sécurité du barrage pendant toute sa durée de vie est une tâche importante et a reçu une grande importance au cours des dernières années (Fan et al. 2009).

En présence d'eau, les ouvrages en terre peuvent subir des dommages irréversibles suivant trois mécanismes principaux : le glissement, la surverse et les infiltrations. En effet, l'analyse statistique de 534 ruptures de barrages dans 43 pays avant 1974, indiquait que les ruptures de barrages en terre/rocher représentaient la plus grande proportion de toutes les ruptures et incluaient 49% des surverse, 28% des écoulements dans le corps du barrage et 29% des écoulements dans les fondations (ICOLD Bulletin 111 1998). Fisher et al. (2017) indique que dans 38% des cas, l'érosion et l'écoulement d'eau sont les causes les plus probables de rupture de barrage en terre. Comme on peut le constater, l'une des causes de la défaillance des barrages en terre sont les infiltrations à travers le corps et les fondations.

### **1.3. Infiltrations à travers les fondations des barrages en terre**

Au remplissage, de nombreux barrages, partout dans le monde, sont affectés par des infiltrations à travers le remblai, la fondation et les rives (Mozafari et al. 2012). Cela peut avoir un impact significatif sur l'environnement, la construction et le fonctionnement du barrage à long terme.

La structure d'un sol ou d'un rocher est le principal responsable des infiltrations qui le traversent. Lorsque les vides forment un conduit continu, la capacité d'infiltration d'eau augmente. Autrement dit, l'écoulement de l'eau à travers le sol/roche dépend en grande partie de la capacité de ces vides à se laisser traverser, connue aussi sous le nom de perméabilité. Par conséquent, la quantité d'infiltration change en fonction de la perméabilité, et doit être donc estimée pour garantir la stabilité des barrages en terre qui sont soumis aux forces d'infiltration (Das 1994).

Le problème d'infiltration est l'un des sujets les plus importants dans la conception et la construction de barrages et de structures hydrauliques (Ouria et Toufigh 2009; Mohd Siam et al. 2016). Des infiltrations anormales ou excessives peuvent entraîner l'érosion dans le barrage et/ou ses fondations qui pourrait éventuellement provoquer sa défaillance (Dong et al. 2016; Peng et Wang 2008) ; il est donc important de bien comprendre le régime de l'eau traversant le sol/la roche et les caractéristiques géologiques d'un site au stade de la planification et de la conception, afin que les fuites d'eau puissent être correctement contrôlées.

Les infiltrations sous les structures hydrauliques, étant le principal facteur d'instabilité de telles structures, est une question de grande importance (McLoughlin et Ahmed 2012a; Farouk et Smith 2000a). Si un problème d'infiltration n'est pas détecté à temps ou si des mesures de contrôle d'infiltration ne sont pas prises entièrement, cela entraînera probablement une défaillance du processus d'infiltration, un glissement de terrain et menacera sérieusement la sécurité de l'ouvrage. Des ruptures de barrages dues au manque d'informations géologiques et au problème des infiltrations ont été enregistrées partout dans le monde ; le barrage en terre de Teton (USA) et le barrage en béton de Gouhou (Chine) (Su et al. 2015).

En règle générale, comme l'eau dans le réservoir est précieuse et quand les fondations sont très perméables, il est absolument nécessaire de réaliser un moyen d'étanchéisation adéquat. Dans le cas contraire, où il existe un grand excédent d'eau et un substrat rocheux relativement imperméable, il n'y a peut-être aucune raison de construire une étanchéité.

Le contrôle des infiltrations est nécessaire pour prévenir les pressions excessives de soulèvement, l'instabilité de la pente en aval, l'écoulement à travers le remblai et / ou la fondation, et l'érosion du matériau par migration dans les joints ouverts de la fondation et des rives. L'évaluation de la nécessité d'étanchéiser les fondations d'un barrage est souvent une question controversée. Parfois, des ingénieurs possédant une vaste expérience dans la construction de barrages ont des opinions très différentes sur la question de savoir si un moyen d'étanchéité doit être construit pour un barrage spécifique. Généralement, plusieurs facteurs doivent être pris en compte, tels que : la hauteur du barrage, les caractéristiques géologiques de la fondation, le type de barrage (en remblai, poids ou barrage en voute), le débit de fuites admissible, le coût de l'opération et d'autres facteurs, individuels à chaque projet.

### **1.3.1. Facteurs géologiques**

Les facteurs géologiques jouent un rôle majeur dans la conception et la construction d'un barrage. Parmi les divers facteurs naturels qui influencent la conception des barrages, aucun n'est plus important que les facteurs géologiques (Oliveira 2011). Non seulement ils contrôlent

le caractère des formations, mais ils régissent également les matériaux disponibles pour la construction (Khavari 2015). Il existe de nombreux exemples de structures hydrauliques dans lesquels les conditions de la fondation n'étaient pas suffisamment connues et les coûts de construction et de traitement ont largement dépassé le budget initial (Ichikawa, 1999).

Le problème des infiltrations d'eau a été la principale préoccupation des concepteurs et de nombreux chercheurs ces dernières années. Par exemple, Özsan et Karpuz (1996) ont étudié les défis géotechniques associés au micaschiste à quartz du site du barrage Anamur en Turquie; Abderahman et Darwish 2001 ont effectué une évaluation géotechnique du site de barrage de Karameh, Jordanie ; et des études géotechniques in situ et en laboratoire ont été effectuées sur le site du barrage Urus, Turquie par Özsan et Akin (2002); Glawe et Linard (2003); ont étudié l'influence des conditions géologiques rencontrées sur un site de barrage en Indonésie sur la conception du haut barrage;

Une cartographie géologique, des levés géophysiques et une investigation des forages ont été entrepris au site du barrage Xiaolangdi par Fengshou et al. (2006). Basarir (2006) a caractérisé les masses rocheuses du site du barrage de Sulakyurt, en Turquie sur la base des informations géologiques collectées in situ et les propriétés géotechniques des matériaux rocheux déterminées en laboratoire ; et afin de détecter les problèmes probables et définir les précautions à prendre avant la construction du barrage d'Obruk en Turquie; Kocbay et Kilic (2006) ont évalué le site du point de vue géologique (discontinuités, degré d'altération et perméabilité) le long de l'axe du barrage.

Uromeihy et Barzegari (2007a) ont évalué les propriétés géologiques dans le site du barrage de Chapar Abad, en Iran afin d'étudier les problèmes d'infiltration et de sélectionner le moyen d'étanchéisation approprié, et des études similaires ont été menées au barrage de de Kamal-Saleh, en Iran, par Uromeihy et Farrokhi (2012a); Rajabi et al. (2015) au barrage de Tanguyeh en Iran ; Hu et Ma (2016a) au barrage de Pipasi, Ostadmahmoodi-do et al. (2015) au barrage Dodaroo, Iran, Sissakian et al. (2020) au barrage Mossoul, Agan (2015); Shahid et Mehdi (2016) le long de l'axe des barrages Mezra, Turquie, et Semirom, Iran, Adhikari et al. (2019) au barrage de Sunkoshi-2, Népal, Ansarifar et al. (2015) aux rives et de la fondation du barrage Zarani, Iran, Ghafoori et al. (2011) au barrage de Daroongar et Umoren et al. (2016) au barrage Nkari, Nigéria. Ghanbari et al. (2013) a soulevé la nécessité de concevoir un projet de barrage en fonction des conditions géologiques aussi précisément que possible pour atteindre l'objectif d'étudier et approuver la qualité des données.

Le débit d'infiltration est significativement affecté par le coefficient de perméabilité du sol/roche ; l'étanchéisation des fondations d'un barrage (injection d'un coulis dans le cas des roches)

a pour objectif de réduire les infiltrations qui les traversent en comblant les discontinuités géologiques et autres défauts qui pourraient causer des chemins de fuite.

À cet égard, la bonne compréhension des conditions géologiques et hydrogéologiques du site est essentielle à la conception d'un programme d'étanchéisation afin d'identifier et recouper les voies potentielles d'écoulement et les traiter d'une manière appropriée et efficace (Weaver et Bruce 2007; Jones et al. 2019).

#### ***1.3.1.1. Problèmes d'infiltration liés à la perméabilité***

Étant donné que chaque site de barrage est unique et différent des autres, des investigations géologiques et hydrogéologiques spéciales pour chaque site sont un facteur clé pour déterminer le succès d'un projet.

L'infiltration d'eau à travers le corps et les fondations des barrages est l'un des paramètres de conception les plus importants fortement influencé par la perméabilité. En plus de la prise en compte des conditions géologiques des masses rocheuses, l'étude d'étanchéisation des fondations et des rives du barrage nécessite la prise en compte des conditions de perméabilité (Sadeghiyeh et al. 2013; Barzegari 2017).

Une analyse fine de la perméabilité des fondations d'un barrage est un facteur clé pour déterminer la quantité précise d'eau infiltrée et démontrer les exigences de sa construction et définir un système d'étanchéité approprié pour le sol et / ou la masse rocheuse.

Les conditions géologiques et de perméabilité d'une masse rocheuse peuvent être évaluées à l'aide d'essais in situ, en laboratoire ou des études de bureau. Les essais de perméabilité in situ des sols et des roches permettent généralement une détermination plus précise de la perméabilité que les essais de laboratoire (Hamm et al. 2007; Mollah et Sayed 1995). La décision de construire un moyen d'étanchéisation dépend en grande partie des résultats de perméabilité issus des essais de pression d'eau (essais Lugeon), tels qu'introduit par Lugeon (Ewert 1997).

Au cours des dernières années, les recherches concernant l'investigation géologique, hydrogéologique, géotechniques, la perméabilité, le contrôle des infiltrations, et le traitement des fondations des projets de barrages ont été les principaux thèmes de préoccupation de nombreux chercheurs.

De nombreux chercheurs ont examiné la perméabilité des masses rocheuses exposées aux sites de barrages (Goodman et al. 1964; Karagüzel et Kiliç 2000; Barton 2004; Foyo et al. 2005; Coli et al. 2008; Li et al. 2008).

En raison d'un manque de données du site, Liu et al. (2012) ont proposé une approche de simulation à base physique pour une modélisation efficace de la défaillance d'un barrage. L'évaluation géotechnique à savoir la perméabilité du site du barrage de Nargesi a été étudiée par Ajalloeian et Azimian (2013). Xiang et al. (2015) ont réalisé un modèle hydrogéologique 3D de la fondation d'un barrage, en prenant en compte l'influence des failles et de la distribution des fissures sur les infiltrations.

La perméabilité des masses rocheuses est en général liée à la conception et à la construction de barrages. Elle a été étudiée par de nombreux chercheurs ;

- Le problème des infiltrations ainsi que le traitement de la fondation du barrage de Chapa-Abad en Iran ont été évalués par Uromeihy et Barzegari (2007b).

Turkmen (2003) et Ghobadi et al. (2005) ont respectivement mené une enquête sur le problème d'infiltrations à travers les barrages de Kalecik en Turquie et Shahid-Abbaspour en Iran. Une évaluation des pertes d'eau du réservoir de Ricice construit dans le karst dinarique en Croatie a été réalisée par Bonacci et Roje-Bonacci (2008), de même Barzegari (2017) a évalué les caractéristiques géotechniques de la fondation rocheuse du barrage de Peygham-chay en mettant l'accent sur sa perméabilité.

Pour évaluer de manière plus objective la perméabilité d'une masse rocheuse, il est fortement recommandé de prendre en compte les valeurs Lugeon.

L'essai Lugeon est largement utilisé pour estimer la conductivité hydraulique moyenne des masses rocheuses et est souvent considéré à la fois comme paramètre pour déterminer la perméabilité critique et un critère pour spécifier la nécessité de prévoir des injections dans la masse rocheuse (Sharghi et al. 2010).

Des essais de perméabilité ont été effectués pour caractériser les formations rocheuses depuis le début du 20<sup>e</sup> siècle. L'essai de pression d'eau ou l'essai Lugeon est une expérience menée et popularisée par Lugeon (1933) après avoir défini une unité standard pour quantifier la capacité de transmission des discontinuités rocheuses.

L'essai consiste à injecter de l'eau sous pression à débit constant dans une section isolée (généralement de 3 à 5 m) dans le forage jusqu'à ce que le débit soit constant pour une pression appliquée (c'est-à-dire une hauteur constante).

Généralement, les essais sont effectués avec un système à double packer. La prise d'eau (décharge) est mesurée sous des étapes de pression croissante (chargement) et décroissante (déchargement) à des intervalles de temps appropriés le long du trou de forage. L'essai se déroule généralement en cinq étapes, parfois avec plus ou moins d'étapes de pression. Le nombre d'étapes de pression varie en fonction des objectifs de l'essai ; par exemple, pour

déterminer la perméabilité initiale d'une masse rocheuse, cela peut être réalisé avec un essai de pression à une seule étape. La procédure ordinaire de l'essai atteint une pression maximale par augmentation progressive, puis réduite jusqu'à la pression initiale (Nonveiller 1989).

La valeur de la perméabilité en Lugeon (LU) est le volume d'eau (l) dans une unité de temps (min) sur une unité de longueur (m) pour un intervalle de test

à une pression de 10 bars (Nonveiller 1989; Houlsby 1990) ; équation (1.1) :

$$Lu = \frac{10 Q}{P_e L} \quad (\text{L/m/min}) \quad (1.1)$$

Où ; Q est le débit de fuite en L / min,

L est la longueur de la section d'essai en m,

P<sub>e</sub> est la pression effective dans l'intervalle testé en bar

La pression effective dans la section d'essai est déterminée à l'aide de l'équation suivante :

$$P_e = P_m + P_h - P_r - P_w \quad (1.2)$$

P<sub>m</sub>: pression manométrique à la surface,

P<sub>h</sub> : pression hydrostatique résultant de la colonne d'eau dans le forage jusqu'au milieu de la section d'essai,

P<sub>r</sub> : chute de pression dans les tuyaux, et

P<sub>w</sub> : pris en compte juste au cas où la nappe phréatique est au-dessus de la section d'essai et peut être calculée comme étant la pression hydrostatique résultant de la hauteur du niveau des eaux souterraines de la section d'essai.

Les valeurs Lugeon peuvent être classées selon la classification de Houlsby (1976) et Barzegari (2017) en quatre classes (Lu <3 très faible perméabilité ; 3 <Lu <10 faible perméabilité ; 10 <Lu <30 perméabilité moyenne et Lu > 30 haute perméabilité).

En utilisant l'essai de pompage Lugeon sur plusieurs fondations de barrage, Snow (1968) a observé une diminution de la perméabilité et l'ouverture des joints en fonction de la profondeur. Izharul et Hashmi (1982) ont réalisé des essais de perméabilités pour évaluer et détecter les vides et les zones perméables dans les fondations du barrage de Simly, Pakistan, et Uromeihy et Farrokhi (2012b) ; ont étudié la faisabilité des injections au barrage de Kamal-Saleh sur la base des essais Lugeon.

Cependant, en raison de l'hétérogénéité des caractéristiques hydrogéologiques des masses rocheuses et l'anisotropie découlant des discontinuités, les valeurs de la perméabilité déterminées par des essais in situ dans une zone limitée ne reflètent pas nécessairement la perméabilité réelle de la masse rocheuse à l'échelle du site du projet.

L'essai Lugeon (packer test) est l'essai in situ le plus couramment utilisé (Lugeon 1933), or, les essais in situ dans les forages fournissent uniquement des informations sur la perméabilité des strates immédiatement adjacentes au forage (Gurocak et Alemdag 2012).

Une analyse détaillée et une corrélation avec la géologie du site sont alors nécessaires pour compléter les données des forages. Pour évaluer la perméabilité d'une masse rocheuse de manière plus objective, il est fortement recommandé de prendre en compte, outre les valeurs Lugeon, les caractéristiques géologiques, lithologiques et la qualité du rocher (Goodman et al. 1964; Barton et al. 1985).

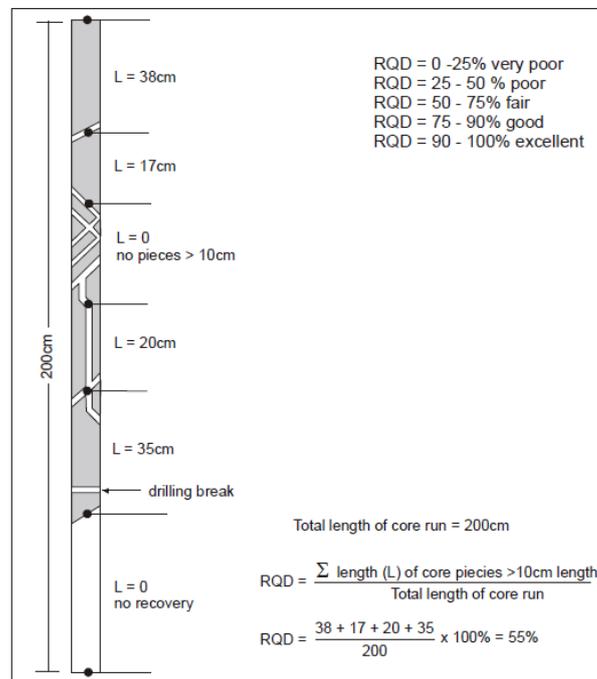
### ***1.3.1.2. Problèmes d'infiltration dus à la qualité du rocher***

La masse rocheuse est un type de matériau discontinu qui contient souvent une variété de joints, qui discrétisent la masse rocheuse en blocs de différentes tailles et formes. En raison de la nature discontinue des masses rocheuses, il est important de choisir la zone la plus représentative de la masse rocheuse, c'est à dire affectée par la structure détectée lors de l'analyse des propriétés. La classification des masses rocheuses est utilisée pour fournir une base pour comprendre les caractéristiques de la masse rocheuse (Bieniawski 1989).

La caractérisation de la masse rocheuse a été abordée par un certain nombre de chercheurs, en particulier la désignation de la qualité de la roche (RQD) (Deere et al. 1966), le système de classification de la masse rocheuse (RMR) (Bieniawski 1978), Q-system (Barton et al. 1981) et indice de résistance géologique (GSI) (Hoek et Brown 1997). Le RQD a gagné une large acceptation et application dans le monde entier par rapport aux autres indices, et a été développé par Deere et al. (1966) afin de donner une estimation quantitative de la fracturation influençant le comportement de la masse rocheuse à partir de l'examen de carottes obtenues par des forages. De nombreux ingénieurs ont fréquemment utilisé le RQD pour déterminer la solidité des masses rocheuses en association avec leur propre expérience (Choi et Park 2004a).

Le RQD est déterminé en mesurant le pourcentage de récupération de morceaux intacts de carotte de forage dont la longueur est supérieure à 100 mm à la longueur totale du forage. Le RQD a été élaborée pour être utilisé sur des roches de 54,7 mm de diamètre (carotte de forage de calibre NX). Il s'agit du principal indicateur de zones rocheuses de mauvaise qualité. Le RQD sert aujourd'hui de paramètre standard pour les échantillons de forage et constitue une valeur de base pour les principaux systèmes de classification des masses rocheuses : Système de classification de la masse rocheuse (RMR), système-Q et l'indice GSI. Le RQD est une mesure facile, rapide et peu coûteuse car seules certaines carottes de forage (plus de 10 cm) sont incluses (fig. 1.1) et présente un grand intérêt pour les travaux de construction en

mécanique des roches. Il est, par conséquent, fréquemment appliqué sur les carottes obtenues par les forages et est souvent la seule méthode utilisée pour décrire la fracturation le long des forages carottés.



**Fig. 1.1: Procédure de mesure et calcul du RQD (Deere, 1989).**

La relation entre la valeur du RQD et la qualité de la masse rocheuse peut être établie selon la proposition de Deere et al. (1966) et elle est présentée au Tableau 1.1.

**Tableau 1.1 : Corrélation entre l'indice RQD et la qualité de la masse rocheuse (Deere et al. 1966).**

RQD (%)	Qualité du massif rocheux
< 25	Très pauvre
25 – 50	Pauvre
50 – 75	Moyenne
75 – 90	Bonne
90 - 100	Excellente

### 1.3.1.3. Indice de la perméabilité secondaire (SPI)

La perméabilité des masses rocheuses fissurées est fortement liée aux caractéristiques des joints ; degré de fissuration, ouverture, continuité et la présence d'altération au remplissage. L'inspection des carottes de forage permet d'estimer le degré de fissuration et d'ouverture des joints. Néanmoins, la continuité et l'altération en remplissage ne peuvent pas être détectées (Foyo et al. 2005).

L'essai de perméabilité Lugeon est la méthode la plus courante et la plus appropriée pour déterminer la perméabilité d'une masse rocheuse en raison de la présence des failles, des plans de stratification, des joints, des fissures...etc. Les résultats de cet essai in situ sont fortement liés aux caractéristiques géométriques et au degré d'altération des voies potentielles de circulation d'eau (Ewert 1997; Karagüzel et Kiliç 2000; Foyo et al. 2005).

Le forage carotté permet d'évaluer l'ouverture du joint à travers lequel l'eau s'écoule, mais il ne permet pas de définir sa continuité. D'autre part, le degré de fissuration dans les carottes de forages défini par l'indice RQD constitue la référence principale pour prédire le comportement de la section d'essai sous l'essai Lugeon. La mesure de cet indice est souvent utilisée pour décider si l'essai d'eau en pression doit être effectué. Le degré de fissuration et la quantité d'eau absorbée lors de l'essai doivent être en relation directe. Cependant, il est fréquent que les zones de masse rocheuse ayant un faible degré de fissuration connaissent des prises d'eau élevées, et la situation inverse est aussi possible. Bien que l'indice RQD nous renseigne sur la qualité du rocher, il n'est pas une référence adéquate pour examiner le comportement de la section testée, puisqu'il n'évalue pas la continuité des joints et le remplissage des altérations. L'indice de perméabilité secondaire (SPI) est une classification de la masse rocheuse basée sur la perméabilité exprimée à partir de la conversion de l'absorption d'eau issue des essais de pression Lugeon en une perméabilité qui, lorsqu'elle est complétée par le degré de fissuration, peut être utilisée comme approximation de la conception du traitement de la masse rocheuse.

Ces données d'essais Lugeon sont utilisées pour calculer le SPI par la méthode proposée par Foyo et al. (2005), qui ont combiné une forme modifiée de la relation de Lugeon avec la perméabilité radiale d'une masse rocheuse, ainsi que la géométrie du forage (rayon), pour proposer une nouvelle équation qui donne une valeur plus proche du coefficient de perméabilité que celle produite par la relation de Lugeon.

Le SPI représente l'écoulement d'eau par unité de temps (l / s), à travers la surface de la section du forage d'essai, (m<sup>2</sup>). Cela permet donc de définir la qualité de la masse rocheuse de la section d'essai équation (1.3).

$$SPI = C \times \frac{\ln\left(\frac{2Le}{r} + 1\right)}{2\pi Le} \times \frac{Q}{H.t} \quad (1.3)$$

Où:

SPI: indice de perméabilité secondaire (l / s par m<sup>2</sup> de la surface du forage d'essai) ;

C : constante qui dépend de la viscosité du fluide dans une roche à une température de 10 °C et qui est égal à 1,49e<sup>-10</sup> (Snow 1968) ;

Le : longueur de la section d'essai (m) ;

r : rayon du forage (m) ;

Q : l'eau absorbée par une masse rocheuse (l);

t : durée d'application de la pression à chaque étape (s);

H : pression totale exprimée en colonne d'eau (m);

L'index SPI proposé présente les propriétés suivantes (Foyo et al. 2005) :

- Il est basé sur les paramètres classiques de l'essai Lugeon, c'est-à-dire la pression et l'absorption d'eau. Par conséquent, son utilisation ne nécessite aucune modification des ressources systématiques et techniques.

- L'unité de l'indice expriment l'absorption d'eau lors de l'essai de pression par unité de temps, l / s, à travers une section d'injection, m<sup>2</sup>. Par conséquent, l'indice est exclusivement approprié aux masses fissurées et permet de définir la qualité de la masse rocheuse de la section d'essai. Sur la base du SPI, les roches sont classées en quatre groupes (tableau 1.2).

**Tableau 1.2 : Classification des masses rocheuses sur la base de SPI et les considérations de traitement pour le massif.**

Secondary Permeability Index (l/s m <sup>2</sup> )	$SPI \leq 2.16 \times 10^{-14}$	$2.16 \times 10^{-14} < SPI \leq 1.72 \times 10^{-13}$	$1.72 \times 10^{-13} < SPI \leq 1.72 \times 10^{-12}$	$SPI > 1.72 \times 10^{-12}$
<b>Classe SPI</b>	Class A	Class B	Class C	Class D
<b>Classification</b>	Excellent	Passable	Pauvre	Très pauvre
<b>Traitement</b>	Pas nécessaire	Local	Nécessaire	Extensif
<b>Equivalent en valeur Lugeon</b>	$\leq 1$	1 - 8	>8	>80

SPI est un indice à information double : d'une part, une référence à la qualité de la masse rocheuse et d'autre part, un indicateur de conductivité.

L'indice SPI est utilisé est mis en application dans de nombreux sites de barrage ; Azimian et Ajalloeian (2015) ont décrit la relation entre les résultats Lugeon et l'indice de perméabilité secondaire dans les sites des barrages de Nargesi et Cheshmeh-Assheg. Sadeghiyeh et al. (2013) ont pris en compte les résultats SPI pour comparer la perméabilité et la faisabilité des injections de la masse rocheuse du site du barrage d'Ostur. D'autre part, Barzegari (2017) a évalué la perméabilité d'une fondation rocheuse d'un barrage sur la base des résultats des essais de pression d'eau (essai Lugeon) et de l'indice de perméabilité secondaire (SPI) ; Sohrabi-Bidar et al. (2016) ont présenté une étude de cas, où ils ont étudié la relation entre trois propriétés des roches, notamment LU, SPI, et le volume de coulis absorbé lors des essais d'injection sur le site

du barrage de Bakhtiari. Cependant, lorsque le mélange de coulis et le succès de l'opération de coulis au barrage De Hoop en Afrique du Sud étaient connus, Jones et al. (2019) ont effectué une analyse rétrospective pour vérifier le traitement du sol tel que proposé par l'indice de perméabilité secondaire.

La classification de la masse rocheuse définie par le SPI, associée au degré de fissuration des carottes de forage, permet de zoner une masse rocheuse dans différentes classes de qualité et de traiter chaque zone séparément (Foyo et al. 2005).

La section d'essai peut être considérée comme imperméable lorsque l'absorption d'eau est égale ou inférieure à 1 unité Lugeon (Ewert 1997; Houlsby 1990.; Kutzner 1996). En conséquence, la qualité de la section d'essai est considérée comme excellente, classe A, lorsque la valeur SPI est égale ou inférieure à  $2,16 \times 10^{-14}$  l/s.m<sup>2</sup>.

La classe  $A \leq 2,16 \times 10^{-14}$  signifie que la section d'essai peut être considérée comme imperméable et que la qualité de la masse rocheuse est excellente. Dans cette condition, l'absorption d'eau est inférieure ou égale à 1 Lu et le traitement pour réduire la conductivité de la masse rocheuse n'est pas nécessaire.

La classe B,  $2,16 \times 10^{-14} < SPI \leq 1,72 \times 10^{-13}$ , implique une prise d'eau plus importante mais ce n'est pas une valeur alarmante, inférieure à 8 Lu. Dans ces conditions, il a été considéré que le traitement du sol doit être local et que la qualité de la masse rocheuse est définie comme bonne à passable (Good–Fair)

La classe C,  $1,72 \times 10^{-13} < SPI \leq 1,72 \times 10^{-12}$ , indique la présence de zones de masse rocheuse avec une absorption d'eau supérieure à 8 LU. La qualité de la masse rocheuse est définie comme Pauvre (Poor) et il a été considéré que le traitement de masse rocheuse est nécessaire. De nouveaux essais de pression d'eau pour confirmer l'amélioration sont recommandés.

La classe qui implique un dommage extrême, Classe D,  $SPI > 1,72 \times 10^{-12}$  la qualité de la masse rocheuse est très pauvre (Very Poor), représente une situation anormale telle que des essais Lugeon effectués dans des masses rocheuses avec des processus karstiques intensifs ou un degré élevé d'ouverture de joint dû à la décharge de l'eau. L'absorption d'eau dépasse 80 Lu. Dans ces conditions, le traitement du sol doit être extensif. De nouveaux essais de pression d'eau pour confirmer l'amélioration obtenue après le traitement de la masse rocheuse sont obligatoires.

## 1.4. La stabilité de barrages et fondations

L'analyse de la stabilité des pentes d'un barrage en terre est très importante afin de vérifier la stabilité de toute la structure. L'évaluation de la stabilité et de la déformation des barrages en remblai est un aspect crucial que chaque structure de barrage en terre doit être vérifiée.

La stabilité d'un barrage en terre dépend de sa géométrie, des matériaux qui le composent, de la pression d'eau et des forces auxquelles il est soumis. La présence d'eau a un effet néfaste sur la stabilité de ses talus et de sa fondation. La pression de l'eau agissant dans les espaces poreux, les fractures, les joints ou autres discontinuités dans les matériaux qui composent la pente du remblai et la fondation réduiront la résistance de ces matériaux (Malekpour et al. 2012).

Les infiltrations d'eau est l'un des principaux problèmes qui affectent les structures hydrauliques. Des études expérimentales et observationnelles ont révélé que les infiltrations influencent directement la stabilité des barrages et que les fluctuations de la pression dans le corps du barrage en remblai et fondations causées par les infiltrations peuvent menacer la stabilité et la sécurité de la structure (Rehamnia et al. 2020). Les infiltrations sous les structures hydrauliques, étant leur principal facteur d'instabilité, est une question de grande importance (McCloughlin et Ahmed 2012b; Farouk et Smith 2000b).

L'eau stockée dans le réservoir du côté amont du barrage s'infiltré à travers la fondation du barrage et tente de faire surface du côté aval, en raison de la différence du niveau d'eau entre les deux côtés. La connaissance de la quantité de fuite et du débit d'infiltration et de sa variabilité est essentielle pour résoudre de nombreux problèmes pratiques liés à la gestion et au contrôle du réservoir du barrage (Dai et al. 2019).

L'absence de stabilité d'un barrage en terre est principalement causée par les infiltrations, en particulier en présence d'une pression d'eau élevée (Al-Fares 2011). De plus, la rupture totale des barrages en terre est en grande partie due à un débit d'infiltration élevé (Morán et al. 2019). Selon Wang et al. (2018), une détection précoce des infiltrations (espace et temps) est nécessaire afin d'éviter tout problème de défaillance. De plus, une quantification correcte du débit de fuite peut aider pour prendre des mesures adéquates d'étanchéité, en particulier sous différents niveaux de remplissage du barrage (Al-Saigh et al. 1994).

La stabilité des pentes est l'un des principaux et classiques problèmes des barrages en remblai qui ont été étudiés en deux dimension par de nombreux auteurs en utilisant diverses méthodes basées sur l'approche traditionnelle d'équilibre limite (Bishop 1955; Fellenius 1927). La méthode d'équilibre limite (Guo et al. 2019; Johari and Mousavi 2019; Nguyen et Likitlersuang

2019) ou le modèle éléments finis / différences finies (Fenton et Griffiths 1996) peuvent être utilisés pour calculer le facteur de sécurité ( $F_s$ ) pour les pentes d'un barrage.

L'analyse d'équilibre limite est une méthode largement utilisée dans la pratique pour calculer le facteur de sécurité des pentes. Fellenius (1927) et Terzaghi (2007) ont utilisé cette méthode pour analyser le problème de la stabilité des pentes du sol à la rupture en utilisant le critère élastique parfaitement plastique de Mohr – Coulomb. Ensuite le principe de la méthode a été affiné et est devenu des méthodes simplifiées en divisant le sol en tranches.

Ces méthodes incluent : la méthode modifiée de Bishop (1955), la méthode simplifiée de Janbu (1975), la méthode de Morgenstern et Price (1965a) et la méthode de Spencer (1967).

En raison de sa simplicité, la méthode de l'équilibre limite a été pendant longtemps l'une des méthodes les plus populaires en géotechnique.

Au cours des dernières décennies, les méthodes numériques, associées aux ordinateurs puissants permettent une solution à la quasi-totalité des problèmes physiques convenablement formulés et ceci avec toute la précision souhaitée. Parmi ces méthodes, on distingue celles des éléments finis et des différences finies qui ont permis de modéliser le début de la rupture et ont apporté des renseignements inaccessibles avec les méthodes d'équilibre limite.

Par rapport à l'approche traditionnelle d'équilibre limite, la méthode des éléments finis présente de nombreux avantages, comme l'absence d'hypothèse préalable sur l'emplacement ou la forme de la surface de rupture, les forces latérales des tranches et leurs directions, et présente une bonne application pour les profils complexes de sol. Elle permet aussi d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres en tous points du modèle dans un temps raisonnable (Ho et Rowe 1994; Ling et al. 2003; Hatami et Bathurst 2011, 2006; Al Hattamleh et Muhunthan 2006; Yoo et Song 2006; Bergado et Teerawattanasuk 2008).

Avec les méthodes numériques utilisant la méthode des éléments finis, il existe deux approches de base pour calculer le facteur de sécurité «technique de réduction de Résistance au cisaillement» (Zienkiewicz et al. 1975) et «méthode de la limite améliorée» introduites par Naylor (1982a).

La technique de réduction de la résistance au cisaillement est l'une des principales méthodes numériques pour l'analyse de la stabilité des pentes de barrages, elle est utilisée avec succès dans l'étude des structures géotechniques (excavations, remblais, barrages en terre et décharges). La réduction de la résistance au cisaillement signifie la réduction progressive des paramètres de résistance au cisaillement (cohésion  $C$  et angle de frottement interne  $\phi$ ) en appliquant les programmes d'éléments finis (Griffiths et Lane 2015; Matsui et San 1992; Zheng et al. 2005) jusqu'à l'apparition de la première indication de rupture.

Le calcul du facteur de sécurité ( $F_s$ ) basé sur les éléments finis est possible en utilisant la méthode de réduction de la résistance et il est défini comme le rapport entre la résistance au cisaillement réelle du matériau et la résistance au cisaillement minimale. Le concept de la méthode de réduction de la résistance au cisaillement a été introduit pour la première fois par Zienkiewicz et al. (1975) pour évaluer les performances des pentes. Cette technique a ensuite été utilisée comme approche commune dans plusieurs codes numériques pour l'analyse de la stabilité des pentes, tels que (Zienkiewicz et al. 1975; Naylor 1982a; Donald et Giam 1988a; Ugai 1989; Matsui et San 1992; Ugai et Leshchinsky 1995a; Zheng et al. 2005; Roosta et al. 2005; Kainthola et al. 2012a; Griffiths et Lane 2015; Maji 2017b) et de nombreux autres chercheurs.

La stabilité des barrages en terre doit être vérifiées pour un certain nombre de cas de charge de la vie de l'ouvrage tels que pendant et à la fin de la construction, les conditions d'infiltration en régime permanent, les conditions opérationnelles qui incluent les conditions de vidange rapide, la modification de la construction et celle sous chargement sismique.

Les méthodes proposées permettent aussi d'évaluer les déplacements permanents, les tassements et l'augmentation de la pression interstitielle dans un barrage en remblai pour chacune des étapes.

Pour concevoir une structure hydraulique sûre contre les infiltrations sous la structure, ces deux importants points doivent être contrôlés :

#### 1. Sécurité contre les forces de soulèvement

La force de soulèvement qui se produit en raison de l'infiltration d'eau sous la structure hydraulique exerce une pression de soulèvement sur la base de la structure.

#### 2. Sécurité contre le phénomène d'érosion

L'eau qui s'infiltré sous la structure hydraulique commence du côté amont et essaie d'émerger à l'extrémité aval de la fondation imperméable. Si le gradient hydraulique de sortie est supérieur au gradient hydraulique critique de la fondation, un phénomène appelé érosion peut se produire en raison du lavage et de la migration progressifs des particules fines du sous-sol.

Afin de fournir la sécurité requise contre les forces et les pressions excessives de l'eau qui peuvent poser de sérieuses menaces à la sécurité des barrages, les concepteurs fournissent généralement des écrans étanches (un écran étanches peut être un rideau d'injection, une tranchée en béton, des palplanches en acier ou un tapis d'étanchéité amont) dans les fondations des structures hydrauliques. Cet écran est souvent imperméable et réduit en général le débit de fuite à la sortie aval.

## 1.5. Moyens d'étanchéisation des fondations des barrages en terre

### 1.5.1. Faisabilité d'une étanchéité dans les fondations

La masse rocheuse est une structure agrégée intrinsèquement hétérogène composée de roches intactes et de discontinuités géologiques (exemple : failles, joints, fissures, plans de stratification et des fractures, ... etc). Ces discontinuités sont une source de faiblesse et peuvent entraîner des problèmes d'instabilité cruciaux lorsque leur résistance est inférieure à celle d'une roche intacte (Zhang et al. 2006).

Les conditions géologiques d'une fondation rocheuse de barrage sont généralement complexes en raison des nombreuses fractures, vides et faibles couches intercalées. Étant donné que ces fractures et vides créent un chemin préférentiel pour l'infiltration d'eau menaçant la fondation du barrage. Il est nécessaire de bien comprendre les conditions du sol et les caractéristiques géologiques et hydrogéologiques des masses rocheuses en question afin de pouvoir contrôler de manière appropriée les fuites d'eau des fondations et des rives par une technique d'étanchéité adéquate. La faisabilité d'une étanchéité dans les fondations et les rives d'un barrage dépend des conditions géologiques des masses rocheuses (leur lithologie, la résistance de la roche, leurs principaux joints, la distribution des discontinuités) et de leurs conditions de perméabilité.

En raison du manque d'informations géologiques sur les fondations des barrages, de nombreuses défaillances ont été enregistrées partout dans le monde: Le barrage qui demeure un cas d'école et reste en mémoire est le barrage de Malpasset qui s'est effondré (1959) en raison du glissement de l'appui gauche provoqué par l'existence d'une zone de faible résistance au cisaillement associée à une pression de soulèvement excessive (Laginha Serafim 1987; Londe 1987), la rupture du barrage en terre de Teton (1976) qui était situé sur une fondation rocheuse fissurée en rhyolite (Bolton Seed et Duncan 1987) et le barrage d'Austin (1911) a été construit sur une roche sédimentaire poreuse avec une zone de faible résistance au cisaillement (Laginha Serafim 1987; Reddy 2010).

En Algérie, le barrage de Fergoug a subi plusieurs ruptures au fil des années; le barrage céda en 1881 où la cause fondamentale de la rupture a été l'insuffisance des fondations de la rive droite se composant de bancs alternés de grès et d'argile ayant un fort pendage vers l'aval et traversés de failles (La Houille Blanche) ainsi que la rupture par glissement sur la rive droite du barrage Cheurfa 1885, où des faiblesses dans la fondation, non identifiées à la conception, sont en cause.

La complexité géologique des roches de fondation, en particulier dans certains sites impliquant des zones de failles et de fractures, et présence de couches intermédiaires fragiles constitue un enjeu important pour des projets à grande échelle où la perméabilité est l'un des facteurs les plus difficiles à étudier (Chen et al. 2015; Lin et al. 2016; Li et al. 2019).

Étant donné que chaque site de barrage possède des caractéristiques géologiques uniques, plusieurs chercheurs se sont approfondis sur l'investigation géologique, hydrogéologique, géotechnique ainsi que la faisabilité d'étanchéité d'un type de roche donné qui présente une abondance dans une fondation de barrage pour mieux comprendre son comportement quant au problème d'infiltration. Barzegari (2017) et Hu et Ma (2016b) ont étudiés respectivement les propriétés géologiques et les problèmes d'infiltration des fondations de barrages Chapar-Abad et Pipasi composés principalement de calcaire et de grès. De même, Barzegari (2017) a évalué les caractéristiques géotechniques de l'endésite basaltique fracturée à basaltique de la fondation rocheuse du barrage de Peygham-chay en mettant l'accent sur la perméabilité de la masse rocheuse. Azimian et Ajalloeian (2015) ont évalué la perméabilité et la faisabilité des injections des conglomérats du site du barrage de Nargesi sur la base de la qualité du rocher et les résultats des essais Lugeon. Khaleghi Esfahani et al. (2018) ont étudié la sélection de l'axe d'un barrage fondé sur des roches tendres en se basant sur les caractéristiques géomécaniques ; la perméabilité et la qualité (RQD) de la masse rocheuse. Wang et al. (2018); Ye et al. (2019); Gao et al. (2020) ont utilisé des méthodes telles que l'injection d'un coulis pour améliorer la sécurité des barrages lorsque des fissures dans la masse rocheuse se produisent, pour diminuer la perméabilité du rocher fracturé. Rastegarnia et al. (2017) de leur côté, ont étudié la relation entre le volume de coulis calculé à partir des propriétés de la masse rocheuse et la prise réelle sur le site du barrage de Bazoft composé principalement de marnes calcaires et des calcaires et les résultats montrent que la prise de coulis peut être prédite en fonction du volume de coulis calculé, par contre Høien et Nilsen (2014) ont fait valoir que des conditions géologiques complexes contribuent à l'imprévisibilité du processus d'injection d'où la nécessité des essais d'injection.

### **1.5.2. Différents moyens d'étanchéisation**

L'un des plus grands dangers des barrages est les fuites d'eau sous la structure, ce qui entraîne une augmentation du gradient hydraulique des chemins d'infiltration des matériaux de la fondation par rapport au gradient hydraulique critique et, par conséquent, une probabilité accrue d'un phénomène dangereux tel que l'érosion.

Les barrages doivent être conçus et entretenus de manière à contrôler les infiltrations en toute sécurité. Néanmoins, la plupart des barrages subissent au moins quelques infiltrations et plusieurs souffrent d'infiltrations excessives. Des infiltrations excessives peuvent entraîner des problèmes de sécurité pour un barrage s'il n'est pas traité correctement.

Il existe plusieurs moyens de contrôle d'infiltration dans les fondations des barrages en terre. Des études (numériques et expérimentales) antérieures ont utilisé différents moyens pour contrôler les infiltrations sous les structures hydrauliques, telles que des masques amont (Rezk et Senoon 2012; Noori et al. 2018), des murs parafoilles (Khalili Shayan et Amiri-Tokaldany 2015; Moharrami et al. 2015; Shakouri et Mohammadi 2020), des palplanches (El Molla 2019; Kheiri et al. 2020) et des filtres (Rezk et Abo Elela 2015).

### **1.5.2.1. Paroi Moulée**

La paroi moulée en coulis auto-durcissable bentonite-ciment ou en béton plastique est utilisée principalement pour construire des enceintes souterraines relativement étanches. C'est une solution assez classique dans les terrains meubles. Elle est aussi faisable dans les fondations rocheuses selon la technique, plus coûteuse, appelé technique hydrofraise. Cette technique de construction a été développée des années après la guerre en Europe et s'est étendue, depuis, à travers le monde. Le principe général consiste en l'excavation, une fois le remblai achevée, d'une tranchée centrale étroite, généralement de 0,6 m d'épaisseur. Les parois sont maintenues stables à l'aide d'une boue bentonitique. Cette tranchée verticale traverse l'ensemble du remblai et la partie meuble de la fondation. La tranchée est remplie d'un coulis auto-durcissable (bentonite, ciment, eau); ce qui crée un rideau relativement étanche qui réduit considérablement l'écoulement de l'eau à travers la fondation du barrage.

L'ajout de boues de bentonite dans les parois moulées présente des avantages, tels que :

- Formation d'une pression hydrostatique qui soutient l'excavation
- Ne pénètre pas dans le sol et reste dans la tranchée
- Facile à pomper
- Facile d'être remplacé par du béton
- Recyclable

Des auteurs ont travaillé sur l'étude géologique et géotechnique des sols de fondation de barrages en vue de contrôler les infiltrations par le moyen de parois moulées (Donnelly et al. 1997; Massiera 2011). En revanche, la paroi moulée peut entraîner des désordres si des déplacements importants se produisent, exemple dans le cas où un tassement important de la fondation meuble se produit, un poinçonnement inverse du remblai et un risque de frottement

latéral excessif apparaît ; si la paroi est située au pied amont du remblai, la paroi peut subir un cisaillement important dans sa partie supérieure.

#### **1.5.2.2. Tapis d'étanchéité amont**

La solution de réaliser un tapis étanche est adoptée lorsque l'étanchéité de la retenue ne peut pas être réalisée verticalement au droit de la digue. Des recherches ont été menées pour évaluer les infiltrations qui traversent le barrage et pour vérifier son efficacité. Rezk et Senoon (2012) ont présenté une solution analytique pour calculer les infiltrations à travers un barrage en terre avec un tapis d'étanchéité amont. Noori et al. (2018) ont étudié l'efficacité de l'utilisation d'un tapis d'étanchéité amont pour réduire les infiltrations et la pression de soulèvement du barrage en terre de Shiwashok en Irak. Calamak et al. (2018) ont étudié l'état d'écoulement permanent à travers un barrage en terre de type zoné en utilisant la méthode des éléments finis, puis ont mené une étude sur les caractéristiques du tapis. Li et al. (2020) ont proposé un calcul simplifié pour estimer les infiltrations des barrages en enrochement avec un tapis amont en régime permanent.

#### **1.5.2.3. Mur parafouille**

La construction d'un mur parafouille est choisie en fonction des conditions géologiques du site. Le concept général des murs parafoilles comprend le remplacement des matériaux perméables par des matériaux imperméables de haute qualité qui répondent aux critères de conception. La construction de mur parafouille pourrait être décrite en deux étapes :

- i) Elimination des matériaux inappropriés pour atteindre une couche imperméable et ;
- ii) Mise en place d'un matériau argileux ou de béton sélectionnés.

Le mur parafouille dans la fondation du barrage est scellé dans le noyau d'argile du haut. Le mur peut être composé du même matériau que le noyau imperméable ou bien d'un béton spécial appelé «béton plastique», mécaniquement compatible avec la structure du barrage.

Le matériau composant le mur parafouille doit être capable de résister aux forces déstabilisatrices telles que les déformations imposées par le tassement du barrage et au poids du mur lui-même ainsi qu'aux déformations horizontales et verticales dues aux charges horizontales telles que les charges sismiques et les charges périodiques dues au fonctionnement du réservoir. Moharrami et al. (2015) ont étudié l'effet des murs parafoilles sous les structures hydrauliques sur la pression de soulèvement et le phénomène d'érosion.

Les murs parafoilles sont la méthode la plus utilisée dans le traitement d'infiltrations dans les fondations alluvionnaires. Ces murs sont moins sujets à la détérioration qu'aux autres méthodes

et peuvent fournir une barrière continue contre les infiltrations (King et Collins 1968; Kalkani et Michali 1984; Bruce 1996; Rosen et al. 2012; Durgunoglu et al. 2012; Moharrami et al. 2015).

#### **1.5.2.4. Rideau d'injection**

Il existe différentes méthodes pour contrôler les infiltrations à travers la fondation et le corps du barrage en remblai (Uromeihy et Barzegari 2007b; Khalili Shayan et Amiri-Tokaldany 2015; Khassaf et Madhloom 2017; Taghvaei et al. 2018; Salmasi et Nouri 2019).

Aujourd'hui, la méthode d'injection de coulis est utilisée comme une aide à l'amélioration des roches dans la plupart des projets de génie civil et minier par exemple excavation de tunnels, construction de mines et de barrages, ... etc, et constitue l'une des méthodes couramment adoptées pour améliorer la qualité d'une masse rocheuse (Houlsby 1990; Mortazavi et Maadikhah 2016; Turkmen 2003; Butrón et al. 2010; Høien et Nilsen 2014; Lim et al. 2013; Bras et al. 2013) et il existe de nombreux exemples de son application à l'ingénierie de l'amélioration des fondations de barrages (Yaghoobi Rafi 2010; Saeidi et al. 2014; Barani et al. 2014).

L'objectif d'un rideau d'injection sous un barrage est de réduire les infiltrations à travers ses fondations en colmatant les discontinuités géologiques et les défauts susceptibles de créer des chemins d'écoulement. Des études de cas (Bruce 1996; Bryson et al. 2014; Jones et al. 2019) ont montré l'efficacité de la réalisation d'un rideau d'injection dans la réduction des infiltrations au minimum.

En tant que méthode importante pour renforcer les fondations de barrages, le coulis d'injection est utilisé pour injecter sous pression du matériau de coulis composé principalement de ciment et d'eau, et pénètre dans les joints et les fissures ou vides et se propage dans toute la formation rocheuse (Saeidi et al. 2014; Stille et al. 2012a), de sorte que les propriétés techniques de ces matériaux soient améliorées par la diminution de la perméabilité, amélioration de la résistance et diminution de la déformabilité des formations rocheuses.

La décision d'installer un rideau d'injection dépend en grande partie des résultats des essais de pression d'eau (WPT) effectués pendant la phase d'exploration afin de déterminer la quantité d'infiltration. La perméabilité des masses rocheuses dépend fortement de leur qualité et des caractéristiques des joints (ouverture, continuité, espacement, matériau de remplissage, etc.). L'indice de perméabilité secondaire (SPI) proposé par Foyo et al. (2005) qui résulte de la

conversion de l'essai de pression d'eau (Lugeon) à une perméabilité, permet de définir la qualité de la masse rocheuse fissurée et différents aspects concernant le traitement de la fondation.

### **1.5.3. Efficacité d'un rideau d'injection**

Actuellement, une part considérable du budget alloué aux processus de construction des barrages est consacrée aux processus d'injection de ciment. Le coulis de ciment est effectué dans les barrages pour améliorer la résistance du barrage et les structures et l'étanchéité associée.

Le processus de conception d'un rideau de coulis consiste à effectuer initialement des essais de pression d'eau pendant les phases d'exploration pour aider à évaluer le potentiel de perte d'infiltration. La détermination de la faisabilité des injections est une préoccupation majeure dans l'amélioration de la qualité des fondations de barrages (Deere et al. 1966; Ewert 1985). Cependant, en raison de la difficulté d'observer les fondations du barrage à traiter ainsi que la pénétration du coulis dans les vides et les fissures, il est difficile d'évaluer le succès de la prévention des infiltrations et de la réduction de la perméabilité

Par conséquent, il est important et nécessaire d'évaluer réellement l'efficacité de l'étanchéité par injection. Pour évaluer l'efficacité de la technique d'injection d'un coulis de ciment dans l'amélioration des masses rocheuses, de nombreux essais in situ, tels que, les sondages carottés, Système de caméra de forage, les essais de vitesse acoustique (Ganjali pour et Esmailzadeh 2019), réalisation de plots d'essai d'injection et les essais de pression d'eau avant et après injection sont appliqués.

Parmi ces essais, les essais de pression d'eau Lugeon sont la méthode la plus populaire pour étudier la perméabilité d'une masse rocheuse ; ils permettent généralement d'évaluer la nécessité des travaux d'étanchéité (Ewert 1985, 1997; Magoto 2014; Zadhesh et al. 2015; Azimian et Ajalloeian 2015) et d'estimer l'efficacité des travaux d'injection.

#### **1.5.3.1. Essais d'injection**

Au cours de la dernière décennie, plusieurs tentatives ont été effectuées pour contrôler l'efficacité des travaux d'injection afin de détecter des fuites potentielles. Par exemple, Lambropoulos (2010) a analysé avant la mise en eau à l'aide des essais Lugeon la distribution de perméabilité d'un écran d'injection de coulis et a identifié une zone d'inadéquation dans les travaux d'injection. Battaglia et al. (2016) ont localisé dans la fondation, et après la première mise en eau du barrage de Bumbuna des zones d'infiltration à travers le rideau d'injection.

Pour réduire l'incertitude et les risques quant à l'efficacité du processus d'injection, il est utile de réaliser des essais d'injection de coulis avant la construction du barrage et avant même la réalisation de l'écran d'injection. De cette façon, il est possible de mesurer et d'étudier la réduction de la perméabilité due au processus d'injection (Sohrabi-Bidar et al. 2016), évaluer la pénétration du coulis, ajuster et spécifier les paramètres appropriés du mélange du coulis mais cela fournira également d'excellentes informations sur l'absorption de coulis pour chaque étape d'injection. Enfin, le maillage maximum des forages d'injection et la pression d'injection peuvent être estimés à partir de ces essais d'injection. Dans ce contexte, l'influence des propriétés de la masse rocheuse (ouverture des joints, système Q et SPI) composé principalement de marnes calcaires sur l'absorption du coulis lors des essais d'injection sur le site du barrage Bazoft a été étudiée par Rastegarnia et al. (2017). De même Sohrabi-Bidar et al. (2016) ont présenté une étude de cas, dans laquelle ils ont étudié la relation entre les propriétés des roches, y compris LU, SPI et les prises de coulis dans des essais de forage de coulis dans le site du barrage de Bakhtiari composé de calcaire fissuré.

Pour la réalisation des essais d'injection, un panneau de forme rectangulaire ou triangulaire équilatéral est utilisé où sur chaque point angulaire, un forage vertical ou incliné d'une manière à intercepter le maximum de discontinuité est réalisé dans le rocher. La perméabilité est mesurée dans chaque forage avant injection, ensuite le processus d'injection est réalisé. Un forage de contrôle est exécuté au centre de chaque panneau pour vérifier l'efficacité des travaux d'injection en mesurant la perméabilité après que les travaux d'injection soient finis.

## 1.6. Identification des fondations rocheuses d'un barrage

La roche diffère de la plupart des matériaux géologiques puisqu'elle contient des fractures (discontinuités) d'un type ou d'un autre qui rendent sa structure discontinue. Ainsi, une distinction doit être faite entre *l'élément rocheux* ou *le matériau rocheux* d'une part et *la masse rocheuse* d'autre part. Le matériau rocheux est le terme utilisé pour décrire la roche intacte entre les discontinuités ; il peut être représenté par un échantillon ou une carotte de forage examiné en laboratoire. La masse rocheuse est le milieu in situ total contenant des plans de stratification, des failles, des joints, des plis et d'autres caractéristiques structurelles. Les masses rocheuses sont discontinues et ont souvent des propriétés hétérogènes et anisotropes.

Les évaluations géologiques permettent d'anticiper la présence de caractéristiques techniques importantes, si des conditions particulières imprévues sont rencontrées ultérieurement, elles serviront d'avertissement que quelque chose ne va pas. Sur un site, la connaissance de l'origine

d'une roche, qu'elle soit sédimentaire, métamorphique ou volcanique, suggérera immédiatement certaines propriétés telles que les caractéristiques de stratification, les zones d'altération ou bien les caractéristiques des fractures.

La nature et la distribution des caractéristiques structurelles dans la masse rocheuse sont connues sous le nom de structure rocheuse. Évidemment, la structure rocheuse peut avoir un effet dominant sur la réponse d'un massif rocheux aux charges émises par un barrage et son réservoir. Elle peut influencer le choix du type de barrage et de la méthode d'excavation.

Une discontinuité est un terme général désignant toute séparation dans une masse rocheuse ayant une résistance à la traction faible ou nulle. C'est le terme collectif qui englobe la plupart des types de joints, les plans de stratification faibles, les zones de faiblesse et les failles. Ce sont principalement les discontinuités qui rendent la masse rocheuse unique et différente des autres matériaux géologique. Par conséquent, afin de déterminer les propriétés des roches, il est important de caractériser leurs discontinuités en détail.

### **1.6.1. Principaux types de caractéristiques structurelles**

Dans ce qui suit, un catalogue des principaux types de caractéristiques structurelles et de brèves descriptions de leurs principales propriétés seront données :

#### ***1.6.1.1. Plans de stratification***

Au cours du dépôt de sédiments, une superposition de roches sédimentaires est formée ; les couches ou strates sont séparées par des *plans de stratification*. Bien que les sédiments se déposent rapidement à cause des vents ou des courants d'eau forts, beaucoup d'entre eux contiennent des plans croisés ou discordants. Les plans de stratification peuvent contenir des matériaux de séparation de granulométrie différente de celle des sédiments formant la masse rocheuse, ou peuvent avoir été partiellement soumis à un faible métamorphisme. Dans les deux cas, il y aurait une certaine «cohésion» entre les plans de stratification ; autrement, la résistance au cisaillement dans les plans de stratification serait purement frictionnelle. Issu du processus de dépôt, il peut y avoir une orientation préférée des particules dans la roche, donnant lieu à des plans de faiblesse parallèles à la stratification.

#### ***1.6.1.2. Plis***

Un pli est une déformation des roches en courbure (bosse ou creux) qui résulte de la flexion des strates sous l'effet des contraintes de compressions tectoniques latérales. En effet l'application

sur une longue période de forces de faible intensité permet une modification graduelle de la roche (son plissement) au lieu de sa fracturation. Les plis peuvent être de toutes dimensions : du micropli de quelques centimètres au pli kilométrique. Il existe deux types de plis (fig. 1.2) ; Anticlinal, pli dans lequel les couches tendent à l'opposé du plan axial ; et pli Synclinal dans lequel les couches tendent vers le plan axial. On appelle charnière la région du pli où la courbure de la couche est maximale.

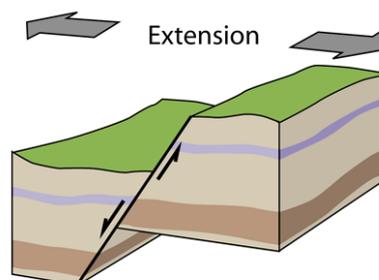


**Fig. 1.2 : Plis Synclinal et pli Anticlinal (Graïne-Tazerout, 2018)..**

### 1.6.1.3. Faille

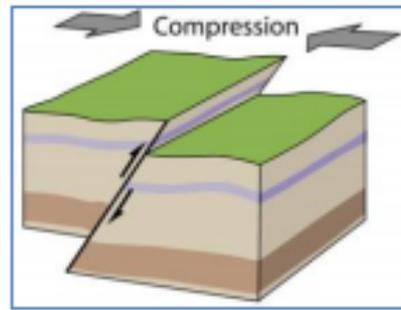
Une faille est une cassure de la roche avec un mouvement relatif entre les parties séparées. La faille sépare le volume rocheux en deux blocs. Les deux parties séparées par la faille sont appelées compartiments, le toit est le bloc situé au-dessus du plan de faille, et le mur est situé sous le plan de faille. Il y a différents types de failles selon les propriétés de la formation et du champ de contrainte et leur extension est très variable (métrique à plurikilométrique) :

*Normale* : c'est une faille formée par traction, son mouvement est vertical et respecte le plan de faille avec un angle qui souvent de l'ordre de  $60^\circ$  par rapport à l'horizontale (fig. 1.3). C'est une faille liée à des forces tectoniques d'extension.



**Fig. 1.3 : Schéma de faille normale(Graïne-Tazerout, 2018).**

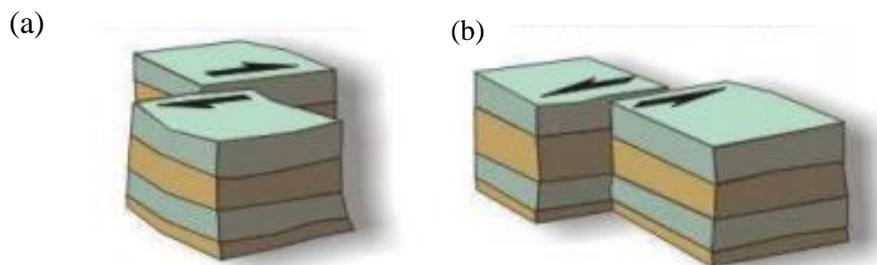
*Inverse* : C'est une cassure qui cause un raccourcissement en amenant le bloc au-dessus de la faille vers le haut par rapport au bloc en dessous (fig. 1.4). C'est une faille qui a été formé par compression.



**Fig. 1.4 : Schéma de faille inverse (Graine-Tazerout, 2018).**

*Décrochement* : C'est une faille qui s'est formée par glissement horizontal du mur suivant une direction parallèle à la faille. Il y a deux types de failles dans cette formation ; les dextres (fig. 1.5 a) lorsque le bloc opposé à l'observateur glisse vers la droite et les senestres (fig. 1.5 b) lorsque le bloc glisse vers la gauche.

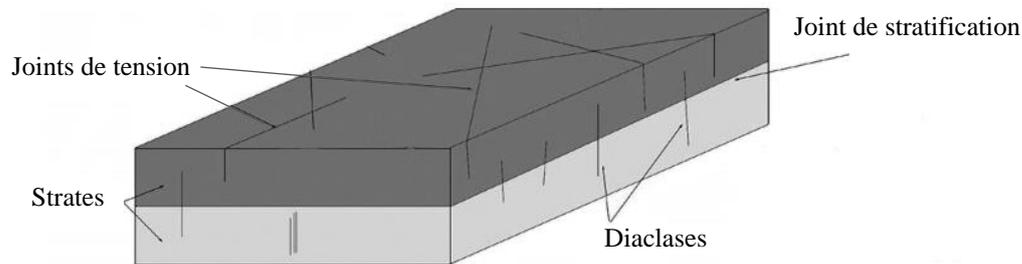
Lorsqu'une structure tectonique est constituée de plusieurs failles normales de même direction, et limitant des compartiments de plus en plus abaissés en allant vers le milieu de la structure on parle de *structure en graben*. Par contre, lorsque la structure tectonique est constituée par des failles normales de même direction, et limitant des compartiments de plus en plus abaissés en s'éloignant du milieu de la structure, on parle de *structure en horst*.



**Fig. 1.5 : Schéma de failles de décrochement (a) dextre, (b) senestre (Bossou, 2020)**

#### 1.6.1.4. Joint

Les joints sont des fractures sans déplacement ou glissement le long de la fracture et sont les discontinuités les plus courantes dans les roches. Ils se forment en réponse à des contraintes de tension (extensive) appliquées à des roches de comportement fragile. De telles contraintes peuvent être induites par le refroidissement de la roche (le volume de la roche diminue à mesure que la température baisse) ou par diminution de pression lorsqu'une roche se débarrasse du poids sus-jacent par érosion. Lorsque les joints sont perpendiculaires aux couches sédimentaires on parle de *diaclasses* (fig. 1.6). Les discontinuités qui séparent deux strates sont appelées : *joints de stratification*.



**Fig. 1.6 : Différents types de joints (robertsix, 2012)**

Les joints fournissent des chemins préférentiels pour la circulation des eaux, et donc sont les endroits où l'altération chimique des roches prend naissance. Le taux d'altération ou d'érosion est généralement plus élevé le long des joints et peut conduire à une érosion différentielle de la roche. En géologie de l'ingénieur, les joints sont des structures importantes à tenir en compte étant donné qu'ils constituent des zones de faiblesse de la roche. Leur présence peut causer des dommages importants et dangereux dans les barrages ; l'eau pourrait s'écouler à travers les joints conduisant à une rupture du barrage.

#### **1.6.1.5. Zone de cisaillement**

Une zone de cisaillement est une zone de déformation intense. Elle se traduit par une déformation hétérogène et continue de la roche, principalement dans les roches ductiles, où le fort taux de déformation de la zone de cisaillement contraste avec celui de la roche encaissante, très peu déformée. Ces objets, présents à toutes les échelles au sein de la lithosphère, sont marqués par d'importants changements minéralogiques, chimiques et texturaux de la roche initiale. Comme les failles, les zones de cisaillement ont une faible résistance au cisaillement, mais elles peuvent être beaucoup plus difficiles à identifier visuellement.

#### **1.6.2. Paramètres caractérisant les discontinuités**

L'ISRM a défini des paramètres pour une description quantitative des discontinuités dans les masses rocheuses. Les plus importantes des propriétés des discontinuités qui influencent le comportement technique des masses rocheuses sont énumérées et discutées brièvement :

- *Orientation* : est l'attitude ou la position du plan de la discontinuité dans l'espace. Les orientations des discontinuités déterminent la forme de blocs individuels existant dans un massif rocheux et elles sont aussi responsables de leur anisotropie qui gouverne leur comportement hydraulique et mécanique.

Il est décrit par la direction du pendage (azimut). Le pendage est l'angle que fait la ligne de plus grande pente avec l'horizontale. La direction, ou azimut, est l'angle que fait l'horizontale du plan de la discontinuité avec le Nord magnétique. Cela permet le classement en familles directionnelles.

- *Espacement* : est la distance perpendiculaire moyenne entre deux discontinuités adjacentes d'une même famille. Il fait normalement référence à l'espacement moyen d'un ensemble de discontinuités. La mesure de l'espacement permet d'évaluer la densité de fracturation du massif, AFTES (2001) a établi une classification d'espacement des discontinuités, (Tableau 1.3).
- *Extension* : Extension ou taille des discontinuités correspond à la surface totale de la discontinuité dans l'espace.
- *Densité* : Cette grandeur est en relation directe avec l'espacement. Les modèles géométriques des discontinuités décrivent leur position dans l'espace en précisant la localisation d'un point représentatif.

**Tableau 1.3 : Classes d'espacement des discontinuités, (AFTES, 2001).**

Classes	Espacement (cm)	Termes descriptifs
<b>ES1</b>	> 200	Discontinuités très espacées
<b>ES2</b>	60 – 200	Discontinuités espacées
<b>ES3</b>	20 – 60	Discontinuités moyennement espacées
<b>ES4</b>	6 – 20	Discontinuités rapprochées
<b>ES5</b>	< 6	Discontinuités très rapprochées

- *Ouverture* : La distance perpendiculaire entre les parois rocheuses adjacentes d'une discontinuité, dans laquelle l'espace intermédiaire est rempli. Ce paramètre affecte largement la perméabilité des discontinuités et par suite leur comportement hydraulique. La détermination de l'ouverture est limitée souvent aux relevés examinés directement sur un affleurement ou sur des carottes de sondages
- *Remplissage* : est le matériau qui sépare les parois rocheuses adjacentes d'une discontinuité et qui est généralement de nature plus faible que la roche mère ce qui conditionne le comportement de cette dernière.
- *Rugosité et ondulation de la surface de discontinuité* : Rugosité, mot généralement réservé aux irrégularités à l'échelle du grain de la roche. A toutes les échelles, ces paramètres contrôlent

la résistance au cisaillement de la discontinuité et la mobilisation ou non du phénomène de dilatance.

- *Présence d'eau et écoulement* : est l'infiltration d'eau et d'humidité libre visibles dans les discontinuités ou dans l'ensemble du massif rocheux. Cela fournit des informations sur l'ouverture des discontinuités.
- *Altération des épontes* : Agit sur la déformabilité, sur la possibilité de mobiliser de la dilatance et donc sur la résistance au cisaillement.

### **1.6.3. Qualité des masses rocheuses de fondation**

Un massif rocheux est une structure très complexe, formé d'une juxtaposition de matériaux hétérogènes, assimilé à un assemblage de blocs appelés matrice rocheuse lequel est délimité par des discontinuités constituées de fissures, de fractures ou de failles ou encore de limites stratigraphiques. Ces discontinuités jouent un rôle dominant dans la rupture de la masse rocheuse en raison de leur résistance inférieure à celle d'une roche intacte (Zhang et al. 2006). Une masse rocheuse est un milieu hétérogène avec de nombreuses variables associées, les deux principales caractéristiques caractérisant la masse rocheuse sont :

- 1) Qualité de la masse rocheuse et,
- 2) Les processus mécaniques agissant sur la masse rocheuse.

Ces deux fonctionnalités sont étroitement liées l'une à l'autre. La qualité de la masse rocheuse est liée à la résistance, à la déformabilité, à l'anisotropie de la résistance, à la présence de discontinuités et à l'effet de l'altération de la masse rocheuse. D'autre part, les processus mécaniques sont liés aux contraintes rocheuses et aux eaux souterraines et ils affectent directement la stabilité des structures hydrauliques. La stabilité des barrages et leurs fondations est donc fonction de ces deux caractéristiques. De plus, la stabilité d'un barrage est influencée par des caractéristiques spécifiques du projet telles que le type et la taille de l'ouvrage, sa géométrie et son emplacement.

Les eaux souterraines ont un effet néfaste sur le comportement des masses rocheuses à la fois en phase d'écoulement et au repos, et l'expérience a montré que l'eau peut malheureusement avoir parfois des conséquences insoupçonnées et conduire à des catastrophes. Ainsi, lorsqu'une masse rocheuse est susceptible d'être influencée par les eaux souterraines, toute analyse de stabilité nécessite une étude préalable de la qualité du massif rocheux.

Le comportement mécanique des massifs rocheux est un facteur déterminant dans le dimensionnement des ouvrages qui y sont exécutés. Pour comprendre ce comportement, il est nécessaire de connaître le modèle de distribution des fractures ainsi que les propriétés mécaniques de chacune des composantes de la matrice rocheuse et des discontinuités.

La qualité de la masse rocheuse est principalement régie par la résistance de la masse rocheuse, les propriétés de déformabilité, l'anisotropie de résistance, les caractéristiques mécaniques des discontinuités et le degré d'altération. Les systèmes de classification des masses rocheuses sont utilisés pour décrire la qualité des masses rocheuses.

#### ***1.6.3.1. Classification des Masses Rocheuses***

Pendant des centaines d'années, des roches ont été excavées pour la réalisation d'importantes structures telles que les barrages, tunnels ou bien à des fins d'exploitation minière. Malheureusement, il y a eu plusieurs cas où une section ou l'ensemble de l'excavation s'est effondré dans des roches faibles ou fortement altérées. Pour éviter l'échec, des ingénieurs ont développé des schémas de classification des masses rocheuses afin que des mesures de soutien appropriées puissent être facilement déterminées et mises en œuvre.

La connaissance des conditions du site et l'évaluation géologique complète des masses rocheuses est un facteur clé dans l'estimation des infiltrations, l'adoption d'une méthode d'excavation et la conception d'un système d'étanchéisation pour les massifs rocheux perméables. L'écoulement à travers une masse rocheuse est aussi important que le degré de sa fissuration ; plus il est fissuré, plus il est perméable.

La classification de la masse rocheuse est le processus qui consiste à placer une masse rocheuse en groupes ou classes basées sur des relations définies (Bieniawski 1989) et à lui attribuer une description (ou un nombre) unique sur la base de propriétés / caractéristiques similaires telles que le comportement de la masse rocheuse puisse être prévue. Les systèmes de classification des masses rocheuses qui sont un moyen d'attribuer une évaluation numérique à la qualité et aux performances probables d'une masse rocheuse, sur la base des paramètres facilement mesurables (Goodman, 1989), permettent à l'utilisateur de suivre une directive et de placer l'objet dans une classe appropriée.

Au cours des étapes de faisabilité et de conception préliminaire d'un projet, lorsque très peu d'informations détaillées sur la masse rocheuse sont disponibles, l'utilisation d'un système de classification des masses rocheuses peut être d'un avantage considérable. La caractérisation et la classification est un moyen de communiquer correctement les caractéristiques estimées de la

masse rocheuse. La caractérisation des masses rocheuses à l'aide d'un système de classification est l'une des étapes cruciales des études géotechniques.

Dans la pratique, les systèmes de classification ont été développés pour aider les ingénieurs géologues dans leurs travaux de constructions dans les roches. Ils ont toujours fourni une aide utile à la conception systématique pour de nombreux projets d'ingénierie. Ces constructions peuvent être des excavations de surface (fondations, déblais, etc.) ou des ouvertures souterraines (tunnels, cavernes, puits).

Un ou plusieurs systèmes de classification peuvent être utilisés pour s'informer de la composition et des caractéristiques d'une masse rocheuse afin que son comportement puisse être prédit. Cela permet aussi de fournir des estimations initiales des besoins de renforcement et des propriétés de résistance et de déformation de la masse rocheuse (Hoek et al. 1995). De nombreux systèmes de classification des massifs rocheux ont été proposés à ce jour :

#### **a. RQD (Rock Quality Designation)**

Afin de quantifier la qualité de la roche des carottes de forage, Deere (1963) a développé le concept RQD. Le Rock Quality Designation (RQD) est largement utilisée dans le monde entier comme un indice et une référence importants pour l'évaluation de la qualité des massifs rocheux (Deere 1963). De nombreux ingénieurs ont fréquemment utilisé le RQD pour déterminer la qualité des masses rocheuses en combinaison avec leur propre expérience (Choi et Park 2004b). Par conséquent, le RQD, peu coûteux et facile à déterminer, est d'un grand intérêt dans de nombreux projets de mécanique des roches (Azimian 2016).

Le RQD est déterminé en mesurant le pourcentage de récupération de morceaux de carotte de forage dont la longueur est supérieure à 100 mm. Les échantillons de forage qui ne sont pas durs ou ne sont pas en bon état ne doivent pas être pris en compte, même s'ils ont 100 mm de longueur (équation 1.4). The International Society for Rock Mechanics (ISRM) recommande d'élaborer une taille de carotte d'au moins NX (taille 54,7 mm) forée avec un carottier à double tube à l'aide d'un trépan diamant. Toutes les fractures artificielles doivent être ignorées lors du comptage de la longueur de carotte pour le calcul de RQD. La procédure correcte pour déterminer le RQD à partir du carottage est illustrée dans la figure 1.7. Il s'agit du principal indicateur de zones rocheuses de mauvaise qualité. RQD sert aujourd'hui de paramètre standard pour les échantillons de forage et constitue une valeur de base pour les principaux systèmes de classification des masses rocheuses, tel que le système de classification de la masse rocheuse (RMR) et le système Q. L'indice RQD est défini comme étant le quotient de :

$$RQD = \frac{\sum \text{Longueurs d'elements de carottes} > 10\text{cm}}{\text{Longueur totale du forage}} * 100\% \quad (1.4)$$

RQD est une mesure du degré de fracturation de la masse rocheuse et vise à représenter la qualité de la masse rocheuse in situ. Nous pouvons classier la qualité de la masse rocheuse à partir de l'indice RQD (Tableau 1.4) ; plus la valeur RQD est élevée, meilleure est la qualité de la masse rocheuse.

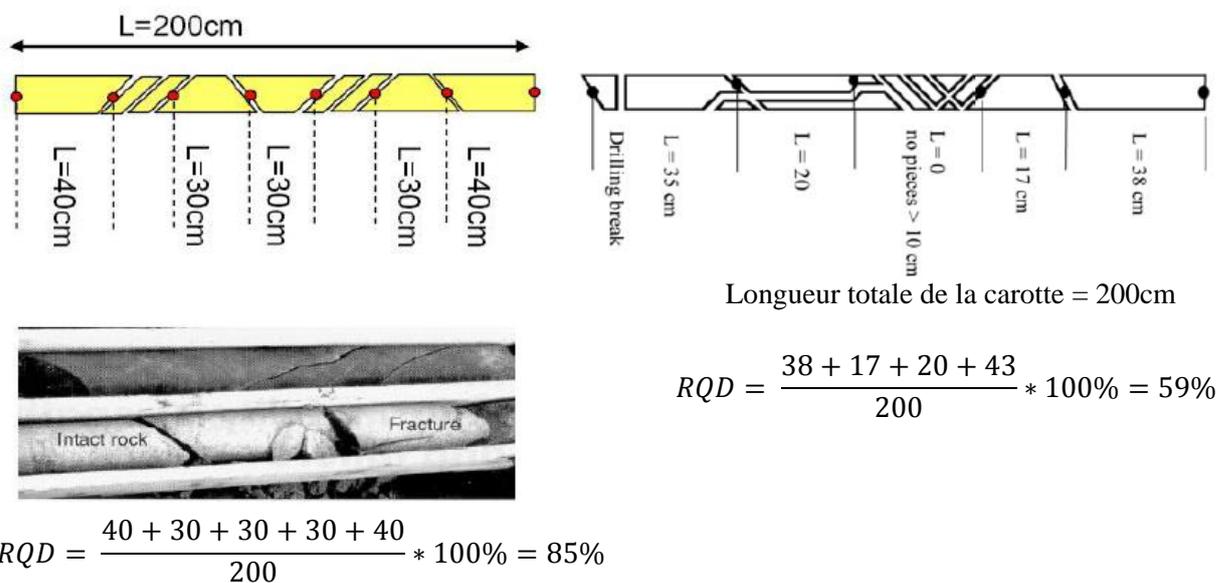


Fig. 1.7 : Procédure de mesure et de calcul du RQD (Deere, 1967)

Tableau 1.4 : Classification de la qualité de la masse rocheuse à partir de l'indice RQD

RQD (%)	Qualité de la roche
< 25 %	Très mauvaise
25-50 %	Mauvaise
50-75 %	Moyenne
75-90 %	Bonne
90-100 %	Excellente

**b. RMR (Rock Mass Rating)**

Le système RMR ou la classification géomécanique a été développé par Bieniawski (1973) en Afrique du Sud pour évaluer les besoins de stabilité et de soutien des tunnels. Depuis lors, il a été successivement affiné et amélioré au fur et à mesure de l'examen de nouveaux cas.

L'avantage de ce système est que seuls quelques paramètres de base relatifs à la géométrie et aux conditions mécaniques de la masse rocheuse sont utilisés.

Il est appliqué à des domaines de plus en plus variés, depuis l'exploitation minière et le creusement de tunnels jusqu'au calcul de fondations de barrages, en passant par l'étude de la stabilité des pentes, etc. Pour classer une masse rocheuse, le système RMR incorpore les six paramètres de base (Bieniawski 1989) qui sont additionnés pour donner une valeur globale RMR (tableau 1.5):

1. Résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte (UCS) : la résistance à la compression simple de la matrice rocheuse est obtenue, soit par procédure d'écrasement d'un échantillon, soit par procédure de chargement ponctuel (note : de 0 à 15).
  2. RQD (Rock Quality Designation) : il caractérise la qualité des carottes de sondage en calculant le rapport entre la longueur cumulée des carottes supérieures à dix centimètres et la longueur totale considérée (note : de 3 à 20).
  3. Espacement des discontinuités : dans le cas de plusieurs familles de fractures, le minimum des notes attribuées à l'espacement des fractures est considéré (note : de 5 à 20).
  4. Condition ou nature des discontinuités : cet indice caractérise l'extension, l'ouverture, la rugosité, le matériau de remplissage et l'altération des épontes des discontinuités (note : de 0 à 30).
  5. Conditions hydrogéologiques : Il est en rapport avec les conditions hydrogéologiques et consiste à réaliser des mesures de flux d'eau ou de pressions interstitielles des joints (note : de 0 à 15).
- B. Orientation des discontinuités : c'est un facteur correctif qui est en rapport avec l'effet de l'azimut et du pendage des familles de discontinuités sur la stabilité de l'ouvrage (note : de -12 à 12 pour les tunnels, de -25 à 0 pour les fondations et de -60 à 0 pour les talus).

Si on appelle :

**A1** : Estimation de la résistance à la compression,

**A2** : Estimation de la qualité du massif,

**A3** : Estimation de l'espacement des discontinuités,

**A4** : Estimation des conditions des discontinuités,

**A5** : Estimation des venues d'eaux,

**B** : Estimation de disposition des discontinuités.

La somme des cinq premiers indices caractérise le RMR de base. Quant aux travaux souterrains, il faut ajouter l'effet du facteur correctif (Bieniawski 1989). Le RMR s'écrit alors :

$$RMR = A1+A2+A3+A4+A5+B$$

**Tableau 1.5 : Classification du massif rocheux selon le RMR(Bieniawski 1989).**

Parameter			Range of Values						
1	Résistance du matériau rocheux intact	Résistances à la compression simple (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Classe de qualité du massif rocheux (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Espacement des discontinuités (m)		>2	0.6-2	0.2-0.6	0.06-0.2	<0.06		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Conditions des discontinuités		Discontinuités très rugueuses, non séparées, faces dures	Discontinuités faiblement rugueuses, avec séparation < 1 mm, faces dures	Discontinuités faiblement rugueuses, avec séparation < 1 mm, faces souples	Discontinuités lisses ou remplissage <5mm d'épaisseur ou ouverture de joints 1-5 mm et continus	Remplissage de faible résistance de joints > 5mm d'épaisseur		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Venues d'eaux	Debit Q(1/min)	none	<10	10-25	25-125	>125		
		Pression de l'eau / contrainte majeure in situ	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Condition Generale	dry	damp	wet	dripping	flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		

**B. Dispositions d'orientation de discontinuités**

Evaluation		Très favorable	Favorable	Discrète	Défavorable	Très défavorable
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

Evaluation de l'orientation

Pendage 0 - 30°	Pendage 30 - 60°	Pendage 60 - 90°
Très favorable	Favorable	Discrète

**C. Classes des roches déterminées à partir d'estimation totale, (T. Bieniawski, 1989)**

Rating	81 - 100	61- 80	41 - 60	21 - 40	< 21
Classe	I	II	III	IV	V
Description	Très bonne	Bonne	Moyenne	Mediocre	Mauvaise

En appliquant ce système de classification, la masse rocheuse est divisée en un certain nombre d'unités géotechniques (Bieniawski 1989) et chaque unité est classée séparément.

Dans la section A du tableau 1.5 avec les cinq premiers paramètres de la classification et leur classement, chaque paramètre couvre une plage de valeurs appropriée à ce paramètre. Lors de l'évaluation d'une masse rocheuse donnée, on établit la valeur de notation de chaque paramètre, puis on additionne les notes numériques résultantes pour les cinq paramètres. L'orientation des discontinuités devient progressivement plus importante dans le cas des tunnels et des mines, en passant par les fondations aux pentes.

Dans la section C du même tableau, RMR attribue une échelle de la qualité du massif rocheux allant de 0 à 100. Une valeur près de 100 indique que le massif rocheux est de très bonne qualité, donc relativement résistant à la rupture alors qu'une valeur près de 0 indique une très mauvaise qualité du massif rocheux, donc peu résistant à la rupture.

La somme de ces notes attribue une valeur comprise entre 0 et 100 au massif. Cette valeur utilise plus de 70% à la fracturation et elle accorde 15% d'influence aux propriétés de la matrice rocheuse et 15% à la présence d'eau (AFTES. 2003).

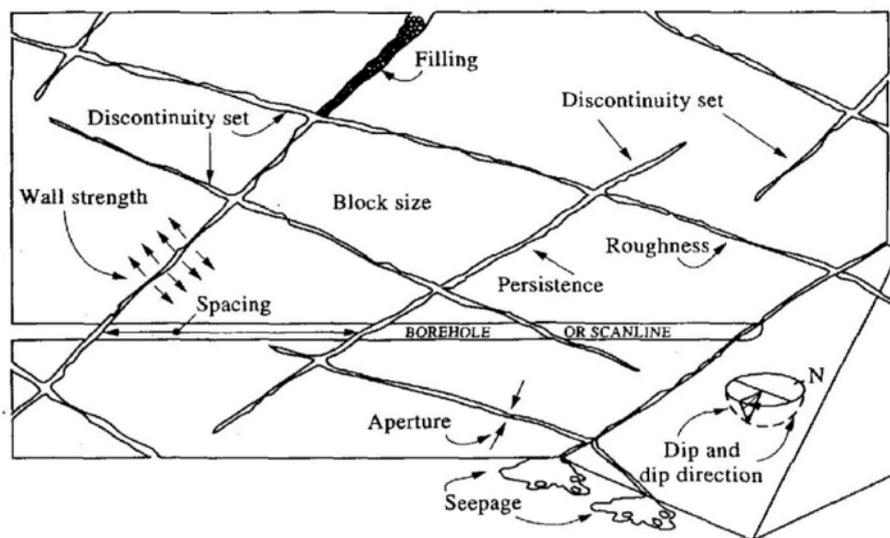
### ***1.6.3.2. Perméabilité des masses rocheuses de fondation***

Dans le monde, de nombreux barrages souffrent de problèmes d'infiltration à travers la masse rocheuse de fondation, qui menacent leurs capacités de stockage et provoquent parfois des ruptures imprévues.

La masse rocheuse est un aquifère fracturé qui contient des vides sous forme de fissures (discontinuités) et de pores. Cependant, le volume occupé par les fissures est généralement bien inférieur à celui des pores. Les fissures, cependant, ont une influence beaucoup plus grande sur la perméabilité de la masse rocheuse. L'infiltration qui est la migration des fluides dans les masses rocheuses sous un gradient de pression actif, est généralement régulée par le réseau de fissures interconnectés qui offrent un chemin préférentiel pour l'écoulement de l'eau qu'un réseau de pores. Il est généralement possible d'ignorer l'effet de la perméabilité des matériaux intacts dans les études d'écoulement de l'eau, sauf dans certaines roches sédimentaires à gros grains. Dans une masse rocheuse fissurée, des infiltrations peuvent se développer et éventuellement conduire à l'érosion, formant ce que l'on appelle des chemins de fuite préférentiels. Les fractures influencent l'infiltration et la stabilité des masses rocheuses. La déformation et la stabilité des massifs rocheux, telles que la fondation d'un barrage, les rives du barrage, l'installation souterraine et tunnel, sont significativement affectés par leurs activités d'infiltration.

Il est essentiel d'évaluer les problèmes d'infiltration afin que des mesures d'étanchéité appropriées puissent être prises pour assurer la sécurité des structures hydrauliques et de la

masse rocheuse de fondation et des rives. L'analyse in situ des infiltrations et la prédiction des écoulements sont les deux principaux critères d'évaluation de l'effet d'étanchéisation des fondations des structures hydrauliques. L'écoulement de l'eau sous le barrage peut fortement influencer le comportement de la masse rocheuse. Dans un massif rocheux, sa qualité (degré de fissuration et le caractère des surfaces de joint, ouverture des joints) régit largement la conductivité hydraulique (coefficient de perméabilité). Si l'ensemble de joints dans une masse rocheuse sont interconnectés avec de grandes ouvertures et sont remplis ou pas de matériaux perméables (fig. 1.8), la conductivité hydraulique sera élevée.



**Fig. 1.8 : Caractéristiques des discontinuités dans une masse rocheuse (Hudson and Harrison 1997).**

En général, la partie superficielle d'une masse rocheuse est plus fissurée avec des joints plus ouverts qu'en profondeur. En profondeur, les joints deviennent plus serrés avec des ouvertures réduites, il y a souvent une augmentation de l'espacement entre les joints et une réduction de nombres de joints. En conséquence, la conductivité hydraulique de la masse rocheuse diminue avec l'augmentation de la profondeur.

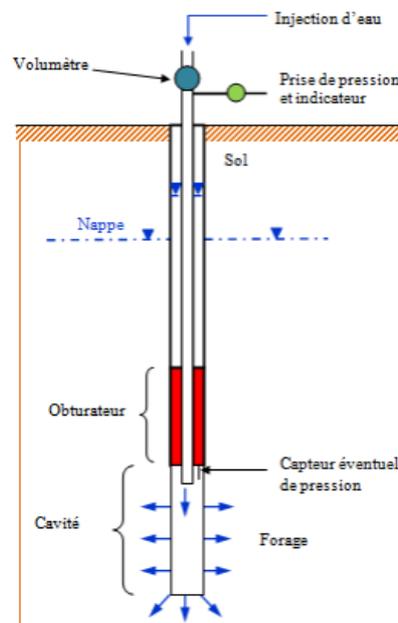
#### a. Essais de perméabilité

L'écoulement à travers la masse rocheuse se produit généralement le long de fissures plutôt que dans les pores, à cet effet, les essais sur des échantillons de laboratoire ont généralement une signification limitée. De tels essais sont cependant utiles si la roche est très poreuse. Souvent, plutôt que l'eau, de l'air ou un gaz inerte est utilisé comme fluide d'essai, afin d'accélérer la procédure d'essai. L'essai Lugeon appelé aussi packer test, du nom du géologue qui l'a inventé, objet de la norme NF EN ISO 22282-3 (2014) est principalement destiné à la réalisation des

essais de pression d'eau dans des roches (Lancaster-Jones 1975; Houlsby 1976.; Pearson et Money 1977; Heitfeld et Krapp 1981; Ewert 1997; Yihdego 2017). C'est un essai d'injection réalisé dans les roches et ne s'applique pas aux sols meubles, à l'exception peut-être des sols à cohésion très élevée.

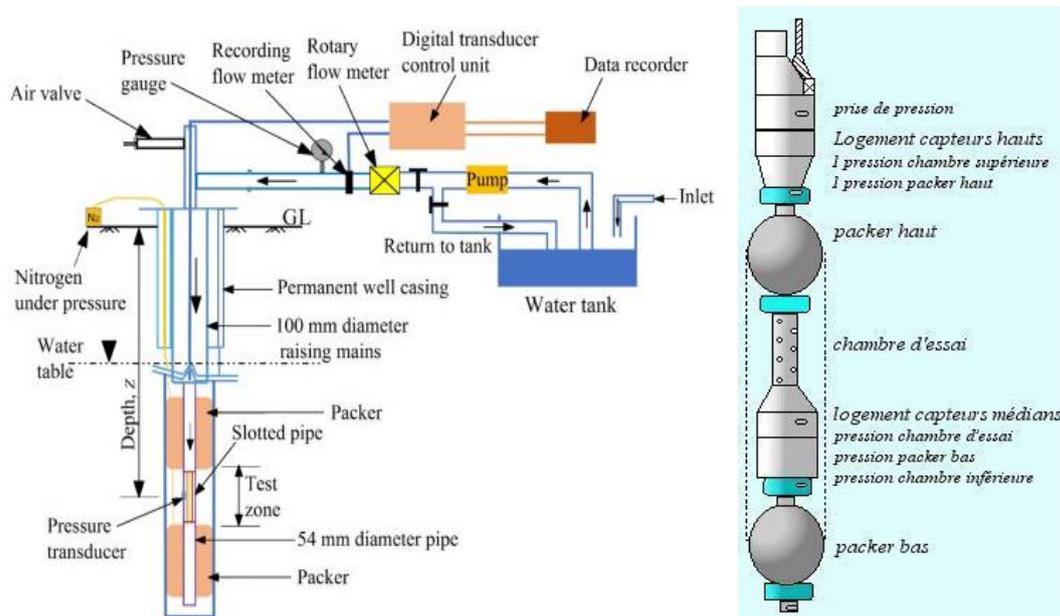
### *a.1. Principe de l'essai*

L'essai consiste à injecter de l'eau sous pression dans un tronçon de forage isolé par un ou deux obturateurs. La longueur de chaque intervalle testé étant généralement de 3m à 5 m. Dans le cas où un seul obturateur est utilisé, le tronçon d'essai est limité à sa partie inférieure par le fond du forage et à sa partie supérieure par un obturateur (fig. 1.9). Une fois le test de la première section est terminé, les travaux de forage peuvent être repris et l'essai peut être répété dans des horizons plus profonds. La méthode avec un seul obturateur est recommandée quand le massif rocheux est fragile et très fissuré et qu'il y a un risque élevé d'effondrement des parois du forage.



**Fig. 1.9 : Principe de l'essai Lugeon avec un seul obturateur (Arvor géotechnique, 2010).**

Dans un forage achevé, deux obturateurs peuvent être utilisés pour isoler la section du forage à tester du reste de celui-ci (fig. 1.10). Les essais peuvent être effectués à des profondeurs allant jusqu'à 300 m.

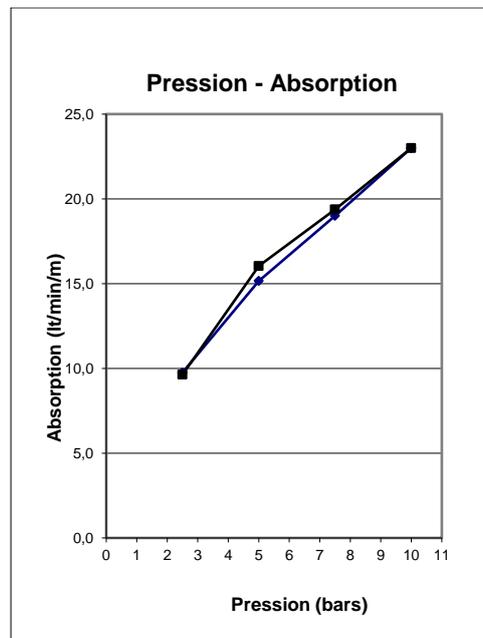


**Fig. 1.10 : Principe de l'essai Lugeon avec deux obturateurs et schéma de la sonde utilisé (Patel, 2019).**

La pression d'injection  $P$  est réglée par un système de pompage et est procédée par paliers croissants puis décroissants, chaque palier étant maintenu pendant 5 à 10 minutes. On peut tracer ainsi la courbe débit-pression (fig. 1.11) qui permet d'estimer l'état de fissuration du massif rocheux, et de calculer sous certaines conditions la valeur de la perméabilité Lugeon. L'essai peut être réalisé en dessous du niveau de la nappe. Les lois qui régissent la circulation de l'eau dans une roche sont très différentes de celle d'un sol, puisque la perméabilité d'une roche est une perméabilité de fissures et rarement de chenaux, alors que celle d'un sol est une perméabilité d'interstices.

Le résultat de l'essai d'injection Lugeon se traduit par l'absorption d'eau s'exprimant en unité Lugeon. Un (01) Lugeon est par définition le débit d'un litre par minute, injecté dans une section de forage d'un mètre de longueur sous une pression d'un (1) MPa, maintenue constante pendant 10 minutes de temps. Si le débit injecté dans un tronçon de 1m de forage est de  $n$  litre/minute, ainsi la perméabilité du massif rocheux est de  $n$  Lugeons ( $1 \text{ Lu} = 1 \text{ l min}^{-1} \text{ m}^{-1}$  sous 1 MPa).

Cet essai est mis au point par le géologue Maurice Lugeon afin d'estimer la perméabilité des fondations de barrage où il admet que pour les barrages excédant une hauteur de 30m, on peut tolérer une perméabilité de un (01) Lugeon qui semble par ailleurs, correspondre à la limité d'injectabilité d'une masse rocheuse.



**Fig. 1.11 : Courbe débit-pression, essai Lugeon.**

L'essai est effectué en cinq étapes. Chaque étape consiste à maintenir constant un pourcentage particulier de pression d'eau maximale pendant 10 minutes en pompant autant d'eau que nécessaire (tableau 1.6). La perte d'eau à chaque étape doit être enregistrée.

**Tableau 1.6 : Cycles de chargement de pression pour l'essai Lugeon.**

Cycle	1er	2 ème	3 ème	4 ème	5 ème
Pression	0.50 P <sub>max</sub>	0.75 P <sub>max</sub>	P <sub>max</sub>	0.75 P <sub>max</sub>	0.50 P <sub>max</sub>

- Les 10 premières minutes sont à basse pression (pression "a"=0.50 P<sub>max</sub>)
- 2ème cycle de 10 minutes à une pression moyenne (pression "b"=0.75 P<sub>max</sub>)
- Le troisième cycle de 10 minutes est à une pression maximale (pression "c"= P<sub>max</sub>)
- 4ème cycle de 10 minutes à une pression moyenne (pression "b" à nouveau)
- 5ème cycle de 10 minutes à basse pression (pression "a" à nouveau)

Au cours de chaque étape, les valeurs de pression d'eau (P) et de débit (q) sont enregistrées toutes les minutes. Par la suite, les valeurs moyennes de P et q sont utilisées pour calculer la conductivité hydraulique pour chaque tronçon (équation 1.5).

$$\text{Valeur Lugeon} = \frac{q}{L} * \frac{p_0}{P} \quad (1.5)$$

$P_0 = 10$  Bars

L : longueur de la section testée

La conductivité hydraulique est exprimée en termes de valeur de Lugeon, qui est définie empiriquement comme la conductivité hydraulique nécessaire pour atteindre un débit de 1 litre / minute par mètre d'intervalle d'essai sous une pression d'eau de référence égale à 1 MPa (10 Bars) (équation 1.6).

$$\text{Valeur Lugeon} = \frac{10 \cdot q}{P} \quad (1.6)$$

La valeur de perméabilité Lugeon obtenue dans cet essai fournit des informations sur le nombre, la persistance et l'ouverture des discontinuités rocheuses qui coupent la paroi du forage dans la section d'essai. Il est généralement admis que un Lugeon correspond à une perméabilité d'environ  $k = 1,3 \times 10^{-5}$  cm / s. Le tableau 1.7 présente les valeurs Lugeon et les classifications correspondantes.

**Tableau 1.7 : Valeurs Lugeon et les classifications correspondantes.**

<b>Intervalle Lugeon (Lu)</b>	<b>Classification</b>	<b>Conductivité Hydraulique (cm/sec)</b>	<b>État des discontinuités de la masse rocheuse</b>
< 1	Très faible	$< 1 \times 10^{-5}$	Très serrée
1-5	Faible	$1 \times 10^{-5} - 6 \times 10^{-5}$	Serrée
5-15	Modéré	$6 \times 10^{-5} - 2 \times 10^{-4}$	Rare-partiellement ouverts
15 - 50	Moyenne	$2 \times 10^{-4} - 6 \times 10^{-4}$	Certains-ouvert
50 - 100	Elevée	$6 \times 10^{-4} - 1 \times 10^{-3}$	Beaucoup-ouvert
>100	Très élevée	$> 1 \times 10^{-3}$	Ouvert étroitement espacés ou vides

Après avoir calculé les cinq valeurs individuelles de Lugeon pour chaque section d'essai, elles sont comparées et inspectées afin qu'une décision appropriée puisse être prise. En outre, en fonction des conditions de forages et des roches, différents modèles d'écoulement peuvent être observés. Houlsby (1976) a classé les comportements typiques observés dans la pratique en cinq groupes différents ; des interprétations sont ensuite faites pour les différents modèles selon les valeurs de Lugeon obtenues, comme présenté dans le tableau 1.8.

Écoulement laminaire : Si l'écoulement est laminaire la droite débit-pression passe par l'origine et traduit la présence de nombreuses fissures réparties de façon homogène. La perméabilité de la masse rocheuse est indépendante de la pression d'eau employée. Ce comportement est observé dans les masses rocheuses ayant de faibles conductivités hydrauliques, où les vitesses d'infiltration sont relativement faibles (c'est-à-dire moins de quatre Lugeons).

Dilatation : S'il y a dilatation, la courbe débit-pression présente un point d'inflexion vers le haut et la perméabilité au déchargement est plus faible qu'au chargement initial. Des perméabilités similaires sont observées à basse et moyenne pressions ; cependant, une valeur beaucoup plus grande est enregistrée à la pression maximale. Ce comportement, qui est parfois observé à des pressions moyennes, se produit lorsque la pression de l'eau appliquée est supérieure à la contrainte principale minimale de la masse rocheuse, provoquant ainsi une dilatance temporaire (hydro-jacking) des fissures au sein de la masse rocheuse. La dilatation entraîne une augmentation de la section transversale disponible pour l'écoulement de l'eau, et augmente ainsi la conductivité hydraulique.

Lavage : Au fur et à mesure que l'essai avance, et que les pressions d'eau injectées changent, les perméabilités augmentent. Ce comportement indique que l'infiltration induit des dommages permanents et irrécupérables dans la masse rocheuse, généralement dus au lessivage des remplissages et / ou aux mouvements permanents de la roche.

Colmatage des vides : S'il y a colmatage, la pente de la relation débit-pression diminue, et les courbes de chargement et déchargement, bien que passant par l'origine, ne sont plus superposées. Ce type d'écoulement est décrit comme le remplissage des vides dans lequel l'eau initialement absorbée retourne vers le trou de forage dès que la pression est relâchée. Cela peut résulter du blocage des joints à une certaine distance du forage ou de rétrécissement.

**Tableau 1.8 : Résultats et interprétations des essais Lugeon (Houlsby 1976).**

BEHAVIOR	PRESSURE STAGES	LUGEON PATTERN	DESCRIPTION	REPRESENTATIVE LUGEON VALUE
LAMINAR			All Lugeon values about equal regardless of the water pressure	Average of Lugeon values for all stages
TURBULENT			Lugeon values decrease as the water pressures increase. The minimum Lugeon value is observed at the stage with the maximum water pressure	Lugeon value corresponding to the highest water pressure (3 <sup>rd</sup> stage)
DILATION			Lugeon values vary proportionally to the water pressures. The maximum Lugeon value is observed at the stage with the maximum water pressure	Lowest Lugeon value recorded, corresponding either to low or medium water pressures (1 <sup>st</sup> , 2 <sup>nd</sup> , 4 <sup>th</sup> , 5 <sup>th</sup> stage)
WASH-OUT			Lugeon values increase as the test proceeds. Discontinuities' infillings are progressively washed-out by the water	Highest Lugeon value recorded (5 <sup>th</sup> stage)
VOID FILLING			Lugeon values decrease as the test proceeds. Either non-persistent discontinuities are progressively being filled or swelling is taking place	Final Lugeon value (5 <sup>th</sup> stage)

### 1.7. Conclusion

La classification de la masse rocheuse est le processus consistant à placer une masse rocheuse en groupes ou classes sur des relations définies et à lui attribuer une description unique (ou un nombre) sur la base de propriétés / caractéristiques similaires telles que le comportement de la masse rocheuse peut être prévue. La masse rocheuse est un assemblage de matériaux rocheux séparés par des discontinuités rocheuses, principalement par des joints, des plans de stratification et des failles, etc. Les systèmes de classification des masses rocheuses permettent à l'utilisateur de suivre une directive et de placer l'objet dans une classe appropriée.

De nombreux systèmes de classification des masses rocheuses ont été proposés à ce jour, parmi lesquels la désignation de la qualité des roches de Deere (RQD), considérée comme la méthode de classification principale antérieure. Cependant, les influences causées par les propriétés des discontinuités ou des matériaux rocheux intacts ont été ignorées dans certaines des

classifications précédentes des masses rocheuses. Bieniawski (1973, 1989) a développé un système de classification modifié de la cote de masse rocheuse géomécanique (RMR), qui est utilisé pour la conception et la construction d'excavations dans la roche, telles que les tunnels, les mines, les pentes et les fondations.

L'essai Lugeon est la méthode la plus courante pour évaluer la perméabilité, l'injection et la prise de coulis des masses rocheuses. Les données fournies par cet essai dépendent fortement des propriétés des joints et des structures géologiques. Il a été constaté qu'une conception précise de la perméabilité dépend fortement de l'interprétation correcte de l'impact de la pression d'essai appliquée sur la qualité de la masse rocheuse et de l'identification correcte du type d'écoulement.

La caractérisation et la classification de la masse rocheuse est un moyen de communiquer correctement les caractéristiques estimées de la masse rocheuse et ne doit pas être considérée comme une alternative aux procédures de conception technique détaillée. Selon Bieniawski (1989), les systèmes de classification ne conviennent pas pour une utilisation dans la conception élaborée et finale, en particulier pour les ouvertures souterraines complexes. Une telle utilisation de la classification nécessite un développement supplémentaire de ces systèmes. Les systèmes de classification des massifs rocheux ont été conçus pour servir d'aide à la conception technique et n'ont pas été conçus pour se substituer aux observations sur le terrain, aux considérations analytiques, aux mesures et au jugement technique (Bieniawski 1993). Ces systèmes constituent une partie essentielle des principales approches de conception (les méthodes de conception empirique et numérique) et sont de plus en plus utilisés dans les deux approches de conception à mesure que la puissance de calcul s'améliore. Il doit être utilisé en conjonction avec d'autres schémas de conception pour concevoir une justification globale compatible avec les objectifs de conception et la géologie du site. Dans la pratique, les systèmes de classification des masses rocheuses ont fourni une aide à la conception systématique précieuse pour de nombreux projets d'ingénierie, en particulier sur les constructions de barrages.

C'est dans l'aspect de ce qui précède que s'inscrit notre volonté d'étudier la fondation rocheuse du barrage de Souk Tleta. C'est aux environs de Draa Ben Khedda, commune située près de la ville de Tizi-Ouzou (Nord-Est algérien), sur l'Oued de Bougdoura immédiatement en aval du confluent d'Acif Tlata et d'Acif Tala Imedrane à 8Km au Sud de Draa Ben Khedda que les travaux de construction du barrage en terre de type zoné de Souk Tleta ont lieu actuellement.

Le barrage sera réalisé en matériaux meubles qui aura une hauteur de 95m environ au-dessus de la fondation du noyau central étanche.

La masse rocheuse sous le barrage est composée principalement de grès fissurés présentant des feuillets de stratification parallèle à la direction d'écoulement d'eau ce qui favorise les infiltrations et menace sa stabilité.

Pour cela, une étude géologique détaillée est menée pour comprendre le comportement hydrogéologique et géotechnique de la fondation, et une investigation sur la perméabilité de la masse rocheuse est réalisée par moyen d'essais Lugeon qui a révélé que la perméabilité du site augmente de la rive droite à la rive gauche ce qui donne à mener une étude de faisabilité d'un moyen d'étanchéisation.

Prenons en compte les résultats de l'investigation géologique (perméabilité et qualité du rocher) et pour mieux identifier la perméabilité et donner une bonne évaluation de la perméabilité de la rive gauche et comprendre la faisabilité des injections ; l'indice de la perméabilité secondaire (SPI) est calculé, les résultats trouvés nous ont permis de classer le rocher selon sa qualité et définir les différents aspects concernant son traitement.

Dans le chapitre suivant, on passera en revue les principes de base nécessaires à comprendre afin d'assurer une bonne identification et une investigation adéquate des matériaux composant les fondations d'un barrage.

Les pratiques actuelles ne sont pas souvent orientées à l'échelle de la 3D, et les efforts de collecte de données sont dispersés, incohérents et imprécis. Des opportunités existent pour approfondir notre collecte de données et nos analyses afin de mieux comprendre la nature de la masse rocheuse. Les modèles numériques sont sans aucun doute un outil utile et continueront de l'être à l'avenir, cependant, représenter le comportement à l'échelle d'un massif rocheux est un défi actuel.

Il existe une lacune importante dans la littérature décrivant comment savoir quelles données sont importantes, comment les analyser et comment combiner les analyses de données provenant de plusieurs sources en une seule histoire cohérente de la masse rocheuse.

Dans le chapitre suivant, on présentera la démarche à suivre afin d'identifier et caractériser les éléments nécessaires pour évaluer la sécurité d'un barrage en remblai et estimer sous des cas de chargement les déplacements dans le corps du barrage ses fondations.

---

***Chapitre 2. Analyse de la stabilité des barrages en terre  
par éléments finis***

---

## 2.1. Introduction

La défaillance des barrages peut se produire pour différentes raisons telles que les conditions d'instabilité structurelle, les conditions hydrauliques, l'infiltration à travers le corps du barrage et sa fondation ou lors des cas critiques de charge telle que la vidange rapide. L'évaluation de la stabilité d'une pente est complexe puisqu'elle dépend de nombreux paramètres relatifs au site d'étude (géologie, géotechnique, hydraulique, géométrique), et à la surface de glissement. Il est donc nécessaire de formuler des hypothèses afin de permettre d'évaluer quantitativement la stabilité d'une pente, d'une fondation grâce à un coefficient appelé « facteur de sécurité ».

Ce chapitre présente une identification et une caractérisation des différents éléments nécessaires pour évaluer la sécurité d'un barrage en remblai. Il propose une définition classiquement adoptée du facteur de sécurité permettant d'estimer la stabilité d'une pente. Il s'intéresse ensuite aux méthodes à l'équilibre-limite (MEL), qui sont classiquement utilisées pour calculer le facteur de sécurité dans les domaines de l'ingénierie et de la recherche. Enfin, le chapitre se termine par une description du code de calcul par élément finis Plaxis 2D et l'introduction de brefs principes de fonctionnement de ce code qui sera appliqué dans notre étude.

## 2.2. Cas critiques de charge

Pour les situations critiques, les conditions de stabilité doivent être assurées avec une marge de sécurité importante. Les principaux cas critiques considérés sont données ci-après :

### a. Cas de fin de construction

La stabilité à la fin de la construction est une étape critique de la vie d'un barrage en terre. Immédiatement après l'achèvement de la mise en place des remblais, il y aurait les pressions interstitielles de construction dues à la consolidation du remblai sous la charge du remblai qui ne sont pas entièrement dissipées, en particulier si le matériau est peu perméable. Il n'y aurait pas de charges d'eau. Dans ce cas, les paramètres de résistance au cisaillement non drainé du matériau cohésif dans le barrage sont utilisés dans l'analyse (USACE, 2003).

### b. Cas d'infiltration en régime permanent

Les infiltrations à travers le remblai a pour effet de réduire la stabilité du remblai en augmentant les forces d'action (cisaillement) et en diminuant les forces de résistance. Pour l'analyse de cette condition, on suppose que le réservoir est au niveau de stockage normal, auquel cas la ligne phréatique est supposée s'être complètement développée. La pente amont et la fondation seront

soumises à la pression de l'eau du réservoir tandis que le reste du barrage sera soumis à la pression interstitielle du réseau d'écoulement établi. Cette condition est critique pour la pente aval et les couches de fondation. Dans ce cas, des analyses à court terme (non drainées) et à long terme (drainées) sont effectuées. Les paramètres de résistance au cisaillement non drainé et drainé du matériau cohésif dans le barrage sont utilisés respectivement dans les analyses à court terme et à long terme (USACE, 2003).

c. Cas de vidange rapide

Cette situation de projet intéresse les vidanges, mais également les décrues ou les rabattements rapides des charges hydrauliques. L'amont du barrage est soumis aux conditions les plus défavorables lors d'une vidange rapide ; où la pression d'eau agissant sur le côté amont est supprimée au-dessus du niveau de rabattement tandis que la ligne de saturation reste plus élevée. Le drainage n'étant pas aussi rapide que le rabattement, cela signifie que les forces de résistance sont réduites par rapport aux forces déstabilisatrices. Pour tenir compte de ce fait dans les calculs de stabilité, les forces de résistance sont calculées pour le poids immergé du matériau sous la surface de l'eau, et les forces de cisaillement sont calculées pour le poids saturé du matériau sous la surface de l'eau. Tous les matériaux en dessous du niveau de rabattement sont immergés, et par conséquent, la force de résistance et de cisaillement en dessous du niveau de rabattement est calculée sur la base du poids immergé des matériaux. Dans ce cas, les paramètres de résistance au cisaillement non drainé du matériau cohésif dans le barrage sont utilisés dans l'analyse (USACE, 2003).

## 2.3. Ecoulements dans un barrage en terre

L'écoulement de l'eau à travers les milieux poreux dépend de la nature du sol, du type d'écoulement, des propriétés du liquide et du gradient hydraulique. Différentes méthodes ont été développées pour résoudre les problèmes d'infiltration, ces méthodes peuvent être classées comme méthodes analytiques, expérimentales et numériques.

### 2.3.1. Problème d'écoulement

Pour une description complète du mouvement d'un fluide, on doit tenir compte de trois aspects :

- a) Les conditions que le milieu impose au mouvement du fluide ;
- b) Les propriétés du fluide ;
- c) La conservation de la masse.

La loi de Darcy décrit l'aspect dynamique de l'écoulement en fonction du milieu et remplit ainsi la condition (a) ; pour compléter la description, il reste à considérer les conditions (b) et (c) c'est à dire : l'état (propriété) du fluide et la conservation de la masse. Le problème d'écoulement repose sur la combinaison de trois équations qui sont :

1/équation de mouvement.

2/équation de continuité.

3/équation de thermodynamique.

Ces équations peuvent exprimer mathématiquement le phénomène étudié de l'écoulement dans le sol.

*a. Equation de mouvement*

Cette équation est prise de la loi de Darcy pour l'équation de Navier Stokes pour un écoulement laminaire où les forces d'inertie sont négligeables.

$$v = k.F \quad (2.1)$$

En prenant en considération le gradient hydraulique, l'équation peut s'écrire :

$$v = k.\nabla.\phi \quad (2.2)$$

Le gradient est définie par :

$$\nabla = i \frac{\partial}{\partial x} + j \frac{\partial}{\partial y} + k \frac{\partial}{\partial z} \quad (2.3)$$

*b. Equation de continuité :*

L'équation de la conservation de la masse appliquée à l'écoulement de l'eau est :

$$\partial \frac{(\rho.\theta)}{\partial t} = -\nabla (\rho.v) \quad (2.4)$$

Pour simplifier le problème, on considère que le sol est homogène, isotrope, et donc la densité de l'eau est constante, et l'équation peut s'écrire :

$$\frac{\partial.\theta}{\partial t} = -\nabla v \quad (2.5)$$

*c. Equation thermodynamique de l'état du sol :*

La forme générale de l'équation thermodynamique de l'état du sol s'écrit de la manière suivante :

$$P = P(U, T) \quad (2.6)$$

En supposant la densité du sol constante, il s'avère que la pression est indépendante du temps : c'est-à-dire que l'état du sol est en condition adiabatique (sans conduction de chaleur) et on peut écrire la formule précédente comme suit :

$$P = P(\theta) \quad (2.7)$$

Pour cela, lorsque l'état du sol est adiabatique, et homogène, isotrope, on peut négliger l'équation thermodynamique pour la résolution du problème d'écoulement.

### 2.3.2. Equation générale de l'écoulement de l'eau dans un sol non saturé :

En remplaçant l'équation (2.2) dans (2.4) on obtient :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\nabla \cdot v = -\nabla \cdot (k \cdot \nabla \phi) \quad (2.8)$$

Application à la règle vectorielle, l'équation (2.8) peut s'écrire encore :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla k \cdot \nabla \phi + k \cdot \nabla^2 \phi \quad (2.9)$$

Ce qui donne :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial k}{\partial x} \cdot \frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial k}{\partial y} \cdot \frac{\partial \phi}{\partial y} + \frac{\partial k}{\partial z} \cdot \frac{\partial \phi}{\partial z} + k \cdot \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + k \cdot \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + k \cdot \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \quad (2.10)$$

Finalement, la forme générale de l'écoulement dans les sols non saturés :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ k \frac{\partial \phi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ k \frac{\partial \phi}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ k \frac{\partial \phi}{\partial z} \right] \quad (2.11)$$

Ainsi, la perméabilité du sol (k), dépend uniquement de la teneur en eau :

$$k = k(\theta) \quad (2.12)$$

Forme bidimensionnelle :

Dans le cas bidimensionnel l'équation de l'écoulement prend la forme suivante :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ k \frac{\partial \phi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ k \frac{\partial \phi}{\partial z} \right] \quad (2.13)$$

Où  $\theta$  est la teneur en eau au point (x, z) donnée dans un domaine  $\Omega$  sous une pression P et une perméabilité k suivant un temps t donné. Sachant que ;

$$\theta = n \cdot S_r \quad (2.14)$$

On peut encore écrire :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = n \cdot \frac{\partial S_r}{\partial t} \quad (2.15)$$

## 2.4. Etude de stabilité d'un barrage en terre

L'analyse de la stabilité consiste, sur la base d'une description à deux dimensions, à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol/roche, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts du poids propre du massif, réactions du sol en place le long de la surface de rupture, pressions interstitielles, chargements extérieurs éventuels.

### 2.4.1. Définition du facteur de sécurité

Le principe de l'analyse de la stabilité des pentes repose sur le calcul du facteur de sécurité ; en un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité (local) est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol  $\tau_{max}$  à la contrainte de cisaillement s'exerçant réellement sur la surface  $\tau$ :

$$FS = \frac{\text{somme des forces stabilisatrices}}{\text{somme des forces mobilisées}} = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad (2.16)$$

L'étude de stabilité consiste à comparer le Fs calculé avec un coefficient de sécurité que l'ingénieur s'est fixé en fonction de l'état considéré. Pour les nouveaux barrages en remblai, ce coefficient de sécurité est généralement pris égal à 1,5 pour la condition normale d'exploitation, et peut être compris entre 1.1 et 1.3 en cas de vidange rapide (USACE, 2003).

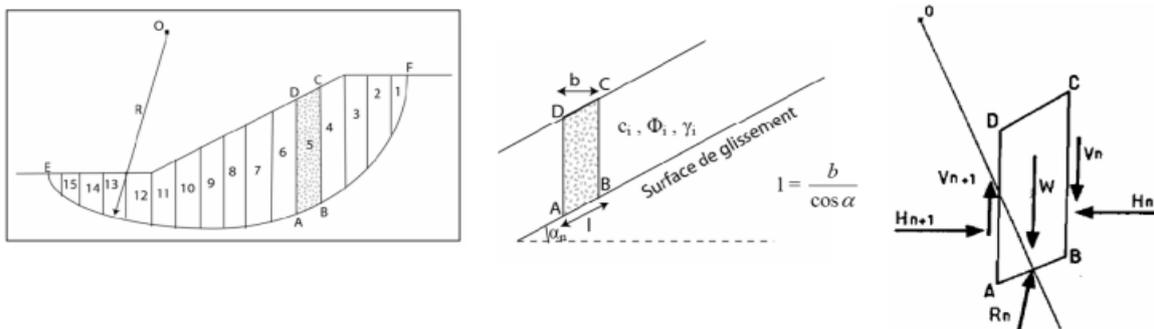
### 2.4.2. Méthode des tranches

Plusieurs méthodes d'équilibre limite (LE) ont été développées pour l'analyse de stabilité des pentes. Elles consistent à découper le volume glissant en tranches verticales (fig 2.1). Les méthodes diffèrent notamment sur les hypothèses de transmission des efforts entre les tranches.

Fellenius (1936) a introduit la première méthode, appelée méthode ordinaire ou suédoise, pour une surface de glissement circulaire. Bishop (1955) a perfectionné la première méthode en introduisant une nouvelle relation pour la force normale de base. L'équation de Fs est donc devenue non linéaire. En même temps, Janbu (1954) a développé une méthode simplifiée pour les surfaces de rupture non circulaires, divisant la masse de glissement en plusieurs tranches verticales. La procédure généralisée des tranches a été développée en même temps que le développement de la méthode simplifiée (Janbu 1973). Plus tard, Morgenstern and Price

(1965b); Spencer (1968); Sarma (2001) et plusieurs autres ont apporté d'autres contributions avec des hypothèses différentes de transmission des efforts entre les tranches. Une théorie d'équilibre limite général (GLE) a été développée par Chugh (1986) comme une extension des méthodes de Spencer et Morgenstern-Price, satisfaisant à la fois les conditions d'équilibre des moments et des forces (Abramson et al. 2001; Krahn 2004).

Toutes les méthodes d'équilibre limite sont basées sur certaines hypothèses selon les forces normales (E) et de cisaillement (T) entre les tranches, et la différence fondamentale entre les méthodes est la façon dont ces forces sont déterminées ou supposées et la forme de la surface fictive de glissement et les conditions d'équilibre pour le calcul de Fs. Un résumé des méthodes d'équilibre limite sélectionnées et de leurs hypothèses est présenté dans le tableau 2.1.



**Fig. 2.1 : Méthodes des tranches : schématisation des interactions entre les tranches (M'zoughem et Chenafa, 2006).**

**Tableau 2.1 : Résumé des méthodes d'Equilibre Limite (Abramson et al. 2001, Nash 1987).**

Méthode	Circulaire	Non circulaire	$\Sigma M=0$	$\Sigma F=0$	Hypothèse pour T et E
Ordinaire	√	-	√	-	Néglige E et T
Bishop simplifiée	√	(*)	√	(**)	Considère E, mais néglige T
Junbu simplifiée	(*)	√	-	√	Considère E, mais néglige T
Junbu GPS	√	√	(***)	√	Considère E et T
Lowe-Karafiath	-	√	-	√	Résultante s'incline à $\theta=1/2(\alpha+\beta)$
Corps of Engrs	-	√	-	√	Résultante s'incline à $\theta=1/2(\alpha+\beta)$
Sarma	√	√	√	√	Cisaillement inter-tranches, $T=ch+Etang\phi$
Spencer	√	(*)	√	√	Inclinaison constante, $T=tan\phi E$
Morgenst-Price	√	√	√	√	Définit par $f(x)$ , $T=f(x).\lambda.E$

(\*) Peut être utilisée pour des surfaces de rupture circulaires et non circulaires

(\*\*) Satisfait l'équilibre des forces verticales pour les forces normales de base, et

(\*\*\*) Satisfait l'équilibre des moments pour les fines tranches intermediaires (Junbu 1957, Grande 1997)

Les forces entre les tranches dépendent d'un certain nombre de facteurs, notamment contrainte-déformation et les caractéristiques de déformation des matériaux. Cependant, leur évaluation devient compliquée dans les méthodes d'équilibre limite et le comportement du sol est supposé rigide parfaitement plastique. En plus, ces méthodes à la rupture ne permettent pas la prise en compte du phénomène de la rupture progressive. Par conséquent, des hypothèses simplifiées sont utilisées dans la plupart des méthodes, soit pour négliger les deux ou l'une d'entre elles.

### **2.4.3. Analyse de stabilité par la méthode des éléments finis**

#### **2.4.3.1. Méthode des éléments finis**

La méthode des éléments finis développée depuis quelques dizaines d'années, Zienkiewicz et Zienkiewicz (1977) apportent une approche alternative aux méthodes à l'équilibre-limite. La méthode consiste à approcher, dans un sous-espace de dimension finie, un problème écrit sous forme variationnelle dans un espace de dimension infinie. La solution approchée est dans ce cas une fonction déterminée par un nombre fini de paramètres ; par exemple ses valeurs en certains points ou nœuds du maillage. Les avantages principaux de cette méthode est qu'elle est bien adaptée pour des situations statiques et qu'elle permet de modéliser de façon plus réaliste des géométries et des comportements de géomatériaux complexes.

Différentes méthodes existent pour calculer le facteur de sécurité d'une pente grâce à la méthode des éléments finis (Xu and Low 2006):

- la méthode à l'équilibre limite améliorée, qui consiste à calculer les contraintes au sein du remblai avant d'utiliser les méthodes des tranches ;
- l'approche dite d'augmentation de la gravité, qui consiste à augmenter artificiellement l'intensité de la gravité jusqu'à ce que le mécanisme de rupture se développe. Cependant, cette technique est relativement peu efficace pour les pentes composées de matériaux purement granulaires car sa résistance est principalement frictionnelle et est peu influencée par le poids propre ;
- la méthode dite de réduction des paramètres dont le principe est d'affaiblir progressivement les paramètres du sol jusqu'à la rupture ; est la méthode la plus employée dans la littérature. Cette méthode est utilisée dans cette thèse pour l'analyse de la stabilité du barrage de Souk Tleta.

#### **2.4.3.2. Méthode de réduction des paramètres**

La méthode de réduction des paramètres a été tout d'abord évoquée par Zienkiewicz et al. (1975). Elle consiste à réduire progressivement la résistance au cisaillement d'un sol ayant un

comportement élasto-plastique (ou viscoplastique) jusqu'à l'apparition de la rupture. La réduction est faite sur les deux paramètres influençant la résistance au cisaillement : l'angle de frottement effectif  $\varphi'$  et la cohésion effective  $c'$  dans le modèle de Mohr-Coulomb. Les paramètres réduits  $c'_{red}$  et  $\varphi'_{red}$  s'expriment par les relations :

$$c'_{red} = c'/F ; \varphi'_{red} = \tan^{-1}(\tan(\varphi')/F) \quad (2.17)$$

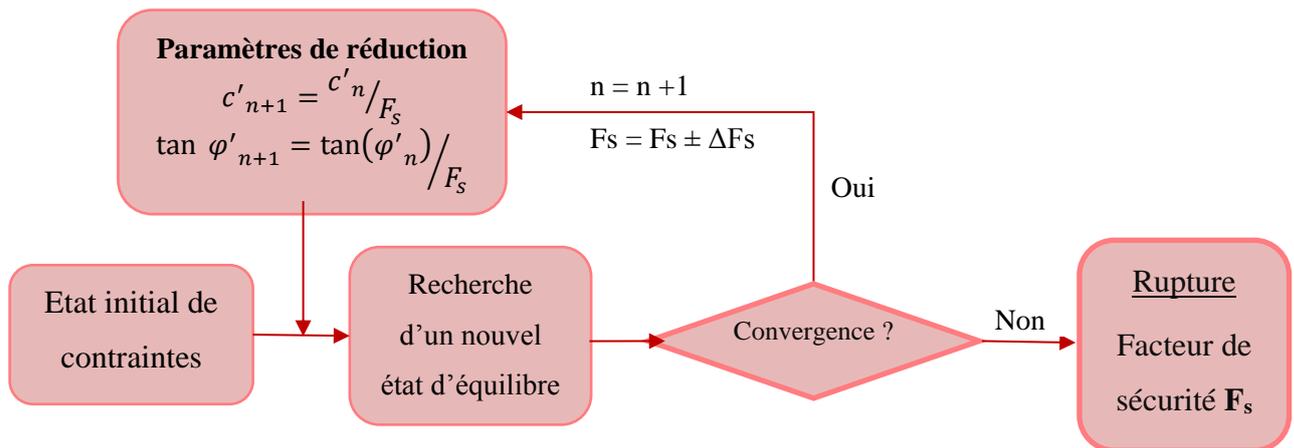
A la rupture, le facteur de réduction  $F$  va être assimilé au facteur de sécurité de la pente étudiée. En effet, si on considère par exemple que la résistance au cisaillement est décrite par le critère de Mohr-Coulomb, on aura à la rupture (l'indice  $f$  signifiant failure) :

$$\tau'_{max} = \frac{c'}{F_f} + \sigma_{n,max} \frac{\tan(\varphi')}{F_f} = c'_f + \sigma_{n,max} \tan(\varphi'_f) \quad (2.18)$$

Dans un modèle aux éléments finis, l'application de la méthode de réduction des paramètres se fait grâce à un processus itératif (Masekanya 2008) comportant les étapes suivantes (fig 2.2):

1. Calcul d'un état initial de contraintes effectives par application des charges hydrauliques et mécaniques ;
2. Réduction d'un facteur  $F$  des paramètres de résistance au cisaillement et recherche d'un nouvel état d'équilibre en contraintes/déformations ;
3. Itération de la deuxième étape jusqu'à l'apparition de la rupture. Le facteur de sécurité est alors égal au coefficient de réduction. L'utilisation de la méthode de réduction des paramètres dans une modélisation nécessite de définir numériquement la rupture, ce qui n'est pas toujours simple. Bien que d'autres définitions de la rupture existent, il est généralement considéré qu'elle s'est produite lorsque la convergence du calcul ne s'obtient plus dans un nombre d'itérations prédéfini (Griffiths and Lane 1999).

La méthode de réduction des paramètres est de plus en plus employée dans le milieu de la recherche ou de l'ingénierie (Matsui and San 1992; Griffiths 2001; Cała et al. 2004; Xu and Low 2006; Donald and Giam 1988b; Griffiths and Lane 1999; Kainthola et al. 2012b; Maji 2017a; Naylor 1982b; Ugai 1989; Ugai and Leshchinsky 1995b; Zheng et al. 2005, 2009) et de nombreux autres chercheurs, et est de plus en plus implémentée directement dans des logiciels commerciaux dédiés à la géotechnique (Cheng et al. 2007).



**Fig. 2.2 : Principe de l'algorithme de la méthode de réduction des paramètres (Masekanya, 2008)**

Par rapport aux méthodes classiques, elle présente certains avantages d'évaluation du facteur de sécurité des pentes (Griffiths and Lane 1999; Xu and Low 2006; Cheng et al. 2007):

- la méthode ne nécessite pas de formuler d'hypothèses sur la forme ou la localisation de la surface de rupture : celle-ci découle du calcul et peut être visualisée grâce notamment aux déformations de cisaillement ;
- aucun découpage en tranches du massif glissant n'est nécessaire à proposer, ce qui permet de s'affranchir des hypothèses sur les efforts entre tranches qui causent des difficultés dans les méthodes à l'équilibre-limite ;
- la méthode des éléments finis permet de prendre en compte un comportement plus réaliste du géomatériau et permet de donner des informations sur les contraintes, les déplacements, et les pressions interstitielles ;
- la méthode est applicable à des contextes simples et complexes à condition que l'on dispose des informations nécessaires sur la géométrie du site et sur les propriétés du sol.

Le calcul du facteur de sécurité par la méthode des éléments finis, par l'intermédiaire notamment de la méthode de réduction de paramètres, est généralement réalisé en deux dimensions. Dans un contexte opérationnel, cela est généralement suffisant.

#### 2.4.4. Logiciel utilisé pour l'analyse de stabilité

L'utilisation d'outils de modélisation numérique connaît depuis une vingtaine d'années un développement considérable dans le domaine de la géotechnique. La modélisation numérique permet l'analyse du comportement des matériaux sous diverses conditions de sollicitation. Les simulations numériques sont souvent utilisées pour résoudre des problèmes complexes.

Les analyses de stabilité des pentes peuvent aujourd'hui être effectuées à l'aide de divers logiciels géotechniques informatisés. Les logiciels utilisant des formulations d'équilibre limite sont utilisés depuis de nombreuses années. De même, les logiciels par éléments finis (EF), basés sur des lois de comportement et des modèles de sols appropriés, ont suscité un intérêt croissant tant des chercheurs que des professionnels. Aujourd'hui, les logiciels basés sur la méthode d'équilibre limite et d'éléments finis sont couramment utilisés dans les calculs géotechniques. Une brève introduction et les principes de fonctionnement du logiciel utilisé dans cette étude sont brièvement présentés dans la section suivante.

#### **2.4.4.1. Le logiciel PLAXIS**

PLAXIS est un code par éléments finis pour les analyses de sols et de roches, développé par PLAXIS BV en coopération avec plusieurs universités dont DUT aux Pays-Bas et NTNU en Norvège. Le programme informatique est applicable à de nombreux problèmes géotechniques, y compris les analyses de stabilité, de déformation et les calculs d'écoulement des eaux souterraines en régime permanent. Ce logiciel contient plusieurs modèles éléments finis et quatre sous-programmes principaux ; les entrées (inputs), le calcul (calculation), les sorties (outputs) et les tracés de courbes (curve plots).

Le modèle du barrage à étudier a été créé dans l'étape du sous-programme Input. Les propriétés des matériaux, y compris les paramètres de résistance au cisaillement, ont été définies pour chaque couche de sol et de roche. Un modèle de déformation simple d'éléments triangulaires à 15 nœuds a été utilisé pour générer le maillage d'éléments finis. De plus, un modèle de matériau Mohr-Coulomb a été sélectionné pour les analyses de stabilité et de déformations.

#### **2.4.4.2. Le modèle de Mohr - Coulomb**

Le modèle sélectionné de Mohr - Coulomb est basé sur la théorie élastique-parfaitement plastique de la mécanique des sols. En conséquence, les paramètres élastiques ( $E$ ,  $\nu$ ) et plastiques ( $c$ ,  $\phi$ ,  $\Psi$ ) sont utilisés dans le modèle. De même, en plus de la fonction d'élasticité ( $f$ ), le modèle a incorporé la fonction potentielle plastique ( $g$ ), où l'angle de dilatance ( $\Psi$ ) est associé au comportement plastique des sols. La formulation du modèle Mohr-Coulomb comprend six fonctions élastiques et six fonctions plastiques. Une de chaque fonction (équation 2.19) et (équation 2.20) est donnée ci-dessous à des fins de démonstration (PLAXIS 2010) uniquement :

$$f_1 = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin\phi - c \cos\phi \leq 0 \quad (2.19)$$

$$g_1 = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin\Psi \quad (2.20)$$

#### 2.4.4.3. Calcul du facteur de sécurité $F_s$

Le facteur de sécurité ( $F_s$ ) a été calculé en utilisant la procédure de «réduction  $c-\phi$ ». Selon PLAXIS (2010), cette approche consiste à réduire progressivement les paramètres de résistance du sol  $c'$  et  $\tan\phi'$  jusqu'à ce que la rupture se produise. Les paramètres de résistance sont automatiquement réduits jusqu'à ce que l'étape de calcul finale aboutisse à un mécanisme de défaillance entièrement développé. De plus, Nordal et Glaamen (2004) disent : «En réduisant progressivement la force, un sol est identifié comme défaillant après une certaine réduction de force». De cette manière, PLAXIS calcule le  $F_s$  comme le rapport de la résistance au cisaillement du matériau à la résistance au cisaillement à la rupture en additionnant le multiplicateur incrémental ( $M_{sf}$ ) défini par :

$$F_s = \frac{\text{résistance au cisaillement des matériaux}}{\text{résistance au cisaillement à la rupture}} = \text{valeur de } \Sigma M_{sf} \text{ à la rupture} \quad (2.21)$$

## 2.5. Conclusion

Compte tenu de l'analyse bibliographique, nous adoptons la démarche et les choix suivants, qui apparaissent bien adaptés à une modélisation précise du comportement hydraulique et mécanique des barrages en :

- Les cas « à la fin de la construction » et « écoulement en régime permanent » à différents niveaux de remplissage qui sont en effet les situations les plus représentatives de la vie de l'ouvrage seront considérés.
- Les actions principales auxquelles l'ouvrage est soumis en situation normale d'exploitation sont le poids propre des matériaux, la pression hydrostatique appliquée par l'eau de la retenue, et les pressions interstitielles au sein du remblai et de la fondation.
- La méthode aux éléments finis sera utilisée pour la modélisation de l'ouvrage, et le facteur de sécurité sera calculé par la technique de réduction de paramètres car cette approche présente de nombreux avantages par rapport aux méthodes à l'équilibre limite (calcul de l'écoulement, prise en compte des déformations, pas d'hypothèses sur le cercle de glissement préférentiel,...), ainsi que par rapport à d'autres méthodes numériques (flexibilité, coût de calcul acceptable, prise en compte de cas complexes,...etc).

Dans le chapitre qui va suivre, la méthode d'injection de coulis qui a pour objectif de renforcer, rendre étanche et réduire la déformabilité des fondations rocheuses d'un barrage ; sera discuté,

notamment les types d'injection, la composition (les caractéristiques) du coulis utilisé dans la pratique ainsi que les méthodes d'injection et les caractéristiques du procédé.

---

***Chapitre 3. Etanchéisation des fondations de barrages  
par injection « rocher »***

---

### 3.1. Introduction

Des études approfondies sur le mécanisme de rupture de barrages ont été menées dans les années 1960 et 1970 ; et à la fin du XXe siècle, la question de la sécurité des barrages a de nouveau suscité une grande attention de la direction de la construction des barrages aux États-Unis et dans les pays européens. L'une des causes de la rupture des barrages en terre est l'infiltration à travers le corps et les fondations des barrages.

La fonction d'un barrage est de créer une réserve d'eau, il est donc évident que ces ouvrages hydrauliques doivent être et demeurer étanches. Des infiltrations excessives à travers le barrage et ses fondations peuvent engendrer des conséquences néfastes à plusieurs titres : augmentation des pressions interstitielles et instabilité de l'ouvrage et fondations, érosion interne pouvant aboutir à la rupture.

L'étanchéité des fondations et des rives des barrages est nécessaire en raison des conditions géologiques des massifs rocheux et de leurs conditions de perméabilité. Il est important de souligner qu'afin d'étudier les infiltrations à travers les fondations d'un barrage, il est nécessaire de mener une investigation détaillée de la géologie et de l'hydrogéologie des massifs rocheux.

En tant que méthode importante pour renforcer et rendre étanche les fondations des barrages, l'injection de coulis est utilisée pour injecter un matériau de coulis dans les joints et les fissures ou les vides des formations rocheuses afin que les propriétés de ces matériaux soient améliorées grâce à la diminution de la perméabilité, à l'augmentation de la résistance et à la réduction de la déformabilité des formations rocheuses.

L'injection est un procédé permettant d'étanchéiser des vides au moyen de produits liquides qui se solidifient dans le temps (Gouvenot et al., 1997). Cette technique permet d'améliorer certaines caractéristiques du massif rocheux, et notamment sa perméabilité sans nécessiter une substitution de matériaux, la forme de l'écran d'injection est liée à la géométrie des forages.

### 3.2. Objectifs du traitement des fondations rocheuses

Le traitement auquel le massif rocheux est soumis a un objectif **mécanique** où il s'agit d'améliorer globalement les propriétés de déformabilité et de résistance en terrain rocheux, avec, une action sur les cavités, les fissures et les points de discontinuité ; et un objectif **hydraulique** où les buts recherchés sont une réduction, voire une suppression des débits d'infiltration à travers les massifs ; une réduction des vitesses de percolation et donc des risques d'érosion ; et une protection à l'égard d'agents polluants ou agressifs.

### 3.3. Types d'injection

L'injection consiste à faire pénétrer dans un milieu plus ou moins perméable, un matériau pompable (liquide, suspension, émulsion, mortier) appelé coulis d'injection. L'injection s'effectue généralement à travers des forages réalisés dans le milieu à traiter (sols, roches). La nature des coulis utilisés diffèrent selon la nature du milieu perméable à traiter ; on distingue généralement trois types d'injection : injection des roches fissurées, injection dans les terrains alluvionnaires, injection de remplissage de cavité (Gouvenot, et al. 1997).

#### 3.3.1. Injection des roches fissurées

Dans les massifs rocheux affectés par des fissures naturelles ou créées par la pression d'injection générant des circulations d'eau, le but de l'injection est de les remplir en introduisant, par pression à travers les forages un produit liquide qui fera prise.

Les forages exécutés dans ce type de rocher doivent rester ouverts sur une grande longueur sans risque d'éboulement. Il est aussi possible d'injecter en une seule fois des tranches de terrain de plusieurs mètres, 3 m à 8 m en moyenne. Chaque tranche est appelée passe d'injection. L'injection des massifs rocheux fissurés est réalisée soit en remontant ou en descendant.

#### 3.3.2. Injection de remplissage

Le coulis remplit et comble les cavités souterraines (poches de dissolution, karstiques,...) dans un massif rocheux par injection. Les cavités souterraines d'origine karstique contribuent beaucoup à l'effondrement du terrain d'où la nécessité d'en prendre en compte dans la sécurité des infrastructures. Les coulis de comblement sont utilisés notamment pour les travaux de scellement et de clouage, pour stabiliser les pentes instables ou les murs de soutènement. De manière générale, le coulis utilisé pour ce type d'injection (coulis de comblement) contient le plus souvent de l'eau, avec une très faible quantité de ciment, dépendant des performances souhaitées, de la bentonite et/ou des charges.

#### 3.3.3. Injection par imprégnation

Le traitement s'effectue sans altération de la structure du sol par circulation du coulis dans les espaces interstitiels. L'injection par imprégnation est utilisée dans des sols granulaires variés, depuis les sables fins jusqu'aux matériaux alluvionnaires. La différence essentielle par rapport aux massifs rocheux fissurés réside dans la forme des vides, composés de pores intergranulaires.

### **3.4. Utilité des injections dans les barrages**

Les structures hydrauliques telles que les barrages, les réservoirs, les digues, les déversoirs sont des structures réalisées pour contrôler les ressources en eau. Pour cela, ces structures doivent être conçues soigneusement de manière à assurer leur fonction en toute sécurité. L'aspect le plus critique de la conception de telles structures est la conception des fondations. Toutes les structures hydrauliques sont sujettes à des infiltrations à travers leurs fondations. L'eau qui s'infiltré sous les structures hydrauliques met en danger la sécurité de la structure et peut provoquer une défaillance. Par conséquent, les infiltrations excessives sous les structures hydrauliques sont considérées l'un des problèmes majeurs de la sécurité des structures hydrauliques. La qualité des masses rocheuses de fondation et des rives est d'une grande importance pour la stabilité globale et la prévention des infiltrations des fondations de barrages. L'objectif d'un rideau d'injection de barrage est de réduire les infiltrations à travers les fondations du barrage en colmatant les discontinuités géologiques et les défauts susceptibles de fournir des chemins d'écoulement.

Le traitement de la fondation par injection de coulis de ciment est une procédure assez complexe formée d'une succession d'opérations dont le succès ou l'échec va conditionner le résultat final. Selon l'implantation des forages, on réalise des écrans étanches ou des massifs injectés plus ou moins importants. La disposition des forages est très variable et dépend de l'orientation des fissures du rocher à traiter et des possibilités d'implantation. Par contre dans les alluvions, les forages sont en général verticaux, et sauf exception les écrans étanches comportent au moins deux lignes de forages parallèles.

### **3.5. Les coulis d'injection**

Des fuites d'eau à travers les rives et les fondations peuvent mettre en danger la stabilité du barrage et rendre le scellement du réservoir vulnérable. Pour minimiser les infiltrations et renforcer la roche de fondation, un rideau d'injection dans les fondations et les rives est nécessaire. Le coulis remplit les fissures et les failles, ce qui peut augmenter la résistance de la masse rocheuse et diminuer sa perméabilité.

Le choix du type de coulis dont dépend la réussite du traitement, est fonction de la nature du milieu à injecter (type de vides) et de l'amélioration recherchée (durée, nature, provisoire ou définitif).

### 3.5.1. Caractéristiques des coulis

Les caractéristiques principales des coulis intéressant la mise en œuvre de la qualité du traitement sont :

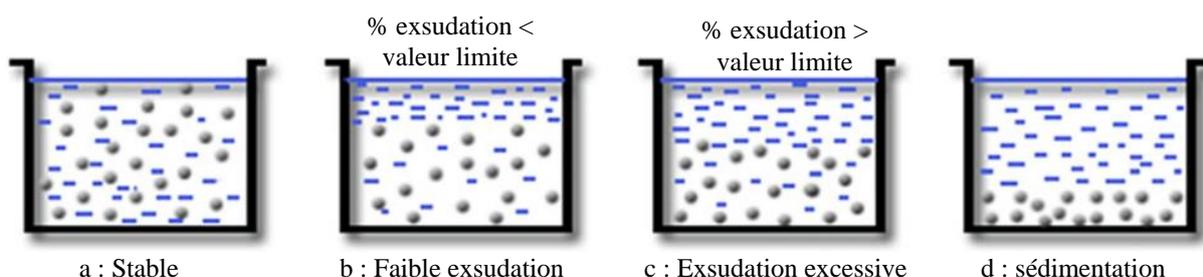
#### a. La pénétrabilité

La pénétrabilité est l'aptitude du coulis à pénétrer dans le milieu à injecter, et qui est fonction de la fluidité du coulis (caractéristiques rhéologiques) et de la granulométrie de ses constituants (dimension des particules et des vides du milieu à traiter). Pour qu'une suspension granulaire plus ou moins concentrée, tel qu'un coulis puisse être injecté, il est en effet indispensable que la granularité de sa phase solide soit compatible avec les dimensions minimales des fissures à réparer, et que la fluidité doit en particulier être telle que l'injection puisse être réalisée sous faible pression de telle sorte que l'on ne dégrade pas davantage la structure à réparer.

#### b. La stabilité pendant la phase d'injection

En plus des exigences de pénétrabilité et de fluidité, le coulis doit également avoir une stabilité satisfaisante pour pouvoir être injectable. Sa stabilité dépend de l'aptitude du coulis à conserver le dosage initial (résistance au phénomène de décantation et d'essorage sous pression) et son homogénéité (absence de délavage et de ségrégation entre les composants) durant tout le processus d'injection et jusqu'à sa prise. A cet égard, il faut rappeler que le besoin d'une grande fluidité peut occasionnellement conduire à des suspensions très diluées se trouvant dans un état modérément floculant, conduisant potentiellement à une instabilité.

La suspension est constituée de grains dispersés dans un liquide et elle incorpore un certain nombre de canaux interconnectés de différentes dimensions, donnant à l'eau la possibilité de circuler. Par contre, après mélange, toutes les particules solides d'un coulis sont dispersées et suspendues dans l'eau. Ainsi, les quatre principales situations d'équilibre suivantes peuvent être distinguées :



**Fig. 3.1 : Principaux cas d'équilibre de coulis.**

Le coulis semble garder son homogénéité jusqu'à sa prise et est considéré comme parfaitement stable (fig. 3.1a). Dans le cas (b), le contenu du récipient est composé de deux phases distinctes. La suspension, restée homogène, est ici surmontée d'une couche d'eau exsudée. Cette couche représente la quantité d'eau qui n'a pu être retenue par la suspension. Cette eau excédentaire ne peut avoir que des conséquences négatives sur le maintien de l'homogénéité du coulis en cours d'utilisation. Une formulation de coulis ne sera ainsi considérée comme stable que si la quantité d'eau exsudée reste inférieure à une valeur limite. Cette valeur limite dépend du domaine d'application de l'injection.

Dans certains cas, cependant, un saignement excessif peut entraîner un coulis nettement hétérogène, incapable de pénétrer et d'adhérer correctement (fig. 3.1c).

Dans le cas schématisé par la figure 3.1d, la suspension n'est pas homogène. Nous pouvons constater ici dans le fond du récipient un dépôt constitué par les grains les plus lourds de la phase solide. Cette sédimentation, survenant le plus souvent de manière relativement rapide, n'est pas acceptable pour un coulis d'injection. Un coulis est ainsi généralement dit stable s'il présente une exsudation faible et une absence de sédimentation.

### **3.5.2. Composition et nature des coulis hydrauliques**

Le coulis d'injection doit être choisi sur la base des essais en laboratoire de différents ciments et mélanges, avec ou sans usages d'additifs. On mesure notamment l'écoulement, la sédimentation, le temps de prise et les propriétés mécaniques.

Généralement, on appelle coulis hydraulique les suspensions de ciment dans l'eau. Les propriétés de ces coulis peuvent être modifiées par l'adjonction d'éléments divers et d'adjuvants.

#### **3.5.2.1. Types de coulis d'injection**

Les liants hydrauliques sont des poudres fines constituées de sels minéraux anhydres réactifs en présence de l'eau. Ils s'hydratent en présence d'eau pour former un matériau solide, une véritable roche artificielle.

Les coulis de liants hydrauliques en suspension comportent un ou plusieurs produits solides dispersés dans l'eau (ciment, argiles, charges diverses, adjuvants). Ce sont les matériaux le plus souvent utilisés pour l'étanchéité des massifs rocheux et sols en raison de leur efficacité et leur coût modéré. Ce type de coulis se caractérise par un rapport pondéral Ciment/Eau (C/E) ou Matières Sèches /Eau (MS/E).

Les coulis d'injection utilisés actuellement sont classés en trois catégories principales correspondant à la nature et aux propriétés des mélanges utilisés (tableau 3.1) :

#### **a. Suspension de ciment (simple) instable**

Sont des coulis instables de ciment et d'eau, et ne sont homogènes que tant qu'elles sont maintenues en agitation. Ils présentent un phénomène de sédimentation/ressuée pouvant atteindre, selon la concentration de matière sèche (MS), plus de 50 % après quelques heures. Toutes les catégories de ciment (CEM I à CEM III) peuvent être utilisées. Le rapport pondéral C/E varie de 0,3/1 à 2/1 (AFTES 2006). Les coulis instables sont utilisés principalement pour l'injection de roche fissurée (H. Cambefort 1961). Entraînant de nombreux changements de compositions, ces coulis sont à présent remplacés par des mélanges de liants ultra fins ou de ciment fluidifié.

#### **b. Suspensions stables**

Sont des coulis stables et denses à décantation limitée, avec des propriétés mécaniques finales et une résistance au dévalement élevées (Schleiss and Pougatsch 2011). Ils sont des coulis généralement obtenues en malaxant dans de l'eau une combinaison de ciment et d'argile ou de bentonite et éventuellement d'un adjuvant. L'utilisation d'un coulis stable permet d'éviter le délavage, la sédimentation et la formation des voûtes. On peut assister à un phénomène de séparation de phases entre les grains d'argile et de ciment au cours de l'injection (plus gênante pour une consolidation que pour un étanchement).

##### ***b.1. Suspension de ciment & bentonite***

Sont des coulis stables obtenus par ajout d'un colloïde minéral (argile, silice, ou adjuvants). La plupart des catégories de ciment CEM I, CEM II et CEM III B ou CEM C, peuvent être utilisées, à l'exception des ciments alumineux ou ciment fondu, incompatibles avec les bentonites. Les additifs utilisés le plus souvent pour stabiliser les mélanges sont des bentonites, en raison de leur capacité d'hydratation ou de gonflement à l'eau. Cette addition permet d'améliorer les propriétés de la suspension : - mélange colloïdal homogène à faible sédimentation. - essorage limité, - pénétration accrue, - imperméabilité et résistance au délavage accrues. - gamme étendue de résistances mécaniques. Les bentonites naturelles sont des argiles smectiques dans lesquelles prédomine le constituant "Montmorillonite". Selon leur nature, leur gonflement apparent en présence d'eau varie de 3 à 25. Elles sont livrées sous forme de poudre avec un refus de 2 à 4% au tamis 200 ASTM et présentent généralement 80-85 % de grains inférieurs à 2 microns.

Les principaux types de bentonites naturelles sont :

- Les bentonites calciques avec un taux d'hydratation de 3 à 7 fois leur volume solide.
- Les bentonites sodiques avec un taux d'hydratation de 12 à 18 fois leur volume solide. Le dosage des constituants (rapport C/E de 0,12 à 1,5) varie en fonction de la nature du ciment utilisé et de la résistance mécanique recherchée. Pour les applications à faible dosage en liants, il est préférable d'employer des ciments CEM III, moins susceptibles à un défaut de prise en présence d'inhibiteurs.

### **b.2.** Suspension de ciment, bentonite et adjuvants

Ces suspensions remplacent à présent les suspensions instables de ciment (injections successives à C/E croissant) et les coulis de bentonite-ciment pour le traitement des roches. Ces mélanges stables et résistants ( $C/E > 1$ ) ont vu leur application justifiée par l'utilisation de la méthode GIN (Grouting Intensity Number), qui permet une gestion rationnelle des quantités injectées. Par ailleurs s'agissant de traitement de roche (porosité ~1 à 5 %) l'impact économique lié à l'accroissement du dosage en ciment & adjuvant demeure limité. La fluidité générée par l'ajout de superplastifiants et la stabilité remarquable de ces mélanges augmentent considérablement le rayon d'influence du traitement. Le dosage des composants varie dans la plage de C/E de 0,9 à 1.5. Les fluidifiants : superplastifiants (fluidifiants) de la famille des lignosulfonates, des polyacrylates ou des naphthalènes sulfonates permettent d'obtenir des viscosités Marsh de l'ordre de 30 à 35 secondes. Des adjuvants antidélagage peuvent être utilisés en cas de circulations aquifères. L'ajout de bentonite demeure utile pour déplacer les mélanges à  $C/E < 1$ .

### **b.3.** Suspension de ciment & bentonite & charges diverses

Les coulis chargés sont des coulis de ciment ou de bentonite (argile) ciment auxquels sont additionnés des matériaux pulvérulents inertes ou faiblement hydrauliques. L'addition d'une charge est destinée à réduire le coût du mélange et augmenter la rigidité pour limiter sa dispersion. Les charges les plus courantes sont les sables naturels, les cendres volantes et fillers calcaires. Le terme de "mortier" souvent utilisé correspond à des coulis avec charge ayant une teneur prépondérante en sable. Le dosage en charge varie de 500 à 1 200 kg/m<sup>3</sup> pour les sables ou sablon et 500 à 1000 kg/m<sup>3</sup> dans le cas de cendres volantes et de fillers calcaires. Pour le remplissage de grands vides, le rapport pondéral charge/ciment peut atteindre 10 à 20 selon qu'il s'agit de sable ou de charges fines.

#### **b.4.** Suspension de ciment & bentonite rigidifiée

La rigidification consiste à obtenir une fausse prise du liant hydraulique par gélification d'un silicate incorporé dans le mélange. Les mélanges rigidifiés ont la propriété de résister au délavage. Ils sont employés pour le blocage des fortes porosités (graviers, karsts, interfaces) qui peuvent être le siège de circulations d'eau. La vitesse de réaction peut être ajustée de quelques minutes à 1 heure et plus. Le contrôle de la rigidification permet ainsi de régler la pénétrabilité. Ces mélanges sont le plus souvent composés de ciment Portland et d'eau, voire de bentonite, le cas échéant. Des coulis de ciment Portland et de ciment alumineux peuvent être également employés pour une prise accélérée. Les dosages en liants hydrauliques doivent être supérieurs à  $C/E = 0.6$ . Le dosage en silicate peut varier de 3 à 5 % pour une augmentation de la rigidité à moins d'une heure. Toutefois, le dosage varie en fonction de la nature du ciment, du C/E, de la température de l'eau et du temps de rigidification (fausse prise) recherché. Cette application requiert souvent un équipement spécifique (injection directe). En cas d'injection directe en forage, le dosage du silicate peut dépasser 10 %, sans excéder 20 % afin de ne pas affecter les caractéristiques mécaniques du mélange.

#### **b.5.** Suspension de ciment ou liants hydrauliques ultrafins & adjuvants :

Dans ce type de coulis la finesse des liants et en conséquence la pénétrabilité des coulis est améliorée. Cette nouvelle génération de liants hydrauliques (ultra-fins), constitue aujourd'hui une alternative aux produits chimiques, largement utilisés par le passé, pour le traitement des sables ou sols sablo-graveleux. Ces coulis présentent après durcissement les propriétés et la pérennité des ciments de même origine. Ces coulis en suspension sont constitués de mélanges de ciment (ou de laitier) ultra fins, d'eau et de défloculants. La dimension des grains ( $d_{85} \sim 15 \mu\text{m}$ ) peut être réduite à la fabrication à une valeur inférieure à 6 ou 10  $\mu\text{m}$ . Les suspensions faiblement dosées en liant sont temporairement stables. La sédimentation dépend néanmoins du C/E. Celui-ci varie usuellement de 0,05 à 1,2. En outre l'utilisation d'adjuvants réduisant l'eau libre et /ou la durée de prise, ceci a tendance à réduire le risque de délavage au passage des terrains aquifères.

**Tableau 3.1 : Application usuelle des matériaux d'injection (AFTES).**

Objectif de traitement	Etanchement
Typologie des terrains	Compositions de coulis
<b>Remplissage de cavités</b>	
Karsts	ciment & bentonite
Karst avec circulation d'eau	ciment & bentonite rigidifié
Cavités hors nappe	ciment cellulaire
<b>Rocher fissuré</b>	
Fractures – discontinuités e= cm à dm	ciment & bentonite & adjuvants ciment & bentonite & charges
Fractures – discontinuités e= cm à dm aquifères	ciment & bentonite & adjuvants ciment & bentonite & charges ciment & bentonite rigidifié résines PU aquaréactives
Schistosité – Fissures 1mm < e < 1cm	ciment & bentonite & adjuvants ciment ou liants hydrauliques ultrafins & adjuvants
Micro - fissuration 0,1 < e < 1mm	suspension de micro-ciment gels de silice & réactif minéral suspension silice nanométrique & réactif minéral

### c. Les coulis à base de produits chimiques en solution (coulis liquide)

Silicates de soude, pénétrabilité semblable à l'eau. Ceci dit, l'injection des vides très petits est difficile (argiles ou silts). Pour les sables fins, ils ont une bonne perméabilité à l'eau et les coulis visqueux sont onéreux à utiliser.

- Gels de silice & réactif minéral
- Gels de silice & réactif organique
- Suspension silice nanométrique & réactif minéral
- Coulis à base de résines ou autres produits chimiques :
- Résines phénoliques
- Résines aminoplastes idem
- Résines furaniques idem
- Résines polyuréthane
- Résines époxydiques
- Autres coulis utilisant des résines et matériaux organiques

### 3.5.2.2. Rapport Ciment – Eau

Les coulis sont faits de suspensions de ciment dans l'eau, éventuellement stabilisées par ajout d'un agent viscosifiant (argile) ou gélifiant (silicate de soude) et par malaxage à haute turbulence. Les conceptions de mélanges sont principalement exprimées en termes de proportions relatives d'eau et de ciment.

La définition du rapport eau-ciment est:

$$\frac{E}{C} = \frac{m_e}{m_c} \quad (3.1)$$

Où:  $m_e$  = masse de l'eau [kg]

$m_c$  = masse du ciment [kg]

Le rapport E / C approprié a différentes vues; des suspensions minces ( $E/C > 5$ ) sont préférées par certains et des suspensions plus épaisses ( $E/C < 2$ ) sont préférées par d'autres. Actuellement, le concept du fait que des suspensions plus minces pénètrent plus facilement dans des chemins plus fins est en train de changer. En fait, la largeur pénétrable dépend principalement de la taille des grains de ciment plutôt que de la teneur en eau de la suspension. Cela a été prouvé par des recherches pétrologiques au moyen de coupes minces et au microscope: les roches avec de joints fins injectées avec des suspensions minces ne présentent pas plus de couches de coulis que celles injectées avec des coulis plus épais.

D'autres aspects importants préconisant des rapports E / C bas (épais) sont le temps d'injection et la résistance de la roche à coulis:

L'utilisation de rapports E / C bas nécessite plus de temps pour injecter la quantité nécessaire de ciment pour colmater les fissures injectables. L'injection de suspensions minces rend les travaux d'injection plus coûteux.

- Une quantité d'eau importante doit être évacuée pour obtenir un massif rocheux plus résistant.

Récemment, Lombardi and Deere (1993) ont recommandé des suspensions de ciment stables avec des rapports eau / ciment (E/C) d'environ 0,7 (en poids) avec des adjuvants superplastifiants pour but de réduire les (cohésion et viscosité) nécessaires pour utiliser des pressions d'injection plus basse. Ils proposent également l'utilisation d'un mélange binaire (ciment-eau) car cela simplifie considérablement la procédure d'injection.

Le ciment d'injection normalement utilisé possède une finesse de mouture de  $3500\text{cm}^2/\text{g}$ , et parfois seul un ciment d'une finesse de mouture inférieure à cette dernière est disponible. Le ciment 3500 donne des mélanges stables; il convient donc aux procédures d'injection ordinaires. Pour des besoins industriels extraordinaires, des ciments d'une finesse de mouture beaucoup plus élevée, dépassant parfois  $10\,000\text{ cm}^2/\text{g}$ . Cela améliore la pénétrabilité, mais un tel ciment est beaucoup plus cher, et il faut évaluer si des travaux d'injection présentant un succès légèrement meilleur vaut pour un investissement nettement plus élevé.

#### *a. Ciment*

Les produits de coulis cimentaire sont en général plus économiques que les coulis à base de produits chimiques. Ils peuvent être classés en deux catégories, soient les coulis à base de ciment Portland et les coulis à base de ciment microfins (Lapointe, 1997). Certains ajouts et adjuvants entrent aussi dans la composition des coulis cimentaires.

L'industrie cimentière met aujourd'hui à la disposition de l'utilisateur un grand nombre de ciments qui présentent des caractéristiques précises et adaptées à des domaines d'emploi déterminés. La gamme étendue de compositions, de résistances, de vitesse de prise et de durcissement répond aux usages très divers du béton préparé sur chantier ou en usine.

Par ses propriétés liantes, le ciment donnera au coulis sa résistance et par conséquent son aptitude à réparer une roche fissurée. Les ciments sont généralement constitués par du clinker broyé (ciment Portland) ou par un mélange de clinker et des constituants secondaires comme des laitiers de haut-fourneau, des pouzzolanes ou des cendres volantes. Les clinkers se composent essentiellement de silicate tricalcique (C3S), de silicate bicalcique (C2S), d'aluminate tricalcique (C3A) et d'alumino-ferrite (C4AF). La norme française NF P15301 définit différentes catégories de ciment, une catégorie étant caractérisée par les résistances mécaniques atteintes à des échéances déterminées. Dans les catégories, nous pouvons en particulier distinguer : - les ciments Portland artificiels contenant au moins 97% de clinker notés CPA, - les ciments Portland à constituants secondaires contenant plus de 65% de clinker notés CPJ, - les ciments à forte teneur en laitier (moins de 20% de clinker, plus de 80% de laitier) notés CLK. Les classes de résistance sont définies dans une fourchette faisant intervenir la résistance à la compression minimale et maximale à 28 jours. Les dénominations 35, 45, 55 font ainsi référence au milieu de la fourchette  $\pm 10$  à 28 jours exprimés en MPa. Le type de ciment utilisé pour un coulis d'injection est choisi en fonction de plusieurs critères parmi lesquels nous pouvons citer : - la granularité, - la résistance aux milieux agressifs

éventuellement rencontrés sur le site à réparer. - les caractéristiques mécaniques espérées. - l'aptitude à la prise sous faible concentration.

### **3.6. Méthodes d'injections**

Pour une bonne mise en œuvre du processus d'injection ; une vérification de l'adéquation de la composition des coulis et le choix de la méthode d'injection doivent être définies et intégrées dans le plan d'action qualité avant le démarrage des travaux.

#### **3.6.1. Méthode classique**

La méthode classique consiste à injecter en commençant avec un coulis fluide qui permet dans un premier temps d'assurer la pénétration maximale dans des fractures fines, puis d'améliorer l'adhérence et l'étanchéité en réduisant la fluidité du coulis. La mesure d'un débit d'absorption très grand indique que le coulis n'est pas assez dense. La pression d'injection est généralement choisie en fonction de critères empiriques. L'inconvénient de cette méthode est l'utilisation de plusieurs mélanges de coulis qui rend le processus fastidieux, ainsi que le critère empirique utilisé pour définir la pression ne garantit pas qu'il soit optimal ni qu'il empêche la fracturation ; donc une incertitude sur la qualité de l'étanchéité des fractures (Lombardi 2003).

#### **3.6.2. Méthode GIN**

Afin de pallier aux incertitudes décrites ci-haut, Lombardi and Deere (1993) développent la méthode du GIN (Grouting Intensity Number ou intensité d'injection). Cette méthode consiste à utiliser un seul mélange de coulis stable, et à modifier la pression selon le volume absorbé. Un essai de perméabilité d'eau en pression est d'abord réalisé pour déterminer les paramètres d'injection, soit la pression d'injection critique (bars) et le volume maximal absorbé (litre/minute).

Dans la zone supérieure à droite de la figure 3.2 (a) existe un danger d'hydro-fracturation. Des chemins d'injection F et H se trouvant dans cette zone ne sont pas admis. La méthode traditionnelle est un cas particulier de la méthode GIN qui n'exclut pas l'hydro-fracturation.

Le suivi des paramètres de pression, de volume et du débit permet d'optimiser le processus d'injection, et la définition de plusieurs paramètres critiques permet de réduire le risque d'hydro-fracturation. La méthode insiste sur une surveillance plus accrue et axée sur la prise de décision en temps réel. Par contre, les données in situ ne sont pas facilement disponibles, et la méthode GIN doit être utilisée en présence d'équipements modernes pour le monitoring en

temps réel et avec un personnel spécialisé pour pouvoir repérer la présence d'hydrofracturation.

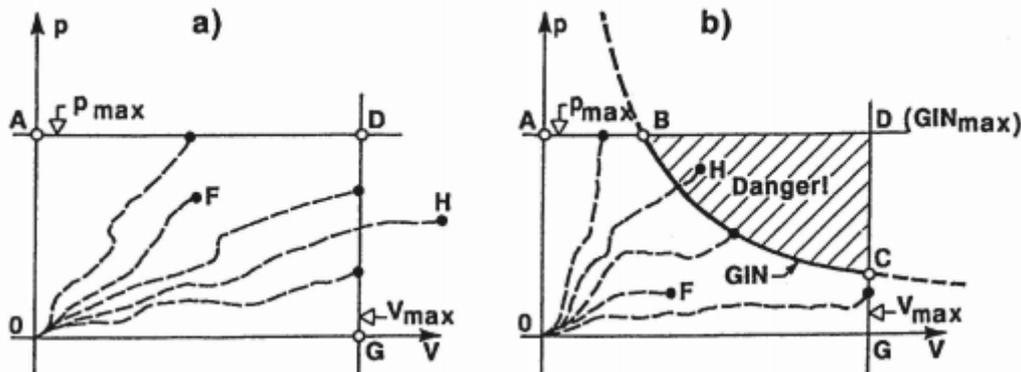


Fig. 3.2 : Les limites de la procédure d'injection  
(a)méthode traditionnelle et (b) méthode GIN Lombardi (2008)

### 3.6.3. Méthode «Real Time Grouting Control»

Une méthode plus récente, basée sur le contrôle en temps réel. Cette méthode est beaucoup plus proactive et exige un suivi en continu des paramètres d'injection. En effet, le suivi en simultané de la pression, du débit et du temps d'injection peut révéler des conditions relatives aux fractures telles que l'hydro-soulèvement. Le relevé systématique de ces indicateurs permet de les ajuster en temps réel et le développement de modèles numériques permet de meilleures prédictions sur le comportement du système (relation entre la rhéologie du coulis et les paramètres hydromécaniques des fractures) (Stille et al. 2012b). Cette méthode fait l'objet de plusieurs études et les conclusions tirées de celles-ci sont favorables à son utilisation.

## 3.7. Caractéristiques du procédé d'injection

La méthode d'injection de coulis est utilisée pour améliorer les conditions de la roche de fondation de barrages. Au cours des dernières décennies, il y a eu une augmentation importante de la compréhension du mécanisme de propagation du coulis dans la roche fracturée. C'est la pénétrabilité du mélange de coulis et l'étalement dans les joints qui seront les facteurs déterminants pour la qualité du rideau de coulis. Les propriétés d'écoulement et la pression donneront le temps nécessaire pour atteindre la qualité.

### 3.7.1. Pression d'injection

Le rayon d'action du coulis dans la masse rocheuse est affecté par des paramètres tels que les conditions des joints (ouverture et rugosité), les propriétés d'écoulement et la pression effective d'injection. La pression d'injection a une influence directe sur la qualité du résultat final

puisqu'elle permet l'ouverture de fissures et l'introduction du coulis. Selon la méthode d'injection et le mélange du coulis choisis, une bonne connaissance des pressions du coulis est importante. Les pressions d'injection peuvent varier en fonction de la profondeur d'injection et de la zone du barrage. Lors de l'injection, des pressions de coulis plus élevées assureront une réparation plus durable mais augmenteront également le risque d'endommagement. Les pressions d'injection nécessaires doivent être soigneusement évaluées avant d'effectuer des travaux d'injection.

L'application de pressions d'injection élevées est autorisée à un certain niveau, puisqu'elle entraîne une pénétration du coulis à des distances éloignées et, par conséquent, des coûts réduits. Les relations empiriques européennes ( $P_{\max} = 1 \text{ bar/m}$ ) et américaines ( $P_{\max} = 0,25 \text{ bar/m}$ ) sont appliquées dans de nombreux pays pour sélectionner la pression optimale d'injection (Rastegar Nia et al. 2017). Cependant, ces relations empiriques ne prennent pas en compte les conditions géologiques et l'augmentation de la pression est corrélée linéairement avec la profondeur. Par contre, l'application de pressions d'injection élevées, entraîne le phénomène d'hydro-fracturation (claquage), ce qui est un inconvénient pour la construction d'un rideau d'injection (Widmann 1996). Cependant, une faible pression d'injection peut réduire le rayon de pénétration du coulis.

### 3.7.2. Injection à haute pression (hydro-fracturation)

La question de savoir si l'hydro-fracturation est souhaitable lors des travaux d'injection est une question controversée. L'hydro-fracturation causée par des pressions d'injection élevées augmente l'injectabilité et l'efficacité du procédé d'injections dans le massif rocheux en réduisant la perméabilité à des distances latérales importantes puisque de nouvelles interconnexions dans le réseau de fissures sont créées ; donc l'espacement entre forages peut être augmenté et une économie est réalisée. Avec des pressions d'injection réduites, on ne peut pas obtenir les mêmes résultats de perméabilité et/ou d'espacement entre forages, d'où l'avantage de l'hydro-fracturation.

Par contre, des quantités importantes de coulis sont nécessaires pour remplir les vides des fissures artificielles plutôt que pour combler ceux de fissures naturelles.

En raison de la sensibilité inégale des différents types de discontinuités, en particulier les plans de stratification ont tendance à être fracturés en premier, tandis que des fissures serrées restent non injectées. Dans le cas d'un programme d'injection réalisé par hydro-fracturation, où l'absorption du coulis ne diminue pas ou pas assez et la raison n'est pas découverte ; des forages

supplémentaires sont placés entre les deux, ce qui aboutit finalement à un espacement très étroit des forages d'injection.

Il faut en déduire que chaque type de roche ne peut être étanchéisé que selon un optimum qui lui est propre, au-delà, la roche peut se détériorer à nouveau. Il est donc recommandé de vérifier attentivement l'utilité du procédé d'injection par hydro-fracturation.

### 3.7.3. Pression d'injection en fonction de la profondeur

Le concept d'augmentation de la pression d'injection avec la profondeur a toujours été suivi par de nombreux auteurs. Le concept se repose sur deux exigences opposées :

- La pression d'injection doit être aussi élevée que possible car des pressions élevées produisent une diffusion large du coulis, ce qui économise le nombre de forages puisqu'il permet un espacement large des forages d'injection.
- L'emploi de pression d'injection élevée peut induire à la création une hydro-fracturation des discontinuités entraînant une consommation importante de ciment sans qu'il ait un recouvrement avec le coulis injecté dans les autres forages.

Selon la figure 3.4, «l'école européenne» préconise un taux plus élevé (1 bar / m), l'école américaine préfère un taux inférieur (0,25 bar / m). Afin de ne pas dépasser la pression critique, la pression d'injection est volontairement maintenue en dessous de ce niveau, ensuite, elle augmente avec la profondeur pour éviter l'hydro-fracturation ou du moins pour minimiser ses conséquences.

Le taux d'augmentation adéquat est souvent discuté d'une façon controversée. Une pression excessive n'est efficace que dans la roche altérée près de la surface, plus loin en profondeur, l'hydro-fracturation est déterminée par la résistance de la roche autour du forage. Si cette dernière n'augmente pas avec la profondeur, la pression d'injection critique reste à peu près la même quelle que soit la profondeur. Cette condition prédomine les roches non altérées ; c'est pourquoi le concept d'augmentation de la pression d'injection en fonction de la profondeur n'est pas approprié dans la plupart des cas. Le concept n'évite pas l'hydro-fracturation mais la favorise c'est pourquoi il est important d'utiliser un concept tenant compte à la fois de l'objectif du programme d'injection et de la résistance des masses rocheuses (Ewert and Hungsberg 2017).

La figure 3.3 expose les pressions d'injection maximales possibles en fonction de la profondeur d'injection. Le critère nord-américain se situe dans la gamme de pressions d'injection suggérée pour un massif rocheux de faible et de moyenne qualité.

L'abaque présenté à la figure 3.4 expose des pressions d'injections maximales beaucoup plus élevées que celles utilisées en Amérique du Nord. Effectivement, le critère empirique nord-américain se situe en deçà du critère de pression d'injection dans un massif rocheux de faible qualité. Le critère empirique européen se situe entre les pressions d'injection suggérées pour un massif rocheux de moyenne et de bonne qualité.

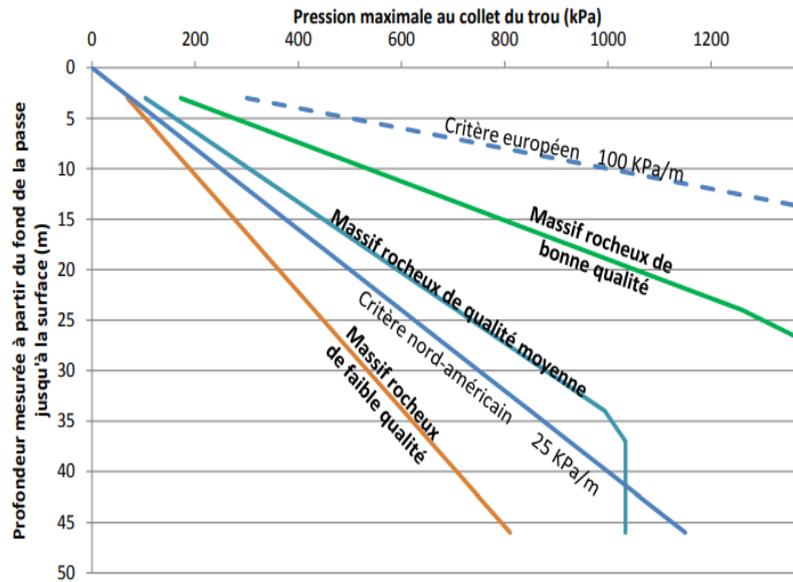


Fig. 3.3 : Abaque (américain) des pressions d'injection maximales en relation avec la hauteur du couvert de roche (Houlsby 1990; Stille et al. 2012b).

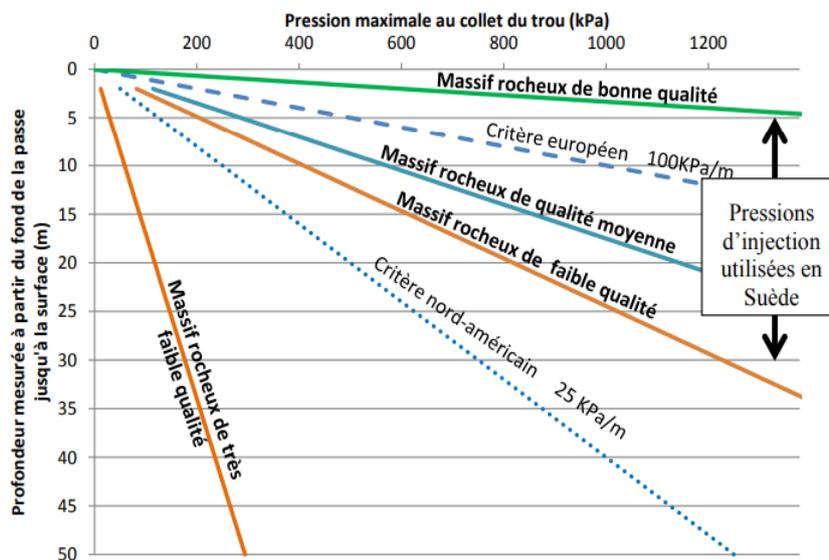


Fig. 3.4 : Abaque (européen) des pressions d'injection maximales en relation avec la hauteur.

### **3.7.3.1. Influence des conditions géologiques sur la pression initiale d'injection**

La section de forage à traiter peut être complètement étanche ou bien, la roche peut présenter de petites ou de larges fissures, ce qui influence sur le choix de la pression d'injection. En tenant compte de l'état des joints et des résultats des essais d'eau en pression et ceux des essais d'injection, il est possible de parvenir à une évaluation d'une fiabilité raisonnable.

Différentes pressions d'injection devraient être utilisées pour répondre à des paramètres géologiques spécifiques. Bien entendu, toutes les sections traitées dans un forage comprendront différents paramètres de roche, et il est impossible d'adapter un coulis individuel à chaque section. Il est donc nécessaire d'utiliser une formule de coulis généralisée qui va satisfaire l'ensemble des sections possédant les conditions les plus sensibles en matière de sécurité. Une exagération dans certaines étapes peut facilement être tolérée plutôt que de laisser plusieurs autres sections complètement non traitées. D'autre part, il n'est pas non plus justifié de traiter toutes les sections très intensément simplement parce que cela serait adéquat que pour quelques-unes.

### **3.7.4. Rayon d'action du coulis d'injection et disposition des forages d'injection**

Dans le cas d'injection de fissures assez larges, le coulis peut atteindre de longues distances sans faire appel à de pressions élevées. Les déplacements éloignés nécessitent de grands volumes de coulis et une longue durée d'injection. Contrairement à ça, dans des fissures étroites, le coulis ne se déplace pas assez loin tandis que la pression de coulis augmente rapidement, et peu de coulis est absorbé, nécessitant un maillage étroit des forages d'injection. L'emplacement des chemins à étancher est inconnu, il est donc difficile de savoir si les forages rencontrent les voies d'infiltration d'eau et à quel niveau. Le rayon d'action d'un coulis dépend de : la nature du massif rocheux (fissuration), de la pression d'injection admissible, du volume absorbé et de la déviation des forages.

Pour compenser cela, un rideau d'injection est réalisé dans les séries suivantes : la distance entre les trous de forage sera divisée par deux tant qu'une quantité de coulis considérable est encore en train d'être absorbée. Les lignes de forages sont appelés forages primaires, forages secondaires, tertiaire etc.

La raison de ce partage en plusieurs lignes d'injection est nécessaire pour obtenir une étanchéité en recouvrement malgré un emplacement inconnu des ouvertures. La réduction des absorptions au fur et à mesure de l'exécution de travaux d'injection dans les forages indiquent le succès du procédé.

Si l'injection n'est pas affectée par l'hydro-fracturation, le taux d'absorption et la réduction progressive entre les lignes successives d'injection dépend de la géométrie des fissures :

-Les forages primaires (P) interceptant des fissures larges et étendues enregistrent de grandes prises de coulis. Les forages secondaires (S) rencontrent des fissures déjà remplies, leurs prises de coulis sont beaucoup plus petites. La diminution progressive d'absorption des forages primaires aux forages secondaires est considérable et les autres lignes se comportent ainsi en conséquence.

En revanche, dans le cas de fissures moyennement étendues, les forages P produisent des prises modérées à petites et les forages S ne présentent que peu de réduction. Si les fissures sont beaucoup plus courtes que la distance entre les forages P et S, les forages S ne se recouvrent pas.

La disposition des forages d'injection est déterminée en fonction du type de traitement, de l'orientation de fissuration, et de la localisation de la zone à traiter. Les forages sub-verticaux ou inclinés vers l'amont à partir de la surface ou d'une galerie sont souvent utilisés dans le cas de traitement des fondations de barrages. Il s'agit de rechercher le plan qui recoupe le maximum de fractures et de fissures verticales ou inclinées.

### **3.7.5. Déviation**

Avec les techniques de forage utilisées pour l'injection, une déviation du train de tige peut se produire. Cette déviation augmente en fonction de l'hétérogénéité de dureté, des fissurations orientées des massifs rocheux, de l'orientation des fissures, de la longueur du forage et de son orientation. Des mesures de déviation sont nécessaires par un forage exécuté avec soin et précision ; un control rigoureux de l'implantation de la machine et de l'orientation des tiges au démarrage du forage et durant son exécution notamment dans les longs forages via des outils séparés (déviatomètre). La profondeur est souvent limitée par la valeur admissible de la déviation, laquelle est plus difficile à maîtriser pour les forages remontants ou inclinés.

## **3.8. Essais d'injection**

La technique d'injection de coulis dans les massifs rocheux est un moyen largement utilisé pour réduire les infiltrations d'eau à travers les masses rocheuses et améliorer leur résistance.

Chaque masse rocheuse a ses caractéristiques d'injectabilité spécifiques qui sont régies par de nombreux facteurs (Ewert 1985) tel que la nature des joints, degrés de fissuration, perméabilité

et les propriétés de résistance. La quantité d'absorption de coulis est essentiellement régie par la largeur et l'extension de l'ouverture dans une masse rocheuse.

La décision d'opter pour un programme d'injection doit être prise au préalable, surtout si une galerie n'est pas disponible.

S'il existe une incertitude quant à l'efficacité du procédé d'injection, un essai d'injection sera conçu avant la construction du barrage et du rideau de coulis.

À partir des essais d'injection, la méthode d'injection la plus efficace qui permet d'obtenir le rideau d'injection le plus étanche au moindre coût peut être analysée.

L'objectif principal des essais d'injection est de comparer le rapport de la perméabilité avant et après injection, mais cela fournira également d'excellentes informations sur l'absorption de coulis pour chaque étape. Enfin, l'espacement maximal entre les forages d'injection et la pression d'injection seront estimés à partir de ces essais.

De cette manière, il est possible de mesurer le rapport de la perméabilité avant l'injection à la perméabilité moyenne après l'injection, ainsi que l'absorption moyenne du coulis à chaque étape d'injection.

La technique d'injection de coulis comprend les facteurs pertinents suivants :

- \* La meilleure direction des forages en relation avec l'orientation des joints.
- \* La tendance des forages à dévier.
- \* Le rapport E / C adéquat, y compris les adjuvants.
- \* La pression d'injection optimale considérant à la fois l'hydro-fracturation et de l'injectabilité.
- \* Le maillage.
- \* Le nombre de lignes d'injection.
- \* La direction d'injection, ascendante ou descendante.
- \* Le type et l'étendue des forages de contrôle.

A travers les essais d'injection, seuls les aspects les plus importants doivent être brièvement discutés.

La direction des forages par rapport à l'orientation des joints est importante car une intersection avec les fissures à un angle droit facilite la pénétration du coulis. Mais comme il supporte également l'hydro-fracturation, une optimisation est nécessaire. Cela doit également tenir compte de la stabilité des forages contre l'effondrement des parois influencé par l'inclinaison du forage, le type de forage, le degré de fissuration et l'étendu de l'altération.

Le degré de fissuration indiqué par les échantillons de carottes et la relation entre l'eau et les absorptions de coulis, donnent des informations sur la faisabilité d'injection.

Le maillage des forages d'injection est défini en considérant la diminution des absorptions de coulis et des valeurs Lugeon à travers trois ou quatre séries d'injection consécutives. Pour la dernière ligne, l'espacement varie généralement entre 3 et 1 m (Ewert and Hungsberg 2017). Si la dernière série a encore de grandes prises de coulis, une autre série est choisie.

Il convient d'opter pour la direction d'injection du haut vers le bas lorsque de larges fissures apparaissent à la surface et qu'un déplacement de coulis vers la surface est susceptible de se produire. Une injection de coulis initiale peu profonde à des pressions relativement basses, éventuellement avec un espacement plus étroit, permet une étanchéité et une stabilisation de la masse rocheuse superficielle altérée. Plus bas, une pression d'injection plus élevée est éventuellement autorisée.

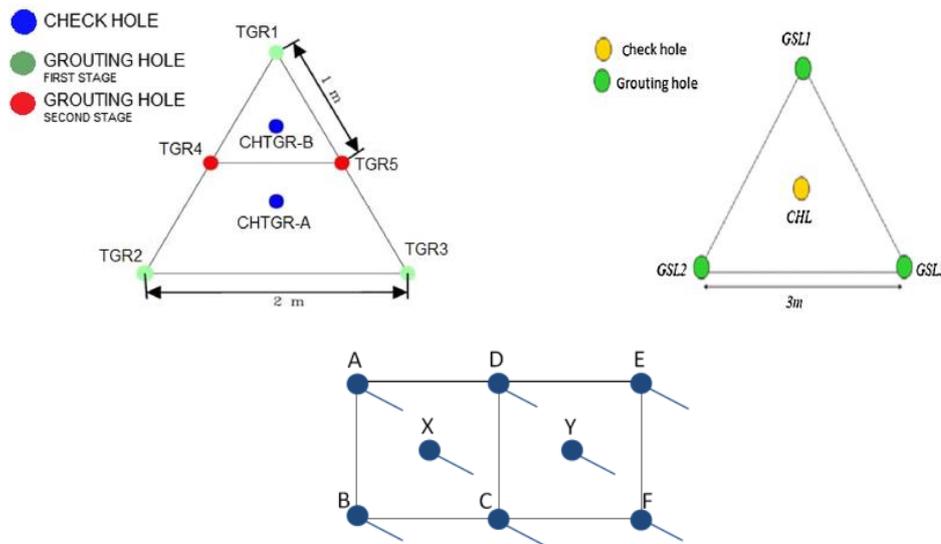
Il existe un certain nombre de méthodes d'évaluer l'efficacité du procédé d'injection. La méthode la plus courante consiste à comparer la réduction de l'absorption de coulis des forages primaires aux forages secondaires aux forages tertiaires (Grant 1964) ou à déterminer la diminution de la quantité de perte d'eau pendant les essais de pression des forages primaires aux forages trous secondaires aux forages tertiaires. Sinclair (1972) a suggéré une méthode en comparant le rapport entre le taux d'absorption de coulis et le taux de perte d'eau dans la même zone. Shome et al. (1988) ont comparé la prise d'eau avant et après l'injection pour indiquer l'efficacité du jointoiment.

Les taux de réduction sont considérés comme un indicateur général de l'efficacité des travaux d'injection et devraient être calculés sur une base appropriée (ex ; par étape d'injection, profondeur ou formation) afin d'éviter l'effet de masque pour la moyenne des prises de coulis (Weaver and Bruce 2007). L'évaluation statistique des données d'injection est souvent effectuée rétrospectivement et ne doit pas être considérée comme un substitut à une surveillance continue de l'injection de coulis et à l'analyse des absorptions pendant le programme d'injection.

### 3.8.1. Disposition des forages d'injection

La disposition des forages est choisie en tenant compte de la méthode de forage (rotatif ou à percussion), des types de roche et de leur disposition en couches, du diamètre du trou de forage, de l'espace d'injection disponible, de la profondeur du trou de forage, des conditions de perméabilité et du diamètre d'injection. Nonveiller (1970) estime que les essais d'injection est la seule méthode pratique pour déterminer l'espacement idéal. Il explique que l'espacement dépend des caractéristiques du système de fracture, de la perméabilité de la masse rocheuse, de la technique d'injection choisie, des pressions et il doit être supérieur au diamètre du forage.

En règle générale, les trous de forage d'injection sont disposés selon des dispositions linéaires, triangulaires, carrées ou en diamant. La disposition triangulaire est préférée par rapport aux aspects économiques (Rastegarnia et al. 2017). Dans cette disposition, il y a trois forages dans chaque coin et un forage de contrôle au centre (fig 3.5). La disposition carrée (fig 3.5), par contre, nécessite un forage de quatre trous dans chaque coin et un au centre pour mesurer le rayon d'injection.



**Fig. 3.5 : Schéma des forages d'essai d'injection (triangulaire et rectangulaire).**

### 3.8.2. Absorptions du coulis

Les masses rocheuses avec des fissures larges et étendues provoquent de grandes prises de coulis, en particulier dans la première ligne d'injection. Dans ce cas, un rideau à plusieurs lignes avec un maillage serré entre 2 et 3 m dans chaque rangée est approprié. Des roches avec plusieurs fissures mais étroites nécessitent dès la première ligne d'injection de petites prises de coulis et généralement un rideau à une ligne est suffisant à moins que la roche ne soit érodable,

ce qui nécessite un rideau plus large pour réduire le gradient hydraulique. Des petites prises de coulis doivent être compensées par un espacement plus étroit des forages d'injection.

Deere (1977) a créé un système de classification des absorptions de coulis qui est simple et pratique à utiliser (tableau 3.2). Par la suite, Deere (1982) a appliqué ce système, avec d'autres facteurs dans la suggestion d'un ensemble de limites supérieures d'absorption de coulis pour les forages secondaires en fonction de la profondeur (tableau 3.3).

**Tableau 3.2 : Système de classification d'absorption de coulis proposée par (Deere 1982).**

Classification	Absorption de coulis (Kg/m)	Symbole
Très faible	0 - 12.5	VL
Faible	12.5 - 25	L
Modérément faible	25 - 50	ML
Modéré	50 - 100	M
Modérément élevé	100 - 200	MH
Elevé	> 400	H
Très élevé	>400	VH

**Tableau 3.3 : Critères d'absorption maximale de coulis, forages secondaires (Deere 1982).**

Profondeur (m)	Absorption de coulis (kg/m)	Classification (kg/m)
0-10	25	Low
10-20	34	Moderately low
20-30	50	Moderately low
>30	100	Moderate

### 3.9. Conclusion

Il était souvent supposé que " l'injection de coulis est plus un art qu'une technique" puisqu'elle s'appuie sur l'expérience du géologue. Pour décrire la façon dont le procédé d'injection était pratiqué dans le passé, cet aphorisme n'était probablement pas si éloigné ; mais en général, la situation s'est déjà améliorée et ça se poursuit toujours.

L'injection de roche n'atteindra jamais la précision typique des travaux de construction en génie civil, simplement parce que certaines caractéristiques de la roche restent toujours inconnues. Mais il faut distinguer les propriétés qui caractérisent qualitativement le comportement d'injection d'une masse rocheuse donnée et celles qui décident quantitativement de résultats détaillés : la sensibilité d'une roche à l'hydro-fracturation à une faible pression d'injection est

une propriété qualitative qui doit être déterminée à l'avance puisqu'elle détermine le résultat final par limiter le degré d'étanchéisation réalisable. Bien entendu que chaque roche a son propre degré d'étanchéisation, déduit uniquement à partir des propriétés impliquées et non pas de notre désir.

Actuellement, les rapports E/C élevés sont rarement utilisés, les adjuvants modernes permettent d'obtenir des caractéristiques rhéologiques favorables du coulis et également des suspensions efficaces.

Dans le cas où la pression critique provoquant la fracturation n'augmente pas avec la profondeur, la pression d'injection ne doit pas non plus augmenter lorsque la roche possède des discontinuités. La tradition d'augmenter la pression d'injection en fonction de la profondeur n'est pas en harmonie avec les conditions de la plupart des types de roches ; les règles concernant la pression d'injection ne doivent plus être appliquées. Les pressions d'injection appropriées doivent être déterminées au cas par cas au moyen des essais Lugeon et en tenant compte de la pression critique des sections sensibles ainsi que de la densité du coulis, de la profondeur de la zone à traiter. Des essais d'injection sont nécessaires pour confirmer que tous les facteurs pertinents sont correctement pris en compte.

C'est ainsi que nous nous sommes intéressés, dans le cadre de notre recherche, à l'étanchéisation des fondations des barrages en terre. A cet effet, nous consacrerons le sixième et dernier chapitre à l'évaluation géologique et géotechnique des fondations des barrages en terre notamment la masse rocheuse, permettant d'étudier la faisabilité d'un moyen d'étanchéisation à savoir la méthode d'injection de coulis. Une application au site du barrage de Souk Tleta, implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou sera présentée.

---

***Chapitre 4. Etanchéisation des fondations de barrages –  
cas d'étude***

---

## 4.1. Introduction

La connaissance du cadre géologique général d'un site de barrage est nécessaire pour expliquer sa structure et la nature de la roche : unités géologiques concernées par le projet, relations entre elles, principaux accidents, histoire tectonique, etc.

L'étude géologique pour la sélection et la localisation des sites de barrage est l'une des études les plus importantes qui devrait être menée à différentes échelles et étapes avant de décider du meilleur emplacement pour un barrage. Par conséquent, une évaluation adéquate des conditions géologiques et géotechniques du site est l'un des aspects les plus importants pour une évaluation de la sécurité d'un barrage. L'évaluation de la sécurité d'un nouveau barrage nécessite, entre autres, que son site, ses rives, ses fondations et son réservoir aient été correctement examinés, explorés et étudiés afin que les conditions géologiques soient pleinement comprises dans la mesure du possible.

L'objectif de ce chapitre est principalement d'étudier l'étanchéisation des fondations rocheuses du barrage de Souk Tleta. Le barrage est édifié sur une formation sédimentaire et est composé principalement d'une grande partie de grès altérés, interstratifiée avec des conglomérats finement cimentés. L'un des principaux problèmes de ces grès est que l'orientation de leur sédimentation est parallèle à la direction de l'écoulement d'eau ; créant des chemins d'écoulement potentiels, ce qui pourrait menacer la stabilité du barrage. À cet égard, et compte tenu de cette structure géologique complexe des grès de la zone d'étude, ce chapitre vise à passer en revue et discuter de l'évaluation détaillée des caractéristiques géologiques des masses rocheuses exposées sur le site du barrage incluant leur qualité et leur perméabilité, et de l'étude de stabilité et des déformations du barrage et ses fondations qui sont nécessaires pour envisager des solutions d'étanchéité.

Pour prédire et évaluer l'efficacité du processus d'injection dans la réduction de la perméabilité, il est essentiel d'effectuer une étude d'essai d'injection avant la construction du rideau de coulis et du barrage. Le but de l'essai d'injection est de comparer la perméabilité avant et après l'injection, et de fournir d'excellentes informations sur la prise de coulis pour chaque étape d'injection. De cette façon, le maillage adéquat des forages d'injection et la pression d'injection peuvent être estimés, la perméabilité est mesurée avant et après les essais d'injection et les résultats seront discutés et comparés dans ce chapitre.

## 4.2. Présentation du site et localisation

C'est à 8 km environs de Draa Ben Khedda, ville situé à 11 km au Sud-Ouest de la Wilaya de Tizi Ouzou (Nord algérien) sur le cours de l'Oued de Bougdoura (Fig. 4.1), que les travaux de réalisation du barrage en terre de type zoné de Souk Tleta ont lieu actuellement.

Le réservoir de Souk Tleta sera constitué essentiellement par deux branches formées par des vallées d'Acif Tleta et d'Acif Tala Imedrane, qui confluent tout en amont du barrage avec un angle de  $120^\circ$  environ. Après la confluence, l'Oued de Bougdoura tourne vers le Sud avec un angle de  $120^\circ$  environ et continue en direction de l'Est. La retenue est fermée par une gorge de quelques centaines de mètres de long, site choisi pour le barrage.

La vallée du barrage de Souk Tleta est asymétrique ; le versant de rive gauche a une inclinaison moyenne de  $35^\circ$  et culmine sur une colline qui partage les Oueds Bougdoura et Agueroun, tandis que celui de rive droite monte avec des pentes plus raides (environ  $51^\circ$ ), jusqu'à la cote 234m NGA (Nivellement Général Algérien), sur la ligne de partage des eaux entre la vallée d'Acif Mogdoul et celle d'Acif Tala Imedrane. Le fond de l'Oued Bougdoura est situé approximativement au niveau 65m NGA et présente en son endroit le plus étroit une largeur d'environ 50m. Les flancs de la vallée montent jusqu'au niveau 150m NGA au moins, avec une pente dépassant par endroit 2:1 (2 verticalement et 1 horizontalement). La largeur de la vallée, à la cote du sommet du barrage, est de 200 m environ.

Le barrage sera en remblai en matériaux meubles qui aura une hauteur de 95m environ au-dessus de la fondation du noyau central étanche. Le niveau de la retenue normale (R.N) fixée à 122m NGA pour une capacité du réservoir de  $90 \text{ hm}^3$  qui permettra la régularisation de 98 Million de  $\text{m}^3$  par an. Le réservoir permettra l'alimentation en eau potable de la région de Tizi-Ouzou et de la ville d'Alger et satisfera les besoins locaux en irrigation.



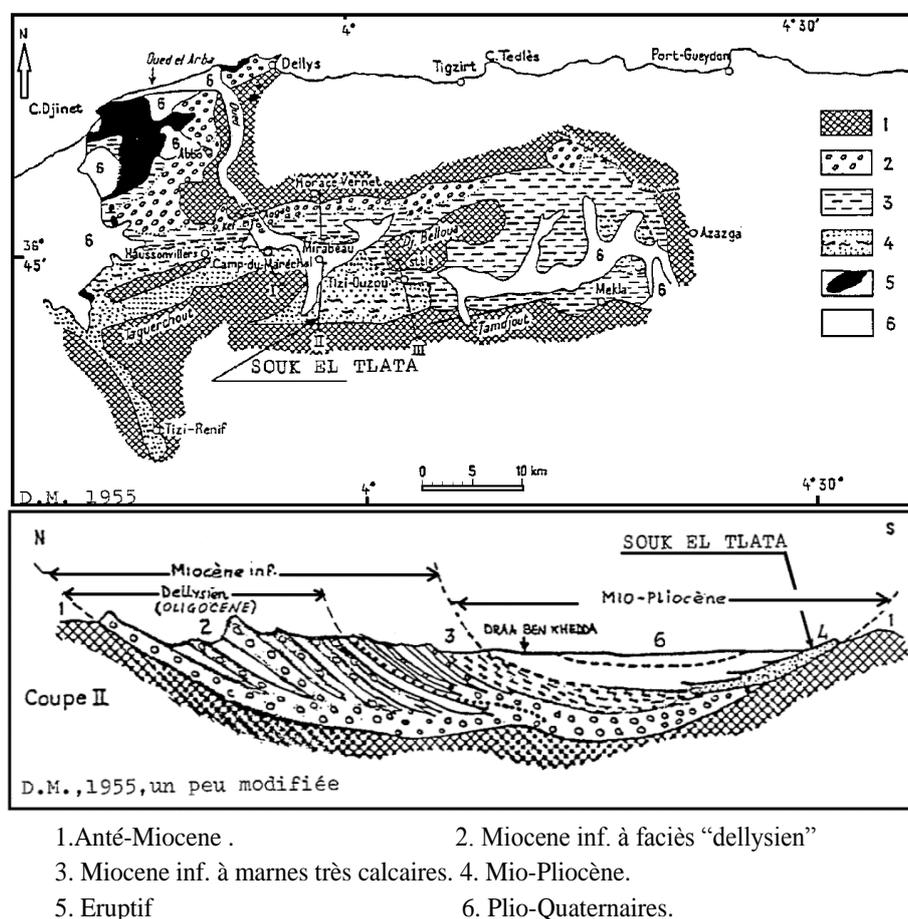
Fig. 4.1 : Localisation du barrage de Souk Tleta (Afiri et al. 2020).

### 4.3. Etude géologique du site du barrage

Il existe de nombreuses études concernant les investigations des sites de barrages. Au sujet du barrage de Souk Tleta ; et mise à part de la société pour laquelle le projet a été attribué, aucun travail de recherche n'a été mené pour décrire la formation géologique du site du barrage.

#### 4.3.1. Géologie régionale

Le territoire de la wilaya de Tizi Ouzou fait partie de la grande Kabylie ; le bassin, formé par une série épaisse de dépôts gréseux, pélitiques et marneux, appartient à l'ancien golfe miocène de la basse Kabylie, qui est la terminaison orientale du grand bassin sédimentaire de Mitidja. La figure 4.2 illustre la géologie avec une coupe structurale représentative de la région du site du barrage.



**Fig. 4.2 : Carte géologique de la région du barrage (Dame and Magné, 1956).**

Dans la zone du barrage concernée par notre étude, les sédiments Burdigaliens recouvrent avec un faciès transgressif et discordant les terrains anté-miocènes du socle métamorphique primaire de la Grande Kabylie.

Ces derniers affleurent immédiatement à l'amont de la gorge de Souk Tleta, en occupant une large surface. La transgression des faciès est marquée par une série de Conglomérats composée par quelques mètres de Poudingues localement grossières, suivies de grès fins, des siltites et des pélites en alternance.

Au droit de la zone du barrage, les grès Burdigaliens forment une « surface structurale » en structure monoclinale, plongeant vers le nord avec un pendage de  $15^{\circ}$ ÷ $20^{\circ}$ .

#### 4.3.2. Géologie du site de barrage

Les flancs du barrage sont fondés sur des grès. Le Burdigalien qui est l'étage terminal du Miocène est transgressif et discordant sur les phyllades du socle métamorphique primaire, présente deux faciès passant latéralement de l'un à l'autre ; des grès plus au moins fins et tendre, et des pélites.

Dans le lit de l'oued, une couche d'alluvion récente d'une épaisseur de l'ordre de 20m recouvre des schistes métamorphiques primaires. Les grès sont altérés sur une grande profondeur et offrent une résistance à la compression relativement faible. En rive gauche, 100 à 200m à l'aval du plus grand resserrement de la gorge, affleurent des conglomérats (Poudingues).

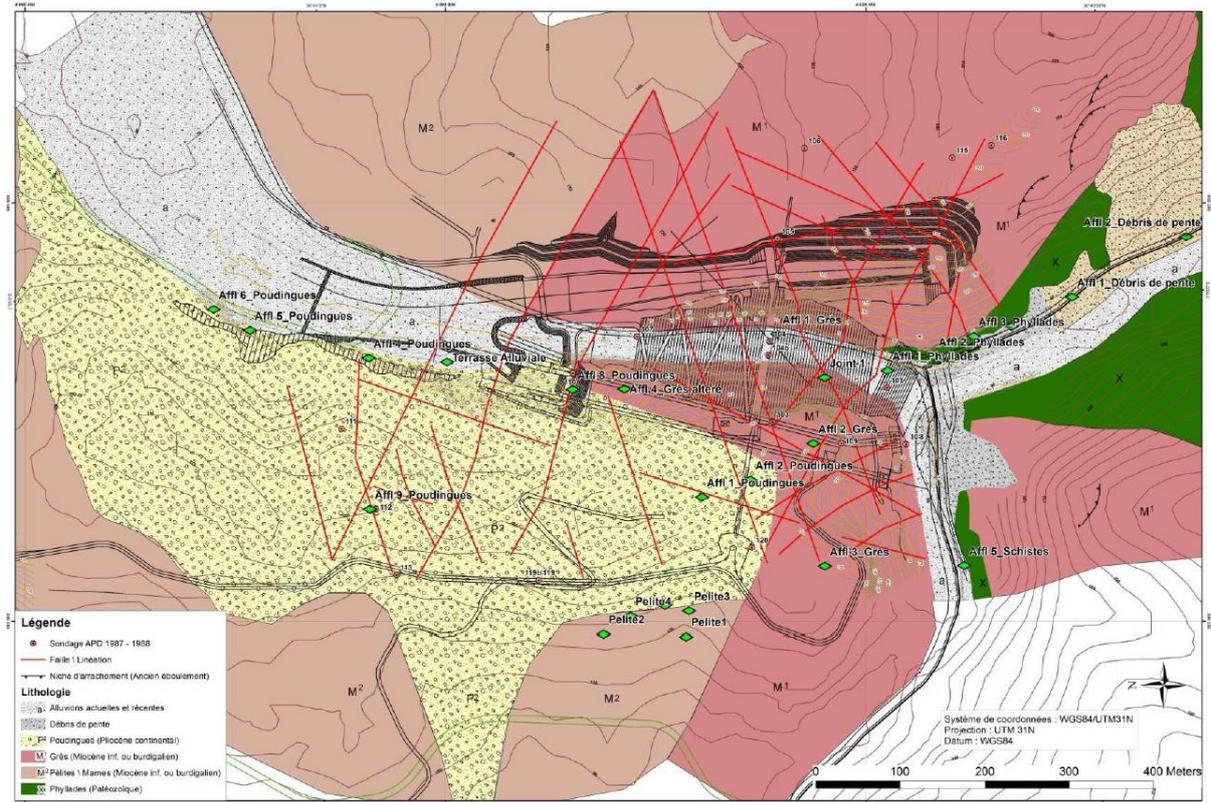
Dans la zone du barrage, en dessous des deux faciès et immédiatement sous le Burdigalien, on rencontre des roches cristallophylliennes représentées par des phyllades.

Dans la zone du barrage, les lithofaciès rencontrés en affleurement sont essentiellement (fig 4.3), des colluvions et des éluvions (débris de pente) ; des alluvions ; des poudingues, qui affleurent sur une partie de la colline en rive gauche ; des grès burdigaliens, qui affleurent en rive droite et en rive gauche, et au niveau des appuis du barrage ; des pélites burdigaliennes, qui affleurent en rive gauche et en rive droite.

Les affleurements qui ont été observés sont les suivants :

##### a. Débris de pente

Il s'agit de dépôts hétérogènes, dont l'origine est liée aux anciens éboulements des hautes falaises gréseuses. Ils ont été observés en rive droite, à l'amont de l'axe du barrage (fig. 4.4). Il s'agit de gravier et blocs anguleux à matrice limono-sableuse constituant un amas chaotique sans structure avec une faible cimentation.



**Fig. 4.3 : Carte géologique et structurale des affleurements du site du barrage de Souk Tleta (ANB, 2014A).**



**Fig. 4.4 : Débris de pente en rive droite (ANB, 2014A).**

**b. Alluvions**

Elles constituent les sédiments du lit des oueds, constituées par du tout-venant en général gravier argileux ; ensuite dès 2 m de profondeur, le matériau devient plus sableux (fig. 4.5).

La profondeur des alluvions de l'Oued Bougdoura dans la zone du barrage est d'une vingtaine de mètres.



**Fig. 4.5 : Alluvion du lit d'Oued Bougdoura(ANB, 2014A).**

### c. Poudingues

Appelée également Conglomérats, occupent un volume important dans la colline de la rive gauche du barrage et en aval de l'axe du barrage. Les poudingues sont décrits comme étant des graviers argileux avec cailloux, de forme ronde, qui peuvent atteindre les 15-20 cm et présentant un degré de cimentation variable (fig. 4.6).



**Fig. 4.6 : Affleurement de poudingues cimentés, rive gauche (ANB, 2014A).**

### d. Grès

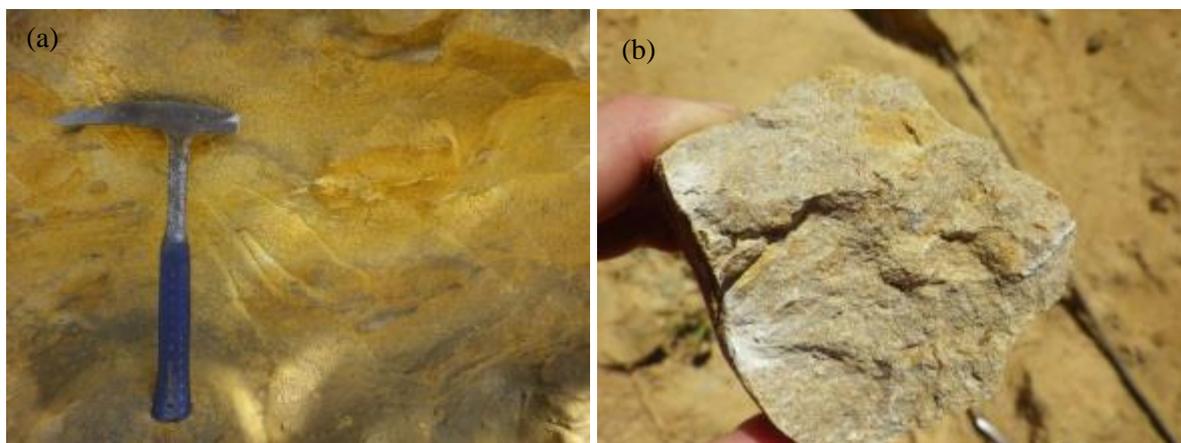
Sont observées en affleurement en haut de la rive gauche et en partie basse des rives gauche (fig. 4.7a) et droite (fig. 4.7b), au niveau de l'axe du barrage ; et forment la majeure partie des zones d'appui du barrage. Les grès sont caractérisés par une succession de faciès (conglomératique à la base, grès fins avec siltites et pélites en alternance pour ensuite passer à des grès à éléments sableux moyen à fins, homogènes, tendres (fig. 4.8a), mi-durs, à très dur

(fig. 4.8b) stratifiés en bancs). Les joints de stratification plongent vers le Nord selon la direction d'écoulement de l'Oued Bougdoura avec un pendage de 15°-20°.



**Fig. 4.7: (a) Vue des couches de grès qui forment la structure monoclinale de l'appui gauche du barrage.**

**(b) Affleurement de grès tendres à mi-durs, en bas, au droit de l'axe du barrage (ANB, 2014A).**



**Fig. 4.8: (a) affleurement de grès tendre, rive droite, axe du barrage.**

**(b) affleurement de grès très dur, haut de la rive gauche (ANB, 2014A).**

En affleurement, les discontinuité ne sont pas décrites en details (épaisseur, remplissage, ouverture, injectabilité) bien que ces caractéristiques jouent un rôle important dans le renseignement sur leur stabilité et étanchéité.

#### e. Pélites

Les pélites affleurent sur les deux rives à l'aval du site du barrage sous forme d'argile très consistantes feuilletées (fig. 4.9) contenant une teneur élevée en carbonate.



Fig. 4.9 : Affleurement de Pélite en rive gauche (ANB, 2014A).

#### f. Phyllades

Les phyllades observés en affleurement en partie basse des rives de l'Oued Bougdoura, en amont de l'axe du barrage, sont caractérisés par une schistosité plus ou moins feuilletée et ont une nature séricitique et/ou graphiteuse (fig. 4.10). La schistosité est intense, clairement observable et tend à plonger vers le nord avec un pendage de 8-12%.



Fig. 4.10 : Affleurement de phyllades en dessous de grés burdigaliens en bas de la rive droite, à l'amont de l'axe du barrage (ANB, 2014A).

### 4.3.3. Evaluation géologique du site du barrage

Afin d'atteindre l'objectif de stocker 90 hm<sup>3</sup> d'eau dans le barrage de Souk Tleta tout en assurant sa stabilité et son étanchéité et celle de sa fondation ; une étude géologique complète est effectuée pour révéler les propriétés géomécaniques du site du barrage. À cette fin, des essais in situ, des mesures de discontinuité, des carottes, des essais de pompage et en laboratoire ont été réalisés.

Les aspects géologiques de la masse rocheuse le long de l'axe du barrage et alentours ont été évalués en fonction de l'altération de la masse rocheuse et des valeurs RQD. La perméabilité de la masse rocheuse a été évaluée par des essais Lugeon. Des sondages carottés ont été réalisés à plusieurs endroits du site de barrage afin de vérifier l'état des fondations et d'obtenir des échantillons de roche pour les essais de laboratoire. Des échantillons de carottes de sol et de roche ont été prélevés dans chaque forage pour évaluer les conditions et la qualité de la masse rocheuse.

Les études géologiques dans le site du barrage ont été menées avec des observations et mesures sur le terrain, ainsi que des essais in situ et en laboratoire. Deux campagnes de reconnaissance ont été menées sur le site du barrage de Souk Tleta. Une première campagne de reconnaissance a été réalisée par l'entreprise Brisilienne Geotechnica SA et le Laboratoire Central des Travaux Publics sous la direction et la supervision de l'Agence Nationale des Barrages (ANB) et du bureau d'étude Lombardi Engineering en 1987 & 1988 dont 19 forages carottés; à savoir 4 dans le lit de l'Oued Bougdoura (forages 101, 104, 104bis et 107), 4 dans la zone d'appui en rive droite (forages 105, 106, 115 et 116) et 11 dans la zone d'appui en rive gauche (forages 102, 103, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 119, 119b et 120) (fig. 4.11). La profondeur de ces forages varie entre 25 et 145m (5 forages entre 100 et 145m et 14 forages entre 25 et 79m de profondeur) (fig. 4.12). Le barrage n'a pas été construit en cette période, et ce n'est qu'en 2014 que les travaux de réalisation du barrage de Souk Tleta ont été entamés.

Un deuxième programme de reconnaissance complémentaire de 9 forages (4 dans la rive gauche, 4 dans le lit d'Oued et 1 dans la rive droite) a été réalisé par le Laboratoire Géotechnique (GEOLAB) sous la direction et la supervision de l'Agence Nationale des Barrages (ANB) et du bureau d'étude d'Etudes Coyne et Bellier – Tractebel Engineering France avant le début des travaux dans le but de mieux identifier l'aspect géologique assez complexe de la fondation du barrage (fig. 4.11).

Les investigations géologiques et géotechniques comprennent principalement les sondages mécaniques carottés (ASTM D2113 – 14 ; ASTM D5079 – 08, ASTM D420 – 18), les essais in situ et en laboratoire (ISO 22282-3 2012 ; ASTM D6032 / D6032M-17 ; ASTM D2113 - 14; ASTM D5079 – 08 ; ASTM D 2938-95) et les levés de discontinuités (ISRM 1981). Tous les sondages ont été réalisés en effectuant des essais d'eau en pression (essais Lugeon) chaque 3 ou 5m d'intervalle en descendant.

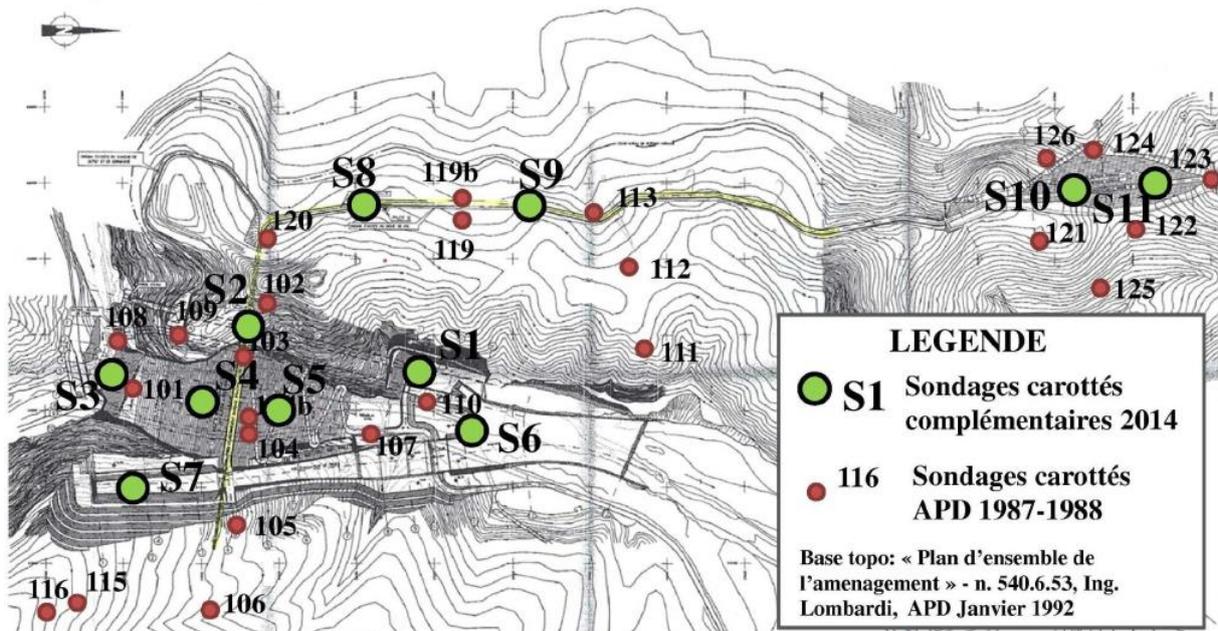


Fig. 4.11: Vue en plan de la position des forages sur le site du barrage de Souk Tleta (ANB, 2014A)

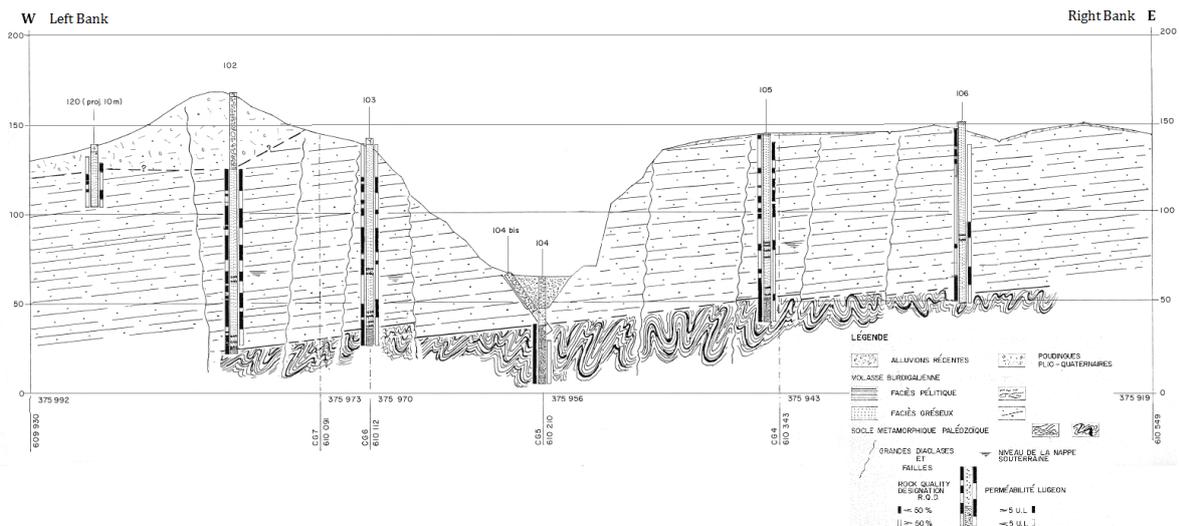


Fig. 4.12 : Coupe géologique et position des sondages sur l'axe du barrage de Souk Tleta (ANB, 1992B)

Cependant, parmi l'ensemble des 28 forages, seuls les données de 15 forages les plus représentatifs, répartis sur les différentes parties du site de barrage ont été sélectionnés (rive gauche, lit d'oued, rive droite) pour mener une investigation géologique et hydrogéologique détaillée. Le tableau 4.1 résume la répartition des forages sélectionnés pour étude par emplacement ainsi que le nombre de mesure RQD et d'essai Lugeon réalisés. Les caractéristiques de ces sondages carottés sont regroupées dans le tableau 4.2.

**Tableau 4.1: Nombre et position de forages sélectionnés pour étude, mesures RQD et essais Lugeon.**

Position	Nbre de forage	Nbre de mesure RQD	Nbre d'essai Lugeon
Rive Gauche	9	459	63
Lit d'Oued	3	144	20
Rive Droite	3	173	26
Total	15	746	109

En plus des connaissances globales acquises sur les caractéristiques géologiques des lieux ; les paramètres des sondages carottés que nous présentons dans les tableaux 4.3, 4.4 et 4.5 permettent de décrire la nature, l'état et la qualité des massifs rocheux constituant les appuis du barrage de Souk Tleta. En effet, en plus de la précision obtenue quant à l'établissement de la colonne lithologique où l'on voit clairement apparaître la diversité de la formation gréseuse, nous avons pu avoir une transcription fidèle des caractéristiques structurelles de la masse rocheuse ainsi que les caractéristiques de discontinuités. Notons cependant un fait important lié aux grès qui dominent par leur présence sur toute la longueur des carottes prélevées.

La couleur d'un type de roche peut être utilisée non seulement pour l'identification, mais aussi pour un indice des propriétés de la roche. Elle peut être aussi indicative des constituants minéraux de la roche ou du type et du degré d'altération que la roche a subi.

Deux familles de fissure persistantes et étendues (obliques et sub-verticales) affectant la plupart des carottes (fig. 4.13) permettent l'apparition d'un état de fragmentation prononcé pour les 5 à 15 premiers mètres, la roche est disloquée. Au-delà plus on progresse en profondeur et plus la qualité des carottes s'améliore ; la roche devient massive et nettement moins broyée. Des discontinuités verticales sont observées, et n'ont pas été retrouvées dans la plupart des forages ; seuls dans les forages BH107 et BH108 ont semble-t-il recoupé une faille. L'analyse des carottes montre la présence d'échantillons de roche massive et moins fragmentée, présentant en son sein certaines fractures cimentées ; et d'autres échantillons de carottes montrent que certaines fractures présentent une ouverture libre résiduelle qui correspond généralement à un remplissage partiel des fractures.

**Tableau 4.2 : Résumé des résultats Lugeon et RQD par forages (ANB, 1992A et 2014).**

Forage			Profondeur (m)			Permeabilité (Lugeon)				RQD (%)			
N°	Orientat°	Position	Total	Dépôt Quate- rnaire	Massif rocheu x	Nbre d'essa i	Min	Max	Moy	Nbr e de tests	Min	Max	Moy
<b>BH102</b>	Vertical	Rive gauche	145.0	2.50	142.50	12	0.73	45.21	16.73	89	0	100	32.08
<b>BH103</b>	Vertical	Rive gauche	116.0	3.30	112.70	16	0.79	34.78	5.92	66	0	100	46.58
<b>BH108</b>	Horizontal	Rive gauche	40.0	0.00	40.00	4	1.00	90.13	21.43	31	0	100	31.26
<b>BH109</b>	Vertical	Rive gauche	100.0	0.00	100.00	10	0.58	66.15	12.58	83	0	100	47.75
<b>BH110</b>	Vertical	Rive gauche	25.0	1.70	23.30	3	0	104.40	45.35	20	0	100	51.30
<b>BH113</b>	Vertical	Rive gauche	25.0	10.18	14.82	2	0.16	2.00	1.15	1	18	18	18.00
<b>BH120</b>	Vertical	Rive gauche	35.0	4.07	30.93	4	0	42.77	15.39	29	0	95	63.62
<b>BHSC1</b>	Vertical	Rive gauche	30.3	6.50	23.80	2	0	16.04	6.84	10	67	100	89.80
<b>BHSC2</b>	Vertical	Rive gauche	80.0	0.00	80.00	10	0.23	98.75	11.74	32	17	100	74.47
<b>BH101</b>	Vertical	Lit d'Oued	50.0	17.10	32.90	4	1.06	22.96	11.67	16	0	34	7.56
<b>BH104</b>	Vertical	Lit d'Oued	60.0	18.00	42.00	5	1.00	5.00	1.88	28	0	50	19.68
<b>BH107</b>	Vertical	Lit d'Oued	78.0	21.10	56.90	11	0.95	17.82	5.57	44	12	100	71.39
<b>BH105</b>	Vertical	Rive droite	105.0	1.00	104.00	13	1.61	101.53	25.95	72	0	100	55.57
<b>BH106</b>	Vertical	Rive droite	100.0	3.00	97.00	9	0.20	7.18	2.54	50	0	100	61.92
<b>BHSC7</b>	Vertical	Rive droite	54.5	0.00	54.50	4	0.17	4.00	1.64	28	1	100	65.57

SC1	SC2	SC7
		
De (0.00 à 6.00 m)	De 0.00m à 8.00m	De 0.00m à 5.60m
		
De 6.00 à 11.60	De 8.00 à 15.40m	De 5.6 à 11.25
		
De 11.60 à 17.20m	De 15.40 à 21.50 m	De 11.25 à 16.70
		
De 17.20 à 22.70m	De 28.00 à 34.30m	22.40 à 28.10m
		
De 22.70 à 28.90m	De 48.00 m à 54.50m	39.40 à 45.10m

		
<p>De 28.90 à 30.30m</p>	<p>De 54.50m à 61.00 m</p>	<p>De 45.10 à 51.50m</p>
		
<p>De 67.30m à 74.00m</p>	<p>De 51.10 à 45.50m</p>	
	<p>De 74.00 à 80m</p>	

Fig. 4.13 : Carottes prélevées, forages SC1, SC2 et SC7 (ANB, 2014B)

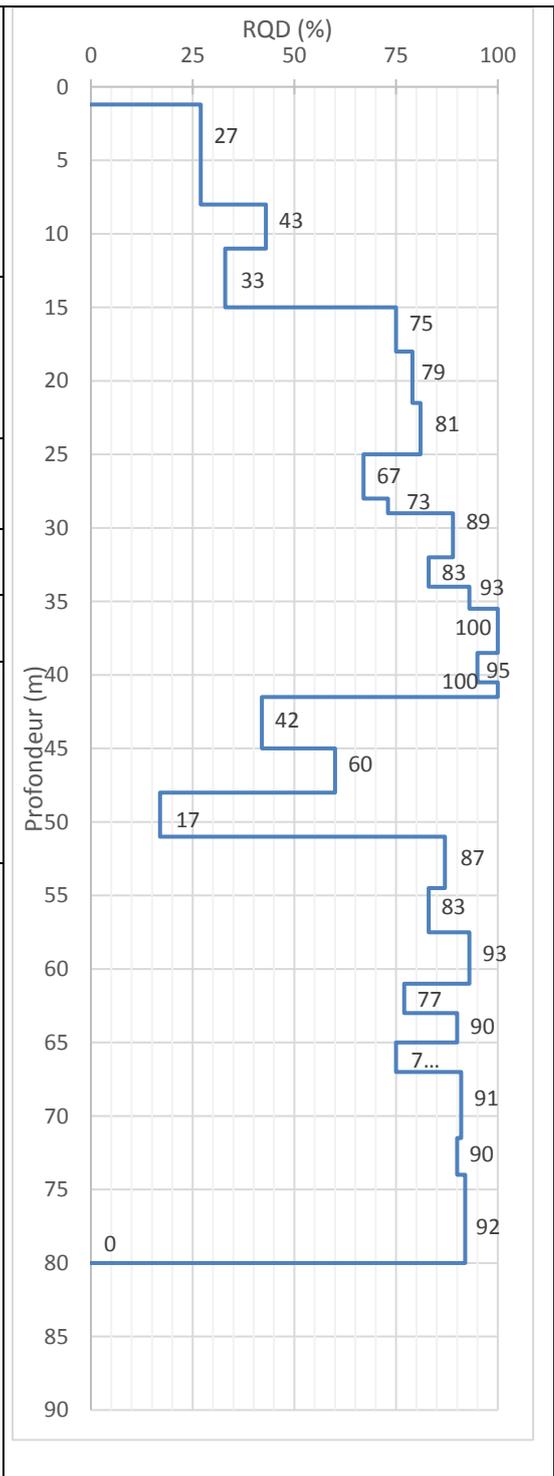
**Tableau 4.3 : Résumé de la lithologie et indice RQD du sondage carotté SC01 (ANB, 2014A).**

Profondeur (m)	Lithologie	RQD
0.00 – 7.00	Argiles marneuses brunâtres à jaune rougeâtre avec des intercalations de calcites.	
7.00 – 12.50	Grès marneux noirâtres à bleu-verdâtres à grains fins.	
12.50 – 21.50	Grès grisâtres et jaune-rougeâtres entre (12.50-14) m et (18.30-18.70) m avec des fissures naturel coccidés entre 17.70 et 18.60 m.	
21.50 – 24.50	Grès marneux bleuâtres à grisâtres.	
24.50 – 25.50	Grès à calcaire, grisâtres avec des débris de coquilles.	
25.50 – 27.50	Sables gréseux cohérent grisâtres.	
27.50 – 30.30	Sables gréseux grisâtres cohérent caractérisés par des débris de Coquilles.	

**Tableau 4.4: Résumé du log lithologique et indice RQD du sondage carotté SC02 (ANB, 2014A).**

Profondeur (m)	Lithologie	RQD
0.00 – 1.8	Argiles marneuses bleuâtres à jaunâtres peu limoneuse, un passage d'Argiles graveleuses à grains moyens.	
1.80 – 5.00	Grès marneux bleuâtres.	
5.00 – 8.00	Grès marneux bleuâtres.	
8.00 – 12.00	Grès marneux bleuâtres.	
12.00 – 25.50	Grès de couleur jaunâtres à beige.	
25.50 – 28.00	Grès de couleur jaunâtres à beige.	
28.00 – 41.00	Grès jaunâtres avec un passage calcaireux caractérisé par des débris de coquilles dont l'intervalle (34 et 34.80) m.	

41.00 – 48.50	Grés de couleur jaunâtres marqués par : -un passage de sable grisâtres peu friable entre (41.10 et 41.30) m, -le passage entre (45-48) m parfois peu consolidé, et d'après le sondeur cet intervalle contient des vides (cavité).
48.50 – 54.50	Grés jaunâtres à rougeâtres intercalés par deux passages calcaireux (50.20 à 50.40 et 54.25 à 54.50) m, marqués par encroutement des brèches de coquilles.
54.50 – 58.50	Grés de couleur jaunâtres à débris de coquilles.
58.50 – 60.00	Grés peu friable noirâtres.
60.00 – 67.00	Grés jaunâtres à grisâtres.
67.00 – 74.00	Grés jaunâtres peu rougeâtres avec un passage calcaireux à débris de coquilles entre (71.00- 71.90) m, ce passage est marqué par un petit intervalle de sable friable entre (71.50 – 71.60) m.
74.00 – 80.00	Grés jaunâtres à grisâtres.



**Tableau 4.5 : Résumé du log lithologique et indice RQD du sondage carotté SC07 (ANB, 2014A).**

Profondeur (m)	Lithologie	RQD (%)																																																														
0.00 – 3.00	Sables fins peu argileux à limoneux rougeâtres.	<p>RQD (%)</p> <p>Profondeur (m)</p> <table border="1"> <caption>Données du graphique RQD (%)</caption> <thead> <tr> <th>Profondeur (m)</th> <th>RQD (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.00</td><td>0</td></tr> <tr><td>0.00 - 0.50</td><td>14</td></tr> <tr><td>0.50 - 1.00</td><td>8</td></tr> <tr><td>1.00 - 3.00</td><td>100</td></tr> <tr><td>3.00 - 3.30</td><td>95</td></tr> <tr><td>3.30 - 4.50</td><td>85</td></tr> <tr><td>4.50 - 5.00</td><td>74</td></tr> <tr><td>5.00 - 7.00</td><td>95</td></tr> <tr><td>7.00 - 14.00</td><td>79</td></tr> <tr><td>14.00 - 15.30</td><td>44</td></tr> <tr><td>15.30 - 15.85</td><td>62</td></tr> <tr><td>15.85 - 16.00</td><td>100</td></tr> <tr><td>16.00 - 18.90</td><td>82</td></tr> <tr><td>18.90 - 21.40</td><td>88</td></tr> <tr><td>21.40 - 21.85</td><td>14</td></tr> <tr><td>21.85 - 22.50</td><td>71</td></tr> <tr><td>22.50 - 22.70</td><td>68</td></tr> <tr><td>22.70 - 23.90</td><td>53</td></tr> <tr><td>23.90 - 33.50</td><td>90</td></tr> <tr><td>33.50 - 31.10</td><td>75</td></tr> <tr><td>31.10 - 31.20</td><td>91</td></tr> <tr><td>31.20 - 33.50</td><td>78</td></tr> <tr><td>33.50 - 35.00</td><td>64</td></tr> <tr><td>35.00 - 37.00</td><td>84</td></tr> <tr><td>37.00 - 38.50</td><td>0</td></tr> <tr><td>38.50 - 47.00</td><td>0</td></tr> <tr><td>47.00 - 43.90</td><td>0</td></tr> <tr><td>43.90 - 43.15</td><td>0</td></tr> <tr><td>43.15 - 43.30</td><td>0</td></tr> <tr><td>43.30 - 54.50</td><td>0</td></tr> </tbody> </table>	Profondeur (m)	RQD (%)	0.00	0	0.00 - 0.50	14	0.50 - 1.00	8	1.00 - 3.00	100	3.00 - 3.30	95	3.30 - 4.50	85	4.50 - 5.00	74	5.00 - 7.00	95	7.00 - 14.00	79	14.00 - 15.30	44	15.30 - 15.85	62	15.85 - 16.00	100	16.00 - 18.90	82	18.90 - 21.40	88	21.40 - 21.85	14	21.85 - 22.50	71	22.50 - 22.70	68	22.70 - 23.90	53	23.90 - 33.50	90	33.50 - 31.10	75	31.10 - 31.20	91	31.20 - 33.50	78	33.50 - 35.00	64	35.00 - 37.00	84	37.00 - 38.50	0	38.50 - 47.00	0	47.00 - 43.90	0	43.90 - 43.15	0	43.15 - 43.30	0	43.30 - 54.50	0
Profondeur (m)	RQD (%)																																																															
0.00	0																																																															
0.00 - 0.50	14																																																															
0.50 - 1.00	8																																																															
1.00 - 3.00	100																																																															
3.00 - 3.30	95																																																															
3.30 - 4.50	85																																																															
4.50 - 5.00	74																																																															
5.00 - 7.00	95																																																															
7.00 - 14.00	79																																																															
14.00 - 15.30	44																																																															
15.30 - 15.85	62																																																															
15.85 - 16.00	100																																																															
16.00 - 18.90	82																																																															
18.90 - 21.40	88																																																															
21.40 - 21.85	14																																																															
21.85 - 22.50	71																																																															
22.50 - 22.70	68																																																															
22.70 - 23.90	53																																																															
23.90 - 33.50	90																																																															
33.50 - 31.10	75																																																															
31.10 - 31.20	91																																																															
31.20 - 33.50	78																																																															
33.50 - 35.00	64																																																															
35.00 - 37.00	84																																																															
37.00 - 38.50	0																																																															
38.50 - 47.00	0																																																															
47.00 - 43.90	0																																																															
43.90 - 43.15	0																																																															
43.15 - 43.30	0																																																															
43.30 - 54.50	0																																																															
3.00 – 5.00	Grés de couleur jaunâtres à peu rougeâtres, avec un passage peu friable à la profondeur (3.30-4.50m).																																																															
5.00 – 7.00	Grés de couleur rougeâtres à grisâtres marqué par des brèches de coquilles.																																																															
7.00 – 14.00	Grés de couleurs jaunâtres à rougeâtres à peu grisâtres marqués par : deux fractures naturel à la profondeur de 9m et 12.70m. et un passage de sable peu cohérent à 8m avec des brèches de coquilles.																																																															
14.00 – 16.00	Grés calcaireux dure marqués par de brèches de coquilles ave des fractures naturel à la profondeur de 15.30m et 15.85m.																																																															
16.00 – 22.50	Grés de couleurs jaune-rougeatres avec des béches de coquilles et caractérisés as une fissure naturel à la profondeur de 18.90m et un passage de sable cohérent à peu friable entre 21.40 et 21.85m.																																																															
22.50 – 33.50	Grés rougeatres marqués par deux fractures naturelles à la profondeur de 22.70m et 23.90 m.																																																															
33.50 – 35.00	Grés jaunâtres à rougeâtres peu friable à la profondeur (31.10-31.20m) et (30.80-30.95m).																																																															
35.00 – 37.00	Grés jaunâtres.																																																															
37.00 – 38.50	Grés calcaireux marqués par deux fractures importantes entre 35.60-37.20m et 38.00-38.20m ces fractures sont remplis d'argiles rougeâtres, marqués aussi par des altérations de calcaire à 36.10m.																																																															
38.50 – 47.00	Grés jaunâtres.																																																															
47.00 – 54.50	Grés jaunâtres à rougeâtres marqués par une fracture à la profondeur de 43.90m et un petit passage de 15cm de grés friables (43.15-43.30m).																																																															

### 4.3.4. Qualité du rocher

#### 4.3.4.1. RQD (Rock Quality Designation)

Le RQD est peut-être le paramètre le plus couramment utilisé pour évaluer le degré de fracturation d'une masse rocheuse. Le minimum, le maximum et la moyenne des valeurs RQD dans les carottes de forage le long de l'axe du barrage sont présentés dans le tableau 4.6.

**Tableau 4.6: Variation du RQD dans les forages (ANB, 1992A).**

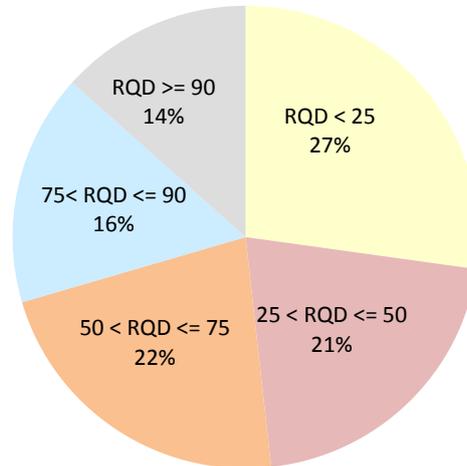
Forage			Profondeur (m)			RQD (%)			
N°	Orientation	Position	Total	Depot quaternaire	Masse rocheuse	Nombre de tests	Min	Max	Moy
BH102	Vertical	Rive gauche	145.0	2.50	142.50	89	0	100	32.08
BH103	Vertical	Rive gauche	116.0	3.30	112.70	66	0	100	46.58
BH108	Horizontal	Rive gauche	40.0	0.00	40.00	31	0	100	31.26
BH109	Vertical	Rive gauche	100.0	0.00	100.00	83	0	100	47.75
BH110	Vertical	Rive gauche	25.0	1.70	23.30	20	0	100	51.30
BH113	Vertical	Rive gauche	25.0	10.18	14.82	1	18	18	18.00
BH120	Vertical	Rive gauche	35.0	4.07	30.93	29	0	95	63.62
BHSC1	Vertical	Rive gauche	30.3	6.50	23.80	10	67	100	89.80
BHSC2	Vertical	Rive gauche	80.0	0.00	80.00	32	17	100	74.47
BH101	Vertical	Lit d'Oued	50.0	17.10	32.90	16	0	34	7.56
BH104	Vertical	Lit d'Oued	60.0	18.00	42.00	28	0	50	19.68
BH107	Vertical	Lit d'Oued	78.0	21.10	56.90	44	12	100	71.39
BH105	Vertical	Rive droite	105.0	1.00	104.00	72	0	100	55.57
BH106	Vertical	Rive droite	100.0	3.00	97.00	50	0	100	61.92
BHSC7	Vertical	Rive droite	54.5	0.00	54.50	28	1	100	65.57

La classification des mesures RQD dans les forages étudiés indique que 27% des résultats sont inférieurs à 25%, 21% sont compris entre 25 et 50%, et 22% sont compris entre 50 et 75% ; par contre seulement 16% et 14% des carottes sont respectivement, compris entre 75 et 90% et supérieure à 90% ; ce qui classe le massif rocheux dans une classe de qualité moyenne à mauvaise (fig. 4.14).

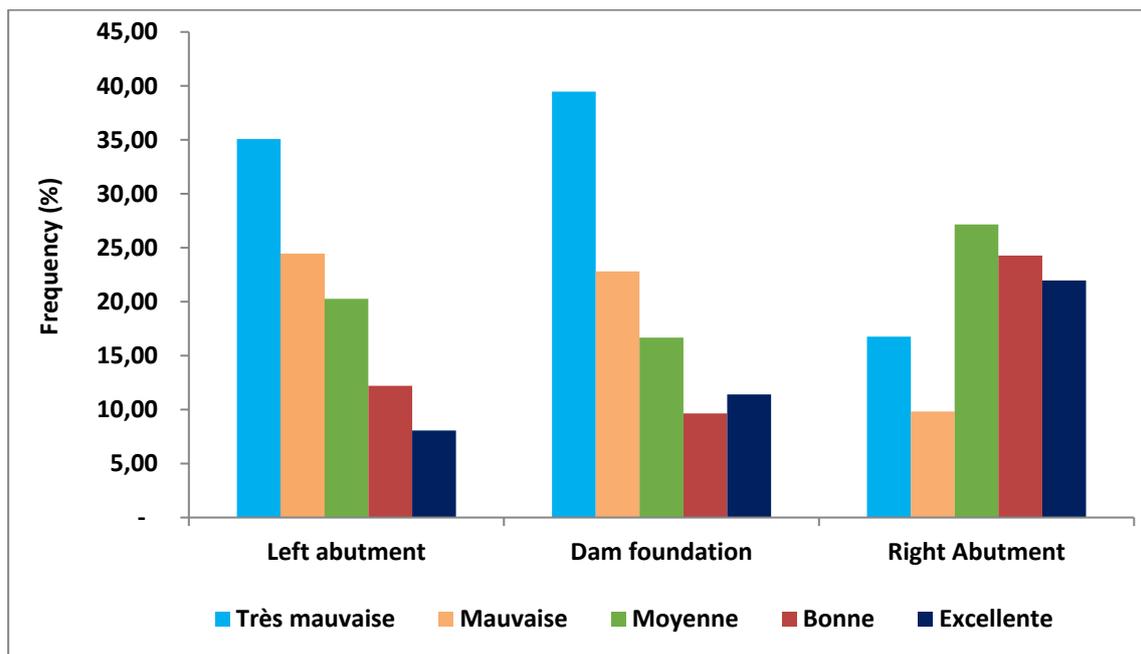
Le tracé des mesures RQD moyens à différentes parties du site du barrage sont illustrées dans la figure 4.15. En général, les valeurs RQD dans la rive droite sont remarquablement plus élevées que celles du lit d'Oued et de la rive gauche.

La plupart des valeurs RQD de la rive gauche et du lit d'Oued se situent entre 25 et 50% ( $25 < \text{RQD} \leq 50$ ) et inférieur à 25% ( $\text{RQD} < 25\%$ ), ce qui indique une qualité mauvaise et très mauvaise. Par contre, cette condition est différente dans la rive droite puisque la plupart des

valeurs RQD sont entre 50 et 75% ( $50 < \text{RQD} \leq 75$ ), entre 75 et 90% ( $75 < \text{RQD} \leq 90$ ) et supérieur à 90% ( $\text{RQD} > 90$ ) ce qui indique respectivement une qualité moyenne, bonne et excellente.



**Fig. 4.14 : Pourcentage de classification RQD à la fondation du barrage de Souk Tleta (Afiri et al. 2020).**



**Fig. 4.15 : Variation des résultats RQD avec la qualité des massifs rocheux (Afiri et al. 2020).**

#### 4.3.4.2. Essais Lugeon

Les essais d'eau en pression (WPT) sont la méthode la plus courante et la plus appropriée pour déterminer la perméabilité de la masse rocheuse induite par la présence de plans faibles. Les résultats obtenus sont étroitement liés aux caractéristiques géométriques et au degré d'altération du massif rocheux et des voies d'écoulement d'eau (Ewert 1997; Karagüzel and Kiliç 2000).

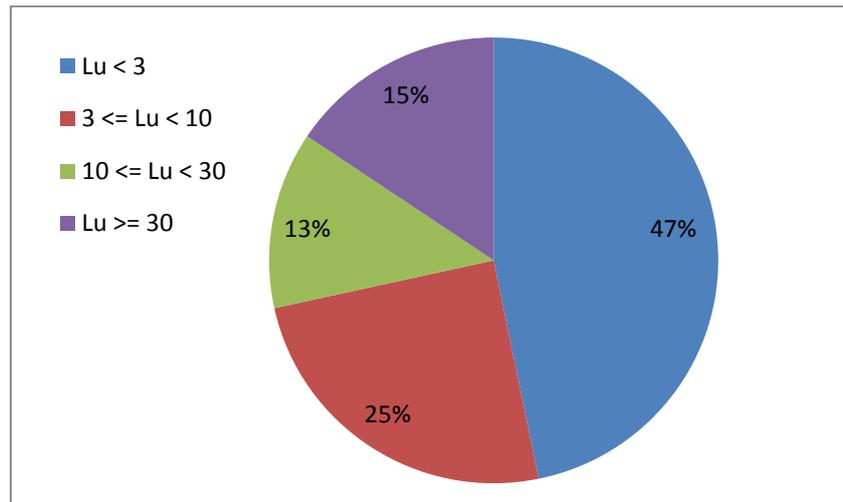
Les essais d'eau en pression dans lesquels de l'eau est injectée sous pression dans le forage, constituent un essai in situ efficace pour mesurer la perméabilité de la masse rocheuse et sont principalement conduits en utilisant la méthode Lugeon. L'eau absorbée (décharge) est mesurée à des étapes de pression croissantes (chargement) et décroissantes (déchargement) à des intervalles de temps appropriés le long d'un forage.

La perméabilité de l'eau et la conductivité hydraulique des roches résultant des fractures ont été évaluées à partir des essais Lugeon mono packer. Les valeurs Lugeon obtenues pour la fondation rocheuse du barrage de Souk Tleta ont été classées conformément à la classification de (Houlsby 1990) en quatre intervalles ( $Lu < 3$  comme très faible perméabilité ;  $3 < Lu < 10$  comme faible perméabilité ;  $10 < Lu < 30$  comme perméabilité moyenne et  $Lu > 30$  comme perméabilité élevée).

Les essais Lugeon sont la seule méthode pratique pour étudier la perméabilité d'une masse rocheuse ; et le meilleur paramètre physique pour exprimer l'état des discontinuités dans une fondation de barrage ; et ils aident généralement à déterminer la faisabilité des travaux d'injection. La pression d'essai est généralement ajustée pour tenir compte de la profondeur et du type de la masse rocheuse. Les informations obtenues de ces essais peuvent également être utilisées pour déterminer le rapport eau / ciment et la pression d'injection de coulis. Houlsby 1990 suggère que lorsque les valeurs Lu sont inférieures à trois, les travaux d'injection ne sont pas nécessaire ; lorsqu'elles sont entre trois et dix ; une seule rangée de forages d'injection est requise, tandis qu'avec des valeurs supérieures à 10, le rideau d'injection doit comprendre trois rangées de forages d'injection.

Dans cette étude, 109 essais d'eau en pression d'un total de 148 essais ont été considérés pour étudier la perméabilité des masses rocheuses de la fondation du barrage de Souk Tleta. Les résultats sont présentés dans le tableau 4.7 et la figure 4.16. Les résultats indiquent que 47% des perméabilités mesurées sont inférieure à 3 Lu et 25% sont concentrées dans l'intervalle 3-10 Lu, cependant 13% des résultats sont situés entre 10 et 30 Lu et 15% ont plus de 30 Lu correspondant à une perméabilité élevée.

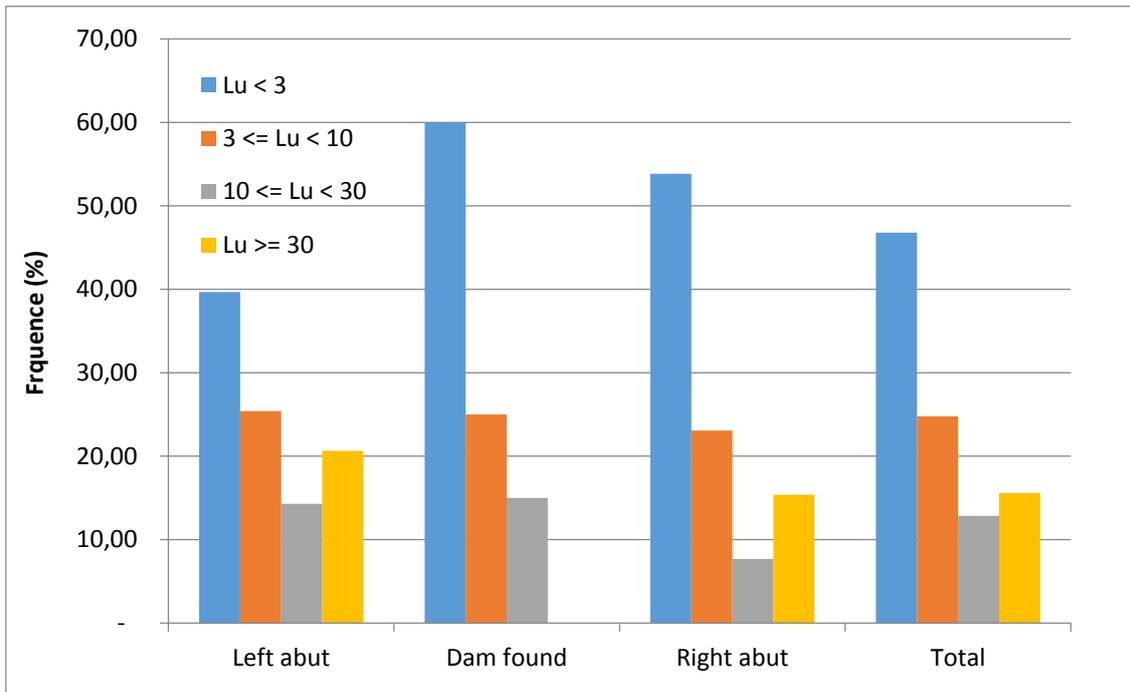
Les résultats sont représentés sur la figure 4.17. Comme le montre la figure, 40, 60, 54 et 47% des sections de forage testées dans la rive gauche, lit d'Oued, la rive droite et l'ensemble de la fondation du barrage, respectivement, indiquent des valeurs Lu inférieures à 3. L'étude des résultats montre que la perméabilité des masses rocheuses de la rive gauche est supérieure à celle du lit d'Oued, de la rive droite et l'ensemble de la fondation du barrage de Souk Tleta.



**Fig. 4.16 : Variation des valeurs Lugeon mesurées sur le site du barrage de Souk Tleta (Afiri et al. 2020).**

**Tableau 4.7 : Résumé des résultats Lugeon sur le site du barrage de Souk Tleta.**

Forage N°	Position	Profondeur testée (m) Masse rocheuse	Permeabilité (Lugeon) Nbre de tests	Permeabilité (Lugeon)		
				Min	Max	Moy
BH102	Rive gauche	142.50	12	0.73	45.21	16.73
BH103	Rive gauche	112.70	16	0.79	34.78	5.92
BH108	Rive gauche	40.00	4	1.00	90.13	21.43
BH109	Rive gauche	100.00	10	0.58	66.15	12.58
BH110	Rive gauche	23.30	3	0	104.40	45.35
BH113	Rive gauche	14.82	2	0.16	2.00	1.15
BH120	Rive gauche	30.93	4	0	42.77	15.39
BHSC1	Rive gauche	23.80	2	0	16.04	6.84
BHSC2	Rive gauche	80.00	10	0.23	98.75	11.74
BH101	Lit d'Oued	32.90	4	1.06	22.96	11.67
BH104	Lit d'Oued	42.00	5	1.00	5.00	1.88
BH107	Lit d'Oued	56.90	11	0.95	17.82	5.57
BH105	Rive droite	104.00	13	1.61	101.53	25.95
BH106	Rive droite	97.00	9	0.20	7.18	2.54
BHSC7	Rive droite	54.50	4	0.17	4.00	1.64



**Fig. 4.17 : Classification des résultats de la perméabilité (Lugeon) dans la masse rocheuse (Afiri et al. 2020).**

#### 4.3.4.3. Alteration du massif rocheux et perméabilité

##### a. Rive droite

Sur la rive droite, un total de 26 essais Lugeon a été réalisé dans trois forages pour déterminer la perméabilité de la masse rocheuse composée essentiellement de grès et de conglomérats. Sur cette rive, environ 22% des sections testées ont un RQD supérieur à 90 et 17% ont un RQD inférieur à 25, ce qui les place respectivement, dans les classes «Très bon» et «Très mauvais» rocher (fig. 4.15). En outre, environ 10% des sections entrent dans la classe «mauvaise» qualité  $25 < \text{RQD} \leq 50$  ; et 27% des mesures sont classées dans la classe «moyenne» qualité  $50 < \text{RQD} \leq 75$  et enfin 24% des sections testées sont de bonne qualité.

En plus de RQD, 54% des sections testées présentent une perméabilité «Très faible», ce qui indique qu'un traitement de la masse rocheuse n'est pas nécessaire (fig. 4.17). De plus, 23% des sections présentent une perméabilité «faible» et environ 23% présentent une perméabilité «moyenne» à «élevée», en particulier dans le BH105. En général, dans cette rive, à l'exception du forage BH105, la perméabilité diminue avec la profondeur. Les sections d'essai à haute perméabilité (la section 46–50 m dans BH105) ont montré la présence d'une fracture sub-verticale et des grès altérés. A la profondeur de (14–17 m et 27–30 m), une perméabilité élevée est enregistrée indiquant la présence de nombreux joints dans la formation gréseuse.

### b. Lit d'Oued

Le long de l'axe du barrage, 20 essais Lugeon ont été réalisés dans trois forages pour déterminer la perméabilité de la fondation du barrage. Dans cette zone, environ 39% et 23% des sections, respectivement, présentent un  $RQD < 25$  et  $25 < RQD < 50$ , ce qui correspond aux classes de qualité «très mauvaise» et «mauvaise», alors qu'environ 10% et 11% des sections testées sont classées respectivement dans les classes «bonne» et «excellente» qualité (fig. 4.15). Prenant en compte la variation de RQD en fonction de la profondeur, les résultats semblent indiquer qu'une augmentation de la profondeur ne conduit pas à une meilleure qualité. Une mauvaise qualité et une faible perméabilité de la formation rocheuse sont observées dans le forage BH101 et BH107 en raison de la présence d'une couche importante de formation de schiste laminé (une couche de 25 m d'épaisseur dans BH101).

La figure 4.17 montre que 60% des résultats Lugeon indiquent une perméabilité très faible et 25% indique une perméabilité faible, c'est-à-dire que 85% des résultats de perméabilité sont très faible à faible. D'autre part, la figure 4.15 montre que 62% des résultats de RQD sont de mauvaise à très mauvaise qualité. Cela peut être attribué aux feuillets de stratification des grès dans le lit d'Oued qui sont parallèles à la direction d'écoulement d'eau dans Oued Bougdoura. Avec le temps et sous une pression d'eau élevée, des voies d'infiltration préférentielles peuvent être créées dans la formation de grès et fragiliser sa stabilité. 15% des sections testées présentent une perméabilité moyenne (fig. 4.17). Ces valeurs élevées de Lugeon sont causées par l'altération de la formation de gréseuse dans le lit d'Oued.

### c. Rive gauche

Dans la rive gauche du barrage de Souk Tleta, 63 essais Lugeon ont été réalisés dans neuf forages afin de déterminer la perméabilité de la formation rocheuse. L'altération des formations traversées lors du forage a atteint une profondeur importante ; (70m) dans la rive gauche, tandis que 40m dans le lit d'Oued, et 10m dans la rive droite. Sur la rive gauche, l'affleurement de grès et de conglomérats est observé ; et en profondeur, une alternance de plusieurs formations d'où la nécessité de réaliser plusieurs essais d'eau en pression pour mesurer la perméabilité le long des contacts stratigraphiques des différentes formations.

Dans cette rive, 35% et un peu plus de 24% des mesures ont respectivement des valeurs RQD inférieures à 25 et  $25 < RQD < 50$  appartenant aux classes «très mauvais» et «mauvais» rocher. De plus, plus de 20% et 12% des sections relèvent respectivement des classes de qualité «moyenne» et «bonne» ; et seulement 8% appartiennent à la catégorie «excellente» (fig. 4.15).

Sur la base des résultats RQD, la rive gauche du barrage est classée de «mauvaise» qualité. Dans les grès altérés, 80% des essais ont indiqué des valeurs RQD inférieures à 50, ce qui les classe dans la catégorie «mauvaise» qualité et «très mauvaise» qualités. Dans la formation de grès non altérés, 61% des sections présentent des valeurs RQD élevées et sont classées comme «bonne» et «excellente» qualité, tandis que 27% sont classées de «moyenne» à «bonne», en raison de l'intercalation des siltites. Ces couches réduisent considérablement la qualité de la formation.

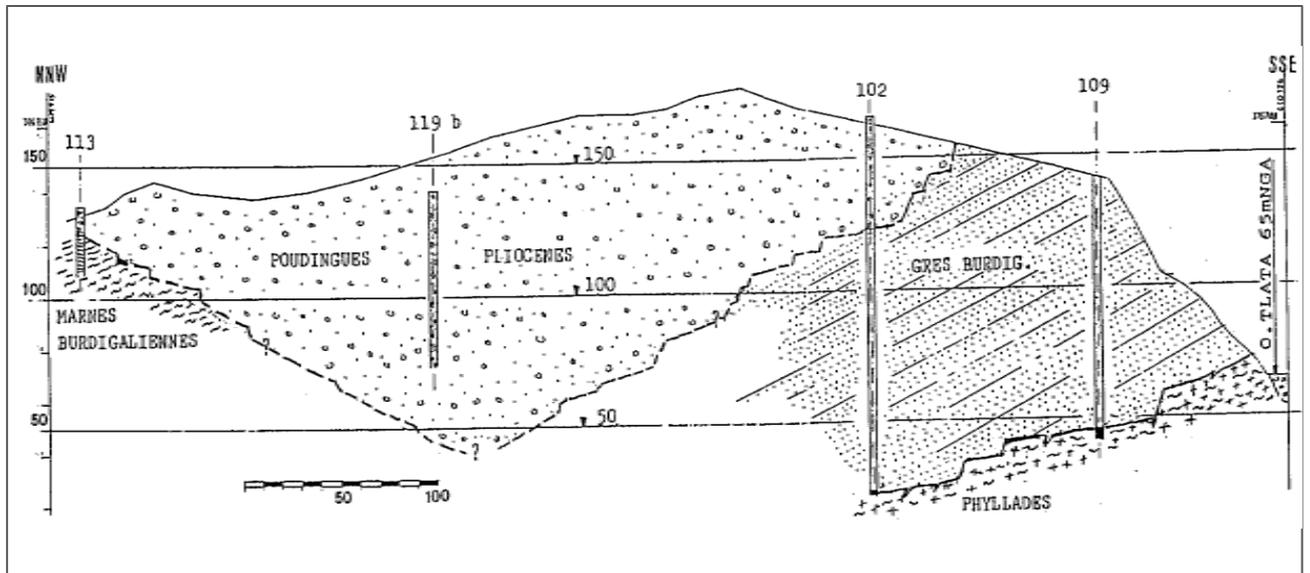
Dans la majorité des essais réalisés à l'aide des essais d'eau en pression, il existe une bonne corrélation entre la qualité de la masse rocheuse définie par les résultats du RQD et la perméabilité (fig. 4.15 et fig. 4.17). De plus, lorsque les valeurs Lu ont été mesurées, près de 40% des sections de forage de la rive gauche ont indiqué des valeurs  $Lu < 3$ . Des valeurs plus élevées, respectivement 14% et 21%, indiquent une perméabilité moyenne ( $10 \leq Lu < 30$ ) et une perméabilité élevée ( $Lu > 30$ ) ; ce qui peut être lié au degré d'altération de l'unité de grès et de sa lithologie, ainsi qu'au faible degré de cimentation des conglomérats.

On constate que la perméabilité augmente dans les masses rocheuses de faible qualité et le long des contacts stratigraphiques entre les différentes formations. Des valeurs élevées de perméabilité Lugeon dans BH110 et BH102 ont été enregistrées. Cela est dû au nombre important de joints dans les massifs rocheux et à la présence de discontinuités ainsi qu'au contact entre les poudingues et les grès burdigaliens, entre 42 et 52m de profondeur du forage BH102. Les fissures, les fractures et les contacts stratigraphiques sont des chemins potentiels de d'infiltration d'eau du réservoir. Toutefois, c'est la rive gauche que le risque est élevé (fig. 4.18 ).

Comme la plupart des mesures RQD allaient d'une qualité «très mauvaise» à «mauvaise», des valeurs de perméabilité Lugeon élevées ont été observées. En général, cette rive montre une corrélation entre la perméabilité et la profondeur, et indique une diminution de la perméabilité avec l'augmentation de la profondeur.

L'étude des résultats des essais de pression d'eau réalisés dans tous les forages du site du barrage a révélé que la perméabilité de la masse rocheuse augmente de la rive droite vers la rive gauche. Cela pourrait être causé par le degré d'altération et de fracturation des masses rocheuses et des grès faiblement cimenté. L'évaluation des valeurs RQD dans les rives droite, gauche et dans le lit d'Oued a en outre montré que la qualité est généralement mauvaise et moyenne. Comme le montre la figure 4.15, la plupart des valeurs RQD le long de l'axe du barrage sont

< 50, indiquant une mauvaise qualité des masses rocheuses. La qualité de la roche de la rive droite s'est avérée supérieure à la qualité de la masse rocheuse du lit d'Oued et de la rive gauche.



**Fig. 4.18 : Coupe géologique (NNW-SSE) des contacts stratigraphiques des formations du versant de la rive gauche (ANB, 1992).**

#### 4.3.4.4. Indice de perméabilité secondaire (Secondary Permeability Index (SPI))

Pour mieux identifier la perméabilité, fournir une bonne évaluation de la masse rocheuse perméable de la rive gauche et comprendre sa faisabilité d'injection, un indice de perméabilité secondaire (SPI) a été calculé. L'indice de perméabilité secondaire (SPI) est une classification de la masse rocheuse basée sur la perméabilité, qui, lorsqu'elle est complétée par la densité de fissuration, peut être utilisée comme une approximation de la conception du traitement de la masse rocheuse de fondation. Foyo et al. (2005) ont introduit l'indice de perméabilité secondaire (SPI) de la masse rocheuse comme une forme modifiée de l'essai Lugeon exprimée en (Eq. 2.3). SPI représente la quantité d'eau absorbée par unité de temps (l/s), à travers la surface de la section de forage d'essai (m<sup>2</sup>).

Sur la base des résultats Lugeon obtenus dans la rive gauche du barrage de Souk Tleta, l'indice SPI a été déterminé à des intervalles de 5m (tableau 4.8). En utilisant la classification donnée par Foyo et al. (2005), l'analyse des valeurs SPI a été réalisée par classe, les résultats sont donnés en pourcentage dans le tableau 4.9.

Tableau 4.8 : Extrait des résultats SPI rive gauche.

Forage N°	Profondeur		Classe SPI	SPI (l / s*m <sup>2</sup> )	Classification de la qualité
	De	A			
<b>BH102</b>	50	55	C	1.4641E-12	Mauvaise
	55	60	D	1.9880E-12	Très mauvaise
	54	60	B	1.4398E-13	Moyenne
	60	65	B	3.7110E-14	Moyenne
	70	75	C	9.0205E-13	Mauvaise
	75	80	C	2.1032E-13	Mauvaise
	80	85	C	2.2518E-13	Mauvaise
	85	90	C	6.2822E-13	Mauvaise
	95	100	B	1.4946E-13	Moyenne
	100	105	C	5.8706E-13	Mauvaise
	105	110	C	6.6355E-13	Mauvaise
	110	115	C	7.0155E-13	Mauvaise
	120	125	C	2.0697E-13	Mauvaise
	135	141	B	3.9497E-14	Moyenne
<b>BH109</b>	10	15	C	1.4607E-12	Mauvaise
	15	20	B	5.5708E-14	Moyenne
	30	35	C	8.0814E-13	Mauvaise
	40	45	C	2.2559E-13	Mauvaise
	45	50	B	5.4501E-14	Moyenne
	65	70	C	6.4844E-13	Mauvaise
	75	80	A	1.2909E-14	Excellente
	80	85	A	1.9558E-14	Excellente
	85	90	A	1.6820E-14	Excellente
90	95	A	1.2517E-14	Excellente	
<b>BH 120</b>	95	100	A	1.4082E-14	Excellente
	10	15	C	1.4581E-12	Mauvaise
	15	20	C	8.8181E-13	Mauvaise
	20	25	C	8.3647E-13	Mauvaise
	25	30	C	9.0319E-13	Mauvaise
	30	35	A	1.9454E-14	Excellente

**Tableau 4.9 : Classification de la masse rocheuse basée sur SPI (Foyo et al, 2005), considérations relatives aux traitements et résultats SPI de la rive gauche.**

Secondary Permeability (SPI) (l/s m <sup>2</sup> )	Index	$SPI \leq 2.16 \times 10^{-14}$	$2.16 \times 10^{-14} < SPI \leq 1.72 \times 10^{-13}$	$1.72 \times 10^{-13} < SPI \leq 1.72 \times 10^{-12}$	$SPI > 1.72 \times 10^{-12}$
<b>Classe SPI</b>		Classe A	Classe B	Classe C	Classe D
<b>Classification</b>		Excellente	Moyenne	Mauvaise	Très mauvaise
<b>Nécessité de traitement</b>		Pas nécessaire	Local	Nécessaire	Extensif
<b>Equivalent en Lugeon</b>		$\leq 1$	1 - 8	$> 8$	$> 80$
<b>Résultats SPI rive gauche (%)</b>		10%	30%	50%	10%

Sur la base des valeurs SPI calculées pour chaque section testée (tableau 4.8) et de la classification de Foyo et al. (2005), une cartographie détaillée de la qualité de la roche et du traitement à proposer pour la rive gauche a été réalisée (fig. 4.19).

Parmi les quatre classes SPI (tableau 4.9), et en se basant sur l'observation de la cartographie des fondations (fig. 4.19) et des résultats SPI (fig. 4.20), on remarque que la masse rocheuse de rive gauche est dominée par une grande partie (50%) de roches de mauvaise qualité (classe C) où un traitement serait nécessaire. Dix pour cent (10%) des résultats sont situés dans une zone de traitement extensif puisqu'ils sont classés de très mauvaise qualité (classe D).

En effet, dans les forages BH102 et SC2, à 42-52m de profondeur, les valeurs de perméabilité (SPI) les plus élevées sont enregistrées au contact entre les formations de conglomérat et de grès. Cela se justifie par une altération au contact des deux formations, observée lors de l'examen des carottes de forage ; d'où la création de chemins d'infiltration préférentielles. Au forage BH103, la zone altérée est assez homogène et atteint une profondeur de 75 m. Avec 30% de la masse rocheuse classée en classe B (qualité moyenne), un traitement local du sol est nécessaire. De plus, seulement 10% de la rive gauche est classé en classe A, ne nécessitant aucun traitement.

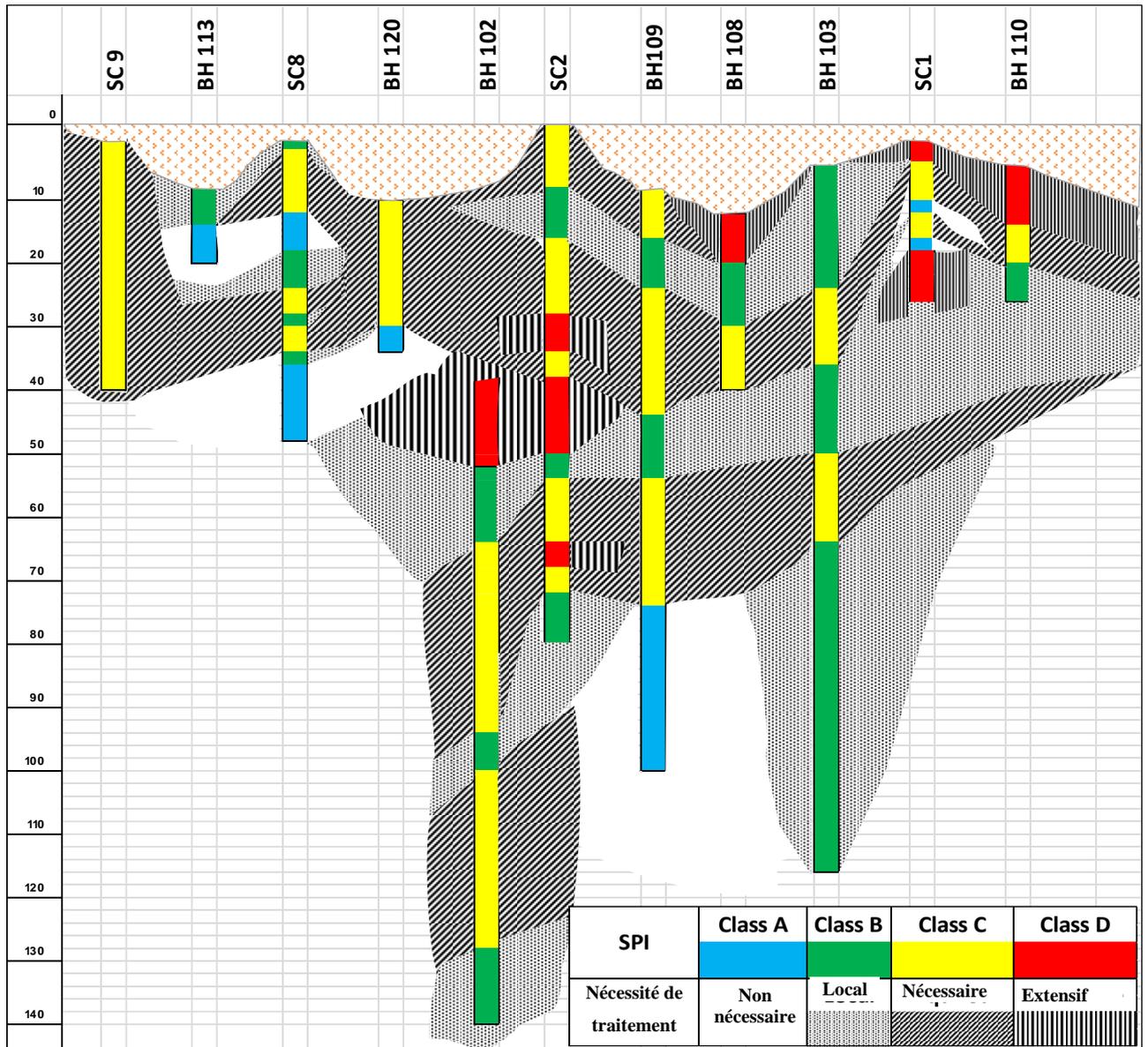
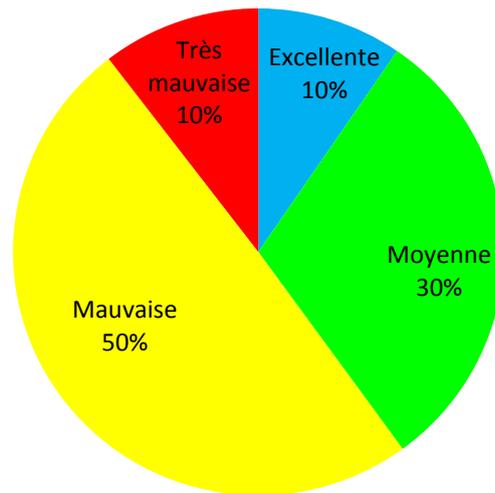


Fig. 4.19 : Cartographie des résultats SPI le long de la rive gauche du barrage de Souk Tleta (Afiri et al. 2020).



**Fig. 4.19 : Classification SPI rive gauche de la fondation du barrage de Souk Tleta (Afiri et al. 2020).**

La perméabilité de la masse rocheuse est largement affectée par les discontinuités ; il est donc évident que l'indicateur de qualité de la roche (RQD) a une relation directe avec les résultats SPI. Une comparaison des résultats SPI, Lu et RQD est réalisée dans la rive gauche. Les résultats SPI et leurs valeurs Lu et RQD correspondantes sont présentés pour deux forages représentatifs dans le tableau 4.10.

En examinant le tableau 4.10, une comparaison entre les résultats SPI et la qualité de la roche de onze forages réalisés dans la rive gauche conduit à un résultat escompté ; SPI et RQD sont généralement en corrélation. Cependant, il existe des sections de roche avec un faible RQD et une faible perméabilité et, inversement, des sections avec un RQD relativement élevé et une haute perméabilité. Par exemple, dans le forage BH103, SPI de la section (20-25m), placé dans la Classe C, présente des valeurs Lugeon élevées et un RQD élevé. Ceci peut s'expliquer par la présence d'une zone perméable telle qu'une zone de faille mineure et profonde ; par conséquent, un traitement est nécessaire. La section (70-75m) du même forage est classée comme de qualité (RQD) très mauvaise, d'une perméabilité SPI faible (classe B) et valeur Lu faible. Cette situation peut être engendrée par des fractures irrégulières et altérées causées par l'opération de forage.

La comparaison des valeurs SPI et Lu calculées est effectuée sur la base de la classification proposée par Foyo et al. (2005). Bien que les résultats soient loin d'être parfaits, ils montrent généralement une bonne corrélation entre les deux paramètres ; les classes SPI auxquelles correspondent les valeurs Lu confirment celles mentionnées par Foyo et al. (2005). Des écarts mineurs, sont observés et justifiés par les incertitudes survenant lors des mesures, en particulier dans les forages. Bien que les forages réalisés lors de l'investigation géologique soient

suffisamment profonds (sauf certains, en raison de l'instabilité des parois), des conditions satisfaisantes de qualité de la fondation n'ont pas été rencontrées. Au fond des forages profonds, nous nous attendions à atteindre une très bonne qualité de masse rocheuse qui ne nécessite pas de traitement (de classe A) (BH102 atteint 140m et SC02 atteint 80m), mais la classe C est la classe dominante (fig. 4.19) et réputée nécessiter un traitement.

**Tableau 4.10 : Comparison of rock mass quality based on RQD, Lugeon and SPI (Afiri et al. 2020).**

N° de forage	Profondeur		RQD (%)			Valeur Lugeon	SPI (l/s m <sup>2</sup> )	Classe SPI
	De	A	Min	Max	Moy			
<b>BH102</b>	50	55	0	71	22.38	258.89	1.464E-12	C
	54	60	37	79	50.5	4.08	1.440E-13	B
	60	65	0	89	40.6	1.11	3.711E-14	B
	70	75	17	56	30.66	45.21	9.021E-13	C
	75	80	34	75	57.33	5.62	2.103E-13	C
	80	85	0	54	24.75	6.87	2.252E-13	C
	85	90	0	51	20.75	32.26	6.282E-13	C
	95	100	44	80	60.75	4.77	1.495E-13	B
	100	105	0	36	23.8	31.21	5.871E-13	C
	105	110	0	54	30.5	31.04	6.635E-13	C
	110	115	9	54	33.75	35.37	7.016E-13	C
	120	125	0	47	35.16	17.20	2.070E-13	C
	135	141	0	61	30.11	0.73	3.950E-14	B
<b>BH103</b>	5	10	0	95	68.33	3.37	7.794E-14	B
	10	15	69	75	73	2.91	8.926E-14	B
	15	20	61	83	68.33	2.42	9.483E-14	B
	20	25	0	100	60	34.78	6.079E-13	C
	25	30	33	72	50	10.48	2.709E-13	C
	30	35	52	64	57.25	10.66	3.154E-13	C
	35	40	18	95	58.33	2.09	7.100E-14	B
	40	50	33	87	64.75	2.72	1.093E-13	B
	50	55	22	44	33	11.88	2.785E-13	C
	70	75	0	71	22.18	3.35	1.218E-13	B
	75	80	7	70	47	1.78	6.884E-14	B
	80	85	61	64	62.5	1.38	5.062E-14	B
	85	90	75	81	78	2.85	1.141E-13	B
	100	105	39	53	46	0.85	3.328E-14	B
	105	110	34	80	59.6	2.94	1.038E-13	B
110	116	55	92	67	0.79	2.758E-14	B	

Nous concluons que le RQD seul ne suffit pas pour identifier les caractéristiques d'un massif rocheux (grès). Une combinaison avec le SPI et une comparaison des deux paramètres peut être

un élément indicatif pour décider de la perméabilité des grès altérés ainsi que de leur faisabilité d'injection. Afin de traiter les sections avec un RQD élevé et un SPI élevé (comme 20-25m dans BH103) et des sections avec un RQD faible, un SPI bas (section 70-75m dans BH103), des considérations spéciales doivent être prises en tenant dûment compte des paramètres de discontinuité qui régissent la perméabilité conformément à l'ISRM (1981) afin de concevoir le mélange de coulis le plus approprié. Dans de telles conditions de RQD faible, SPI bas, section 70-75m dans BH103 révèle des fissurations intenses colmatées ou serrées pouvant être injectées en utilisant un mélange de coulis mince ou un ciment à haute finesse de mouture. Il peut également être attribué aux fractures brisées et irrégulières causées lors du prélèvement d'échantillons ; par conséquent, l'investigation géologique et l'étude des roches, y compris les forages carottés, doivent être effectués conformément aux normes ASTM D5079-08, ASTM D2113 - 14 et ASTM D6032 / D6032M-17.

#### **4.4. Etude de faisabilité des injections par des essais d'injection**

Actuellement, une part considérable du budget alloué aux projets de construction des barrages est consacrée aux processus d'injection. L'injection de coulis à base de ciment est réalisée dans un barrage pour améliorer la résistance et la stabilité de sa fondation et de ses structures, et assurer leur étanchéité.

En raison de la grande quantité de données, de la complexité de la qualité de la masse rocheuse ainsi que sa perméabilité, il n'est pas certain de mener une étude de faisabilité des injections par le biais d'une investigation géologique seule ou associée avec les résultats Lugeon et RQD.

La décision de réaliser des essais d'injection (ISRM 1996) sur le site du barrage de Souk Tleta a été préparée de manière à étudier la faisabilité des injections de la masse rocheuse de la fondation et des rives du barrage. L'objectif principal des essais d'injection est de comparer la perméabilité avant et après l'injection, mais cela fournira également d'excellentes informations sur la consommation du coulis pour chaque section de forage. Enfin, l'espacement maximal entre les forages d'injection et la pression d'injection seront estimés à partir de ces essais.

D'après les résultats obtenus à partir de l'étude géologique du site de barrage, la rive droite présente une bonne qualité de la roche et une faible perméabilité ; comparé à ceux obtenus en rive gauche et au niveau du lit d'oued. A cet effet, des essais d'injection ont été réalisés dans le lit d'oued (TGRB) et en rive gauche (TGL) du site du barrage (fig. 4.21). Lors des essais d'injection, deux plots d'essai d'une forme équilatérale ont été préparé et six forages (A, B, C, D, E et F) (fig. 4.22) de chaque plot d'un diamètre de 140 mm ont été forés dans le substratum

rocheux jusqu'à une longueur de 70 m en TGRB. Dans TGL, la longueur des forages variait entre 64 et 90 m. Les forages d'essai ont été poussés jusqu'à la profondeur qui a permis l'observation d'une perméabilité minimale (moins de trois Lugeon) (Houlsby 1976). Tout au long du processus de forage, des prélèvements de carottes dans tous les forages, des essais d'eau en pression (WPT) dans des intervalles de 5 m de section pour mesurer la perméabilité de la masse rocheuse et des passes d'injection de bas en haut ont été réalisés.

Une fois l'opération d'injection terminée, deux forages de contrôle (X, Y) ont été forés dans chaque plot, et des essais d'eau en pression sont réalisés chaque 5 m d'intervalle afin d'évaluer la diminution de la perméabilité, examiner l'injection et évaluer également le succès de l'injection de coulis avant finalement de les remplir avec du coulis. Le maillage est choisi de manière à ce que les zones de roches injectées ne se chevauchent pas. Dans les deux panneaux TGRB et TGL, les forages ont été réalisés avec un maillage de 5 m et 4 m, respectivement.

Cette procédure nous permet d'étudier la relation entre la perméabilité et l'absorption de coulis avant la construction du barrage, de définir des paramètres tels que : le rayon effectif de pénétration du coulis, l'espacement le plus approprié entre les forages à adopter pour le rideau d'injection, et la composition optimale du coulis nécessaire à la réalisation d'un rideau d'injection étanche.

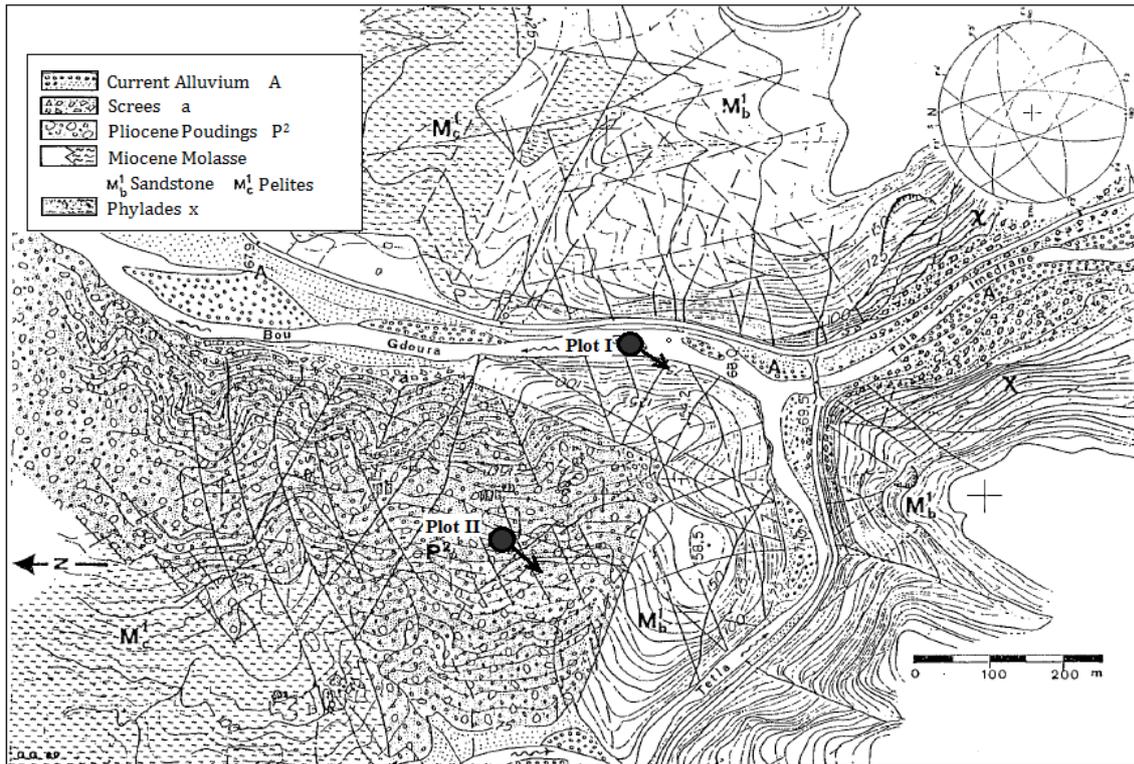


Fig. 4.20 : Localisation des plots d'essai d'injection (ANB, 1992C).

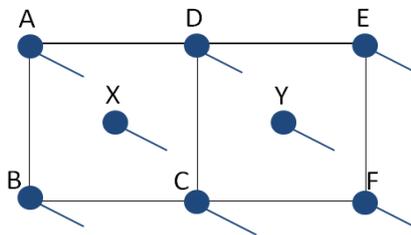


Fig. 4.21 : Plot d'essai d'injection.

Les travaux d'injection ont été entrepris à travers des forages inclinés vers l'amont avec une inclinaison de  $35^\circ$  par rapport à la verticale pour favoriser et atteindre un nombre maximal d'intersections avec des défauts géologiques qui peuvent constituer des chemins potentiels d'infiltration dans les conditions du réservoir ; tandis que les forages de contrôle ont été forés verticalement. Lors de l'opération d'injection, il a été constaté que la stabilité des parois des forages inclinés ne pouvait être assurée.

Des essais Lugeon ont été réalisés par sections dans tous les forages avant d'entamer les travaux d'injection. La méthode GIN (Lombardi and Deere 1993) en remontant a été mise en œuvre dans les essais d'injection. L'application d'une pression élevée crée un phénomène d'hydrofracturation ; d'autre part, une faible pression d'injection peut réduire le rayon de pénétration du coulis, ce qui est désavantageux pour la construction de rideaux d'injection (ISRM 1996). La

méthode GIN est une méthode autorégulatrice, elle se concentre sur le contrôle de la diffusion du coulis pour éviter une combinaison de volumes élevés et de hautes pressions, et permet d'obtenir une diffusion uniforme du coulis autour des forages.

Lors de l'opération d'injection, la qualité du coulis est importante pour obtenir les meilleurs résultats d'injection dans les roches fissurées. Les essais d'injection sur le site du barrage de Souk Tleta ont été réalisés à l'aide d'un coulis stable à base de ciment dont les principaux ingrédients sont du ciment (Portland normal de type II avec des finesses de mouture (Blaine) supérieures à 3000 cm<sup>2</sup> / g) et de l'eau. Un adjuvant de bentonite a été ajouté au mélange ciment-eau pour empêcher l'exsudation et la ségrégation dans les grès mal cimentées.

Le coulis utilisé a été préparé avec un mélange de rapport eau / ciment (E/C) de 1: 1. L'avantage d'utiliser un mélange de coulis dense et stable pendant l'injection est le fait d'avoir moins de sédimentation, moins de d'exsudation et une grande stabilité. A la fin des travaux d'injection c'est à dire à la prise du coulis, un coulis dense entraînera moins de retrait dans la masse rocheuse, en plus de fournir une résistance mécanique plus élevée, moins de porosité et une perméabilité plus faible (Lombardi and Deere 1993). Dans les sections à très haute perméabilité ( $Lu > 60$ ), en particulier dans le conglomérat de TGL, un nouveau rapport E / C plus dense de 0,8: 1 a été choisi pour poursuivre l'opération d'injection.

La pression d'injection de coulis est l'un des facteurs contrôlables lors du processus d'injection ; les valeurs choisies sont assez faibles afin d'éviter les dommages causés par cette opération, elles varient entre 2 à 12 bars. La limitation de la pression d'injection au minimum le long des forages d'injection doit être évitée et doit être évaluée en fonction de la profondeur de la section et de la qualité de la masse rocheuse.

#### **4.4.1. Absorption de coulis**

L'absorption de coulis est définie comme étant le rapport entre le coulis injecté dans une section et sa longueur, et est exprimée en kg/m. Il est nécessaire d'estimer l'absorption de coulis pour déterminer les propriétés d'injection, le coût de l'opération et vérifier l'étanchéisation de la fondation du barrage. Les prises de coulis ont été enregistrées pendant le processus d'essai. Six forages, A, B, C, D, E et F, de chaque panneau du lit d'oued (TRRB) et de rive gauche (TGL) ont été injectés en séquence. Dans un premier temps, les forages A, F, B, E, D et C ont été forés, et juste après, des essais Lugeon ont été réalisés.

Les travaux d'injection ont été menés après avoir mesuré la perméabilité le long des forages. En premier lieu, injection du forage (A), du bas vers le haut, ensuite, le deuxième forage (F) dans le coin opposé. Par la suite, comme pour les forages précédents, un troisième et un quatrième (B, E) forages ont été injectés. Enfin, un cinquième et un sixième forage (D, C) ont été injectés entre les forages injectés précédemment.

**Tableau 4.11 : Absorption de coulis par lithofacié (kg / m) pour chaque forage (ANB, 1992C).**

Lit d'oued	TGRB A	TGRB F	TGRB B	TGRB E	TGRB D	TGRB C
Grès altérés	17	4	4	2	25	5
Grès	3	6	10	3	3	3
Schistes altérés	3	4	5	4	4	8
Rive gauche	TGL A	TGL F	TGL B	TGL E	TGL D	TGL C
Conglomerat	-	11	25	6	25	28
Grès	3	32	14	5	8	30
Pelites altérées	6	8	5	5	2	10

La relation entre l'absorption du coulis dans les forages d'essai d'injection et la profondeur est présentée dans la figure 4.23. Comme le montre la figure, en général, la consommation de coulis diminue en fonction de la profondeur dans le lit d'oued. Par contre, dans la rive gauche, des consommations importantes sont enregistrées, particulièrement aux profondeurs 12-14m et 29-35m indiquant la présence de massifs rocheux perméables, cela pourrait être dû à l'altération et à la fracturation des massifs rocheux à ces profondeurs. La rive gauche indique des consommations plus élevées qu'au lit d'oued (fig 4.23 et tableau 4.11).

Le tableau 4.11 et la figure 4.24 présentent les résultats d'absorption de coulis par forage et par unité de lithofaciés obtenus pour les deux panneaux d'essai. Comme l'illustre la figure, les prises de coulis n'ont pas été réduites pour tous les forages A, F, B et E à D et C dans le lit d'oued et la rive gauche. Les absorptions de coulis dans la rive gauche sont plus élevées que celles du lit d'oued. Des absorptions de coulis élevées sont généralement observées à des intervalles qui présentent une perméabilité moyenne à élevées. La variation de l'absorption de coulis suit généralement la tendance des résultats Lugeon. Les absorptions moyennes de coulis sont plus élevées dans la formation de conglomérat (TGL) que dans les autres types de roches.

Les forages du plot TGRB ont traversé une séquence alternée de grès et d'une mince couche de schiste. Les échantillons ont montré des joints partiellement ouverts et des grès altérés dans les premiers 8 m, d'où une consommation de 57 kg / m de coulis, et des joints fermés sur le lit de

grès de 16 m ont été enregistrés. Au cours des premières étapes d'injection, il a été constaté que les schistes étaient pratiquement imperméables; une moyenne de 8 bars a été appliquée, cependant, la formation de schiste a observé une absorption modérée de coulis (28 kg / m).

Dans la rive gauche TGL, où le plot d'essai d'injection a été réalisé, les forages ont traversé une séquence alternée de couches épaisses de conglomérat et de grès et une couche mince (8 m) de siltite. Les absorptions de coulis sont considérablement plus élevées dans les conglomérats et les grès (92 kg / m) comparé à la formation de siltites. Les absorptions de coulis devaient baisser du forage TGLA à TGLC, mais les résultats ont montré que les absorptions de coulis ont augmenté du forage TGLA à TGLB et n'ont pas baissé dans TGLC. Cela est dû à la variabilité de cimentation de l'importante formation de conglomérats, à l'altération et à la direction du pendage des feuillets de schistosité des grès qui sont généralement orientés vers l'aval. Les siltites présentent des joints fermés et des fissures étroites, là où une petite quantité de coulis est absorbée. Les résultats des injections effectuées dans des forages d'essai indiquent que l'étanchéisation des conglomérats et des grès n'était pas satisfaisante.

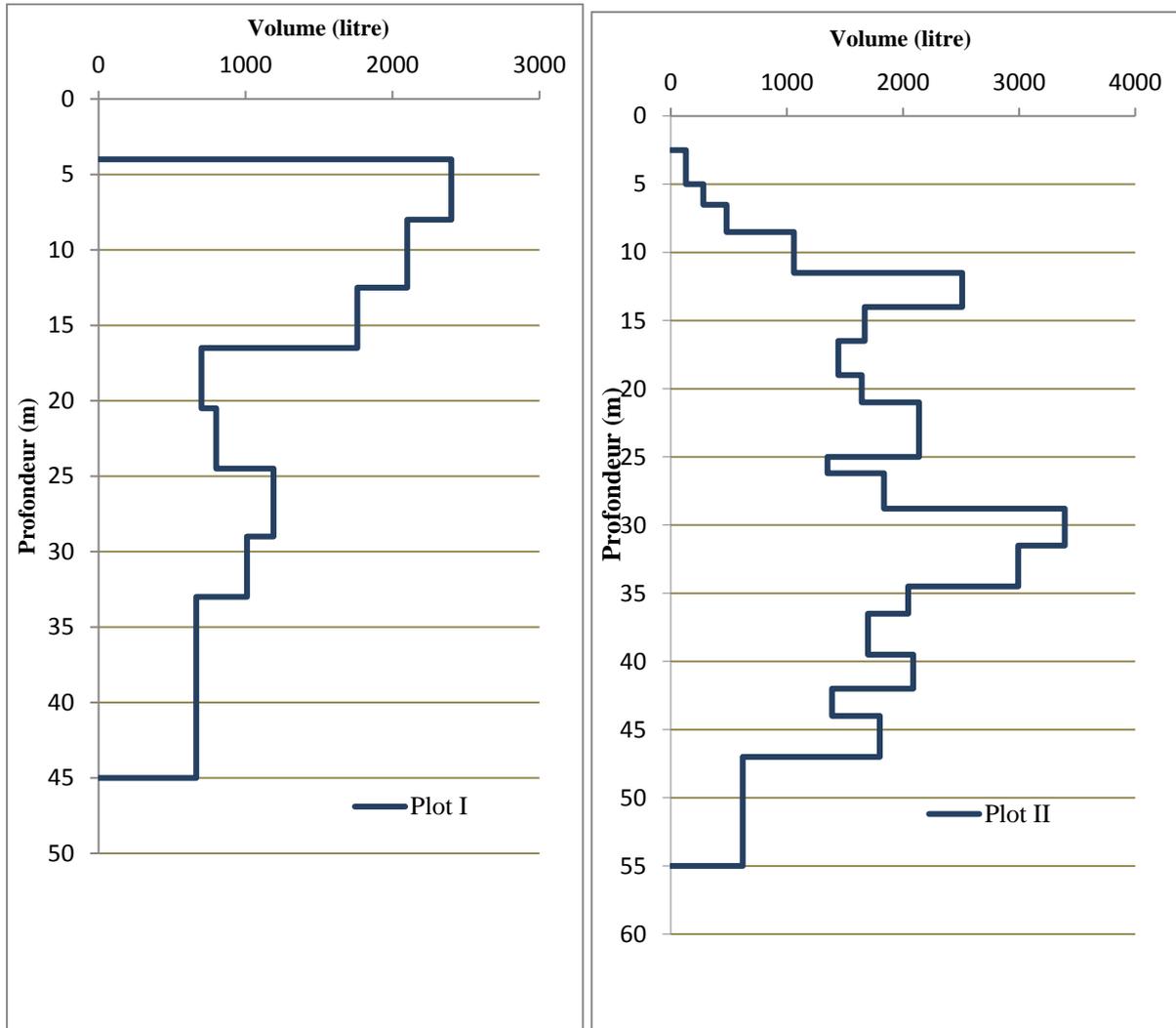


Fig. 4.22 : Cumul des absorptions en fonction de la profondeur, plot d'essai lit d'oued et rive gauche.

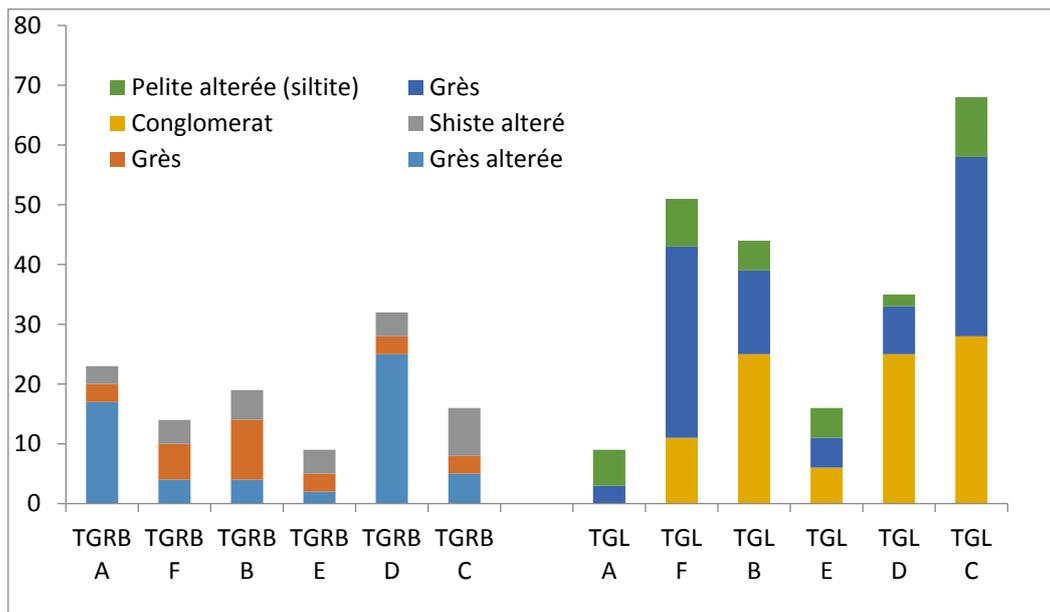
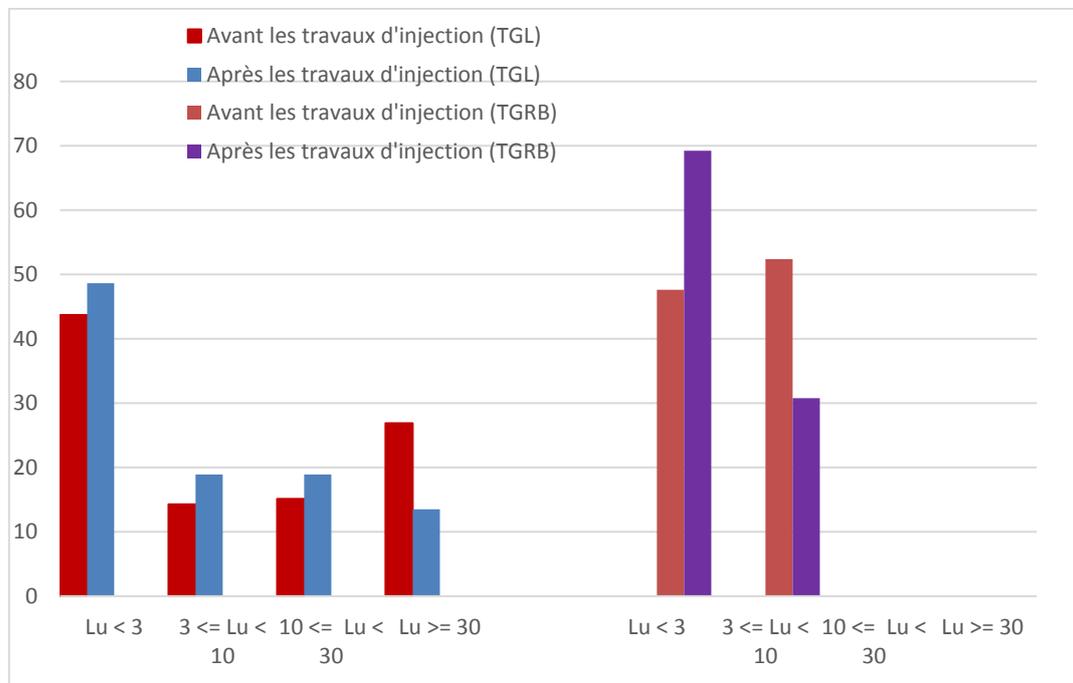


Fig. 4.23 : Absorption moyenne du coulis par forage d'injection et lithofaciès dans le lit d'oued et rive gauche.

#### 4.4.2. Comparaison de la perméabilité avant et après injection de coulis

Des essais de pression d'eau ont été effectués dans les forages de contrôle pour obtenir plus d'informations sur la perméabilité des formations soumises au processus d'injection dans les plots d'essai et inspecter le succès de l'opération ; les résultats correspondants sont présentés dans la figure 4.25.

Le recouvrement du coulis injecté peut être contrôlé à partir de l'orientation verticale des forages de contrôle. Après comparaison des résultats de perméabilité avant et après l'injection (fig.4.25), il a été observé que la perméabilité du TGRB s'est réduite (69% de fréquence était inférieure à 3 Lu plutôt que 47% avant l'injection, et une réduction de fréquence de 21% pour la perméabilité entre 3 et 10 Lu).



**Fig. 4.24 : Distribution des fréquences Lugeon avant et après injection dans le lit d'oued et la rive gauche.**

En rive gauche, la perméabilité d'origine n'a pas été réduite au degré recherché ; il a été constaté que malgré une absorption de coulis assez importante, il n'y avait pratiquement aucune réduction de la perméabilité. Une perméabilité supérieure à 10 Lu présente une fréquence de post-injection de 32% au lieu de 42% avant injection. Un maillage étroit des forages d'injection est nécessaire pour trouver tous les vides, joints et fissures afin d'assurer un recouvrement qui permet de construire des fondations étanches.

## 4.5. Etude de stabilité du barrage et du comportement de la masse rocheuse de fondation

La stabilité d'un barrage en terre et ses fondations dépend de sa géométrie, des matériaux des composants, de la qualité des fondations, de la pression de l'eau et des forces auxquelles il est soumis. Le but de la présente étude est d'étudier comment la charge statique du barrage de Souk Tleta et la charge de la retenue d'eau affectent la stabilité du barrage, la roche de fondation et du rideau d'injection par l'examen de la stabilité et la détermination des déplacements avant et après la construction du rideau d'injection en utilisant le code de calcul PLAXIS version 10. Il est donc proposé d'évaluer les déplacements et le coefficient de sécurité correspondant à quatre conditions essentielles de la durée de vie d'un barrage ; l'étape de fin de construction où de grandes déformations sont attendues dans le barrage et sa fondation ; l'étape de fin de construction où de grandes déformations sont attendues dans le barrage et sa fondation ; la condition du niveau minimum de retenue, où les pressions interstitielles apparaissent dans le barrage, la condition normale de retenue, qui correspond à l'état le plus fréquent, et la condition des plus hautes eaux causée par une crue exceptionnelle. Cette étude permet également de vérifier la conception géométrique du barrage et de faire le bon choix des matériaux de construction du remblai à travers la détermination, au laboratoire et in situ, des différents paramètres géotechniques affectant la stabilité des talus.

Chaque matériau composant un talus est soumis à des contraintes de cisaillement sur les surfaces internes et, sa stabilité est étroitement liée à sa géométrie. L'influence de la variation de la géométrie sur la stabilité du barrage en terre a fait l'objet de nombreuses études ; Yu et al. (2005) ont étudié l'influence de la géométrie du noyau argileux sur l'analyse 3D de la stabilité d'un barrage en terre, Vrabel and Říha (2017) ont évalué le facteur de sécurité pour plusieurs petits barrages de formes géométriques différentes et (Khanna et al. 2019) ont étudié l'influence de la géométrie d'un barrage en terre sur la stabilité des pentes.

### 4.5.1. Géométrie et étude géotechnique

La figure 4.26 montre une coupe schématique transversale du barrage de Souk Tleta et de ses couches de fondation considérées pour cette étude. L'étude a été menée à la plus grande section transversale du barrage, c'est-à-dire la section où le barrage présente une hauteur maximale. Le tableau 4.12 illustre les caractéristiques géométriques du barrage.

Le barrage de Souk Tleta sera construit avec des matériaux disponibles localement. Les matériaux de cinq zones d'emprunt différentes à proximité du site du barrage ont été étudiés à

des fins de reconnaissance pour la sélection de matériaux de construction adéquats. La quantité de matériaux nécessaires à la construction du barrage de Souk Tleta est d'environ 1 173 000m<sup>3</sup> (Afiri et al. 2017). Ces derniers doivent avoir les propriétés physiques adéquates permettant la sécurité du barrage. Des essais de laboratoire et in-situ ont été réalisés afin d'identifier les propriétés physiques et mécaniques des 62 carottes sélectionnées à partir des forages. Au total, 38 forages, d'une longueur de 977 m, ont été réalisés dans les 5 zones d'emprunt. Pour évaluer l'état des fondations du barrage, des essais de laboratoire ont été menés sur 32 échantillons afin de déterminer les propriétés physiques et mécaniques ; 19 forages de 870 m de longueur totale ont été réalisés le long de l'axe du barrage.

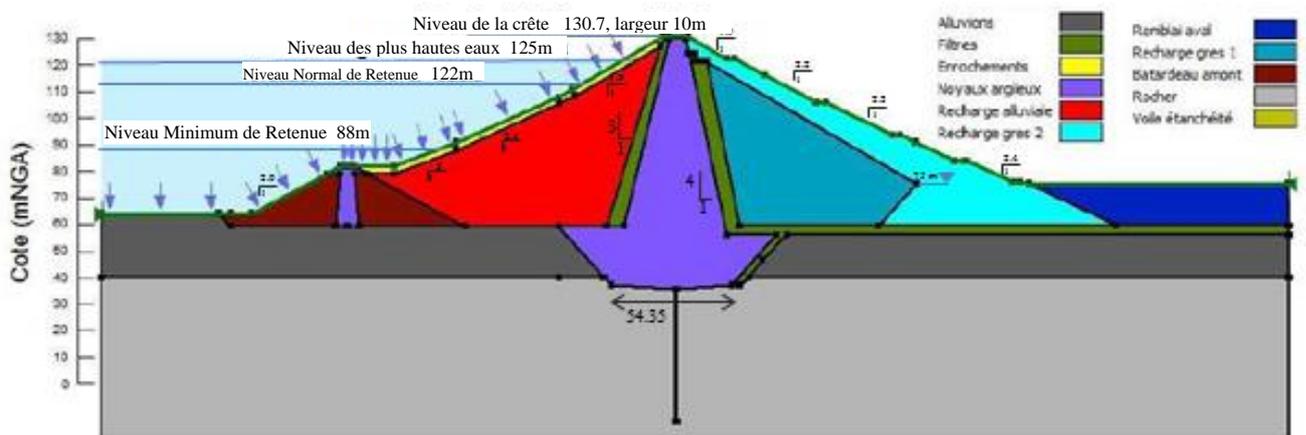


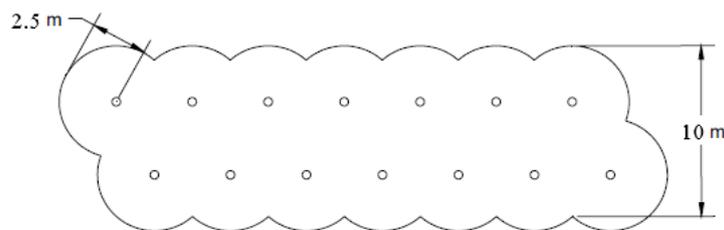
Fig. 4.25 : Géométrie du barrage en terre de Souk Tleta (Afiri et al. 2018).

Tableau 4.12 : Caractéristiques géométriques du barrage de Souk Tleta (ANB, 1992).

Paramètre	Valeur
Hauteur du barrage	95 m
Niveau de crête	137.5m NGA
Longueur de la crête	200 m
Largeur de la crête	10 m
Niveau minimum de retenue (NMR)	88 m NGA
Niveau normal de retenue (NNR)	122m NGA
Niveau des plus hautes eaux (NPHE)	125m NGA
Superficie du bassin versant	465 km <sup>2</sup>
Capacité de stockage	98 M m <sup>3</sup>

Les roches proches de la surface sont souvent altérées et fortement fracturées en raison des causes naturelles ainsi que des activités liées à la préparation et à la construction du barrage. Le rideau d'injection est utilisé pour réduire les infiltrations. Le plot d'injection est conçu dans la fondation du barrage avec un espacement de 5m entre les forages (fig 4.27).

La profondeur verticale du rideau est généralement prise comme un tiers de la hauteur du barrage et parfois, dans les roches très perméables, elle est acceptée comme les deux tiers de la hauteur du barrage (Duncan, 1999, Fell et al., 2005 ; et Weaver et Bruce, 2007). Pour l'analyse de la stabilité du barrage de Souk Tleta avec étanchéisation du massif rocheux ; la profondeur du rideau d'injection est prise comme étant deux tiers de la hauteur du barrage, soit 48m. Le rideau de coulis est situé directement sous le barrage et est représenté par un rectangle de 48 x 10 m.



**Fig. 4.26 : Espacement entre forages d'injection dans la masse rocheuse de fondation du barrage de Souk Tleta.**

Les paramètres de calcul  $C$  et  $\phi$  du modèle de Mohr–Coulomb et le module d'élasticité  $E$  pour les matériaux des différentes couches du barrage sont déterminés par l'essai de compression triaxial. La perméabilité  $k$  des matériaux fins du barrage ont été menés au laboratoire au perméamètre à charge variable. La campagne de reconnaissance a été menée pour caractériser les matériaux et déterminer les paramètres adéquats qui vont assurer la stabilité des pentes. Les propriétés des matériaux utilisés pour l'évaluation de la stabilité des pentes sont résumées dans le tableau 4.13.

**Tableau 4.13 : Paramètres utilisés pour l'analyse de stabilité du barrage de Souk Tleta (ANB, 1992A).**

Type du matériau	Poids volumique $\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique saturé $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Angle de frottement $\phi$ (°)	Cohesion $C$ (kPa)	Coefficient de Poisson $\nu$	Module de Young $E$ (MPa)	Permeabilité $k$ (m/day)
Filtre	19	21	34	0	0.25	100	8.64
Noyau argileux	18	19	18	10	0.3	25	0.864x10 <sup>-3</sup>
Grès côté aval 1	19.5	20	30	0	0.23	90	0.0864
Grès côté aval 2	21	21.5	34	0	0.23	90	0.0864
Remblais côté amont	16	19	10	0	0.3	90	0.0864
Rip Rap	21	22	30	0	0.3	55	0.0864
Alluvion	20	21.5	32	0	0.23	35	0.864
Massif rocheux	21.3	21.8	28	20	0.3	150	8.6 x 10 <sup>-3</sup>
Rideau d'injection	23	27	40	45	0.3	400	1.1 x 10 <sup>-3</sup>

#### 4.5.2. Analyse de la stabilité par élément Finis

L'analyse numérique peut aider à identifier la solution nécessaire pour assurer la fonctionnalité et la sécurité d'un barrage en terre, et à étudier différents aspects de la durée de vie d'un barrage. L'analyse numérique peut faire partie de la procédure de conception pour aider à identifier les scénarios possibles du comportement de la masse rocheuse en réponse à la construction et à l'exploitation future du barrage et peut être mise en œuvre comme un instrument, qui permettrait d'identifier les causes de dysfonctionnement du barrage en terme de roche de fondation. L'analyse numérique peut être utilisée comme un outil pour prédire l'efficacité des mesures correctives ou de la reconstruction du barrage.

La variation des charges statiques à différents stades de la vie d'un barrage en remblai peut induire une déformation de la roche de fondation. Cette déformation peut entraîner un déplacement du matériau du barrage en remblai et du rideau d'injection. L'augmentation du débit d'eau à travers le rideau d'injection est un effet plausible qui peut modifier la répartition de la pression dans la roche de fondation et entraîner une perte d'eau plus élevée. Une augmentation du débit d'eau et une modification de la redistribution de la pression peuvent avoir des effets négatifs sur la stabilité du barrage et, par conséquent, augmenter le risque de sa rupture.

La méthode des éléments finis est une méthode largement répandue pour l'analyse de stabilité des pentes. Pour refléter le comportement du barrage de Souk Tleta et bien que le problème soit de nature 3D, le problème est analysé en deux dimensions (2D) avec le logiciel par élément finis Plaxis 2D utilisant le modèle de Mohr – Coulomb élastique parfaitement plastique pour toutes les couches de matériaux de la digue et de la fondation.

La modélisation de la stabilité du barrage de Souk Tleta et du comportement de sa masse rocheuse de fondation a nécessité plusieurs étapes :

- Définition de la géométrie du barrage et de sa fondation sous le logiciel d'éléments finis
  1. Sans le rideau d'injection
  2. Avec le rideau d'injection
- Définition des matériaux du modèle (paramètres) et des lois de comportement ;
- Définition des conditions aux limites, du maillage adopté et du type des éléments finis ;
- Le calcul du modèle d'éléments finis.

L'étape de construction a un effet significatif sur la distribution de contraintes et les déformations ; par conséquent, l'analyse est effectuée à différentes étapes pour refléter les conditions de construction.

Dans la méthode des éléments finis, un continuum est divisé en un certain nombre d'éléments ; chaque élément se compose d'un certain nombre de nœuds. La digue a été modélisée dans le module Input de Plaxis ; des éléments, dans un modèle de déformation plane, à 15 nœuds ont été choisis. Le maillage par éléments finis généré dans la simulation (fig. 4.28) est un maillage très fin pour obtenir le facteur de sécurité ( $F_s$ ) le plus réduit possible, et se compose de (12983) éléments triangulaires à 15 nœuds. En ce qui concerne les conditions aux limites mécaniques, la base de la fondation est bloquée dans les deux directions alors que les frontières verticales sont bloquées dans le sens horizontal seulement pour permettre les tassements. Enfin, le facteur de sécurité a été calculé pour des cas de chargement, sur la base de la procédure de « c- $\phi$  réduction ». Les conditions de chargement du barrage ont été examinées, comme suit :

#### **a. Fin de construction**

Pendant la construction du barrage, les matériaux changent constamment de propriétés, suite au compactage, mais également comme conséquence du changement de l'état de contraintes dû à l'augmentation couche par couche du remblai. Ainsi la résistance au cisaillement, la déformabilité et la perméabilité se développent en chaque point au cours de la construction pour

arriver à un premier cas particulier pour l'analyse de la stabilité, celui de la fin de la construction, avant la mise en eau.

### b. Conditions normales d'exploitation

Dans les conditions normales d'exploitation (la retenue est pleine), l'écoulement se produit à travers le corps du barrage, défavorable à la stabilité du talus aval, car une surface de suintement peut apparaître sur ce talus et que la poussée d'écoulement qui s'exerce sur les grains solides peut le déstabiliser. Pour cela on prévoit un drain sous le talus aval. Compte tenu des enjeux en cas de rupture, la stabilité doit être assurée. L'analyse de stabilité par éléments finis avec Plaxis 2D et d'écoulement à l'état d'équilibre a été réalisée pour le barrage en remblai de Souk Tleta pour les niveaux d'eau bas et élevés de la retenue. La mise en eau est réalisée progressivement sur plusieurs phases jusqu'au :

- Niveau d'eau minimum, correspondant à (88 m NGA).
- Niveau normal de retenue (122 m NGA).
- Niveau des plus hautes eaux (niveau de crue : 125 m NGA).

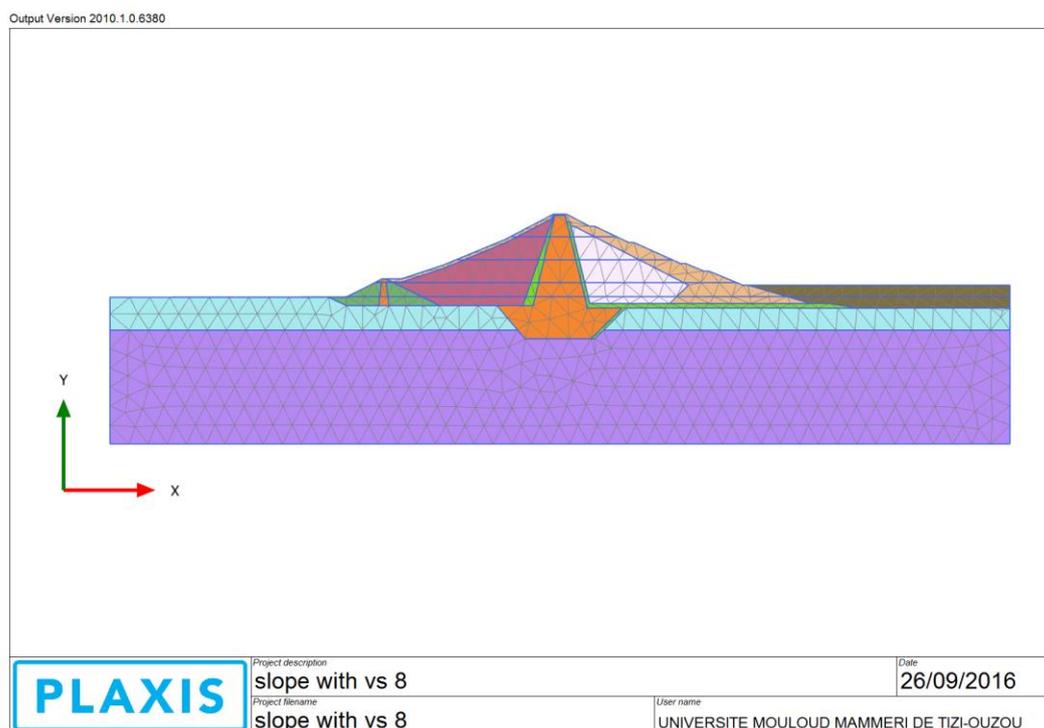


Fig. 4.27 : Maillage par éléments finis (Afiri et al. 2018).

### 4.5.3. Résultats de l'analyse de stabilité

Le facteur de sécurité a été évalué pour la plus haute section transversale du barrage et calculé en utilisant la procédure de «*c* -  $\phi$  réduction». Pour chaque cas de charge, une analyse de la

stabilité est calculée selon la méthode de réduction de la résistance au cisaillement en utilisant la méthode des éléments finis.

Le programme Plaxis 2D 2010 (Brinkgreve RBJ et al, 2010) calcule le facteur de sécurité comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol à la résistance au cisaillement s'exerçant réellement sur la surface en additionnant le multiplicateur incrémental ( $M_{sf}$ ) (équation 2.21). Les valeurs minimales acceptables du facteur de sécurité sont d'environ 1,3 pour la fin de la construction, et 1,5 pour les conditions normales de chargement à long terme (USACE, 2003). Les valeurs du facteur de sécurité énumérées dans le manuel d'ingénieur de stabilité des pentes de l'US Army Corp EM 1110-2-1902 (USACE, 2003) fournissent des indications mais ne sont pas prescrites pour les talus autres que les talus des nouveaux barrages en remblai.

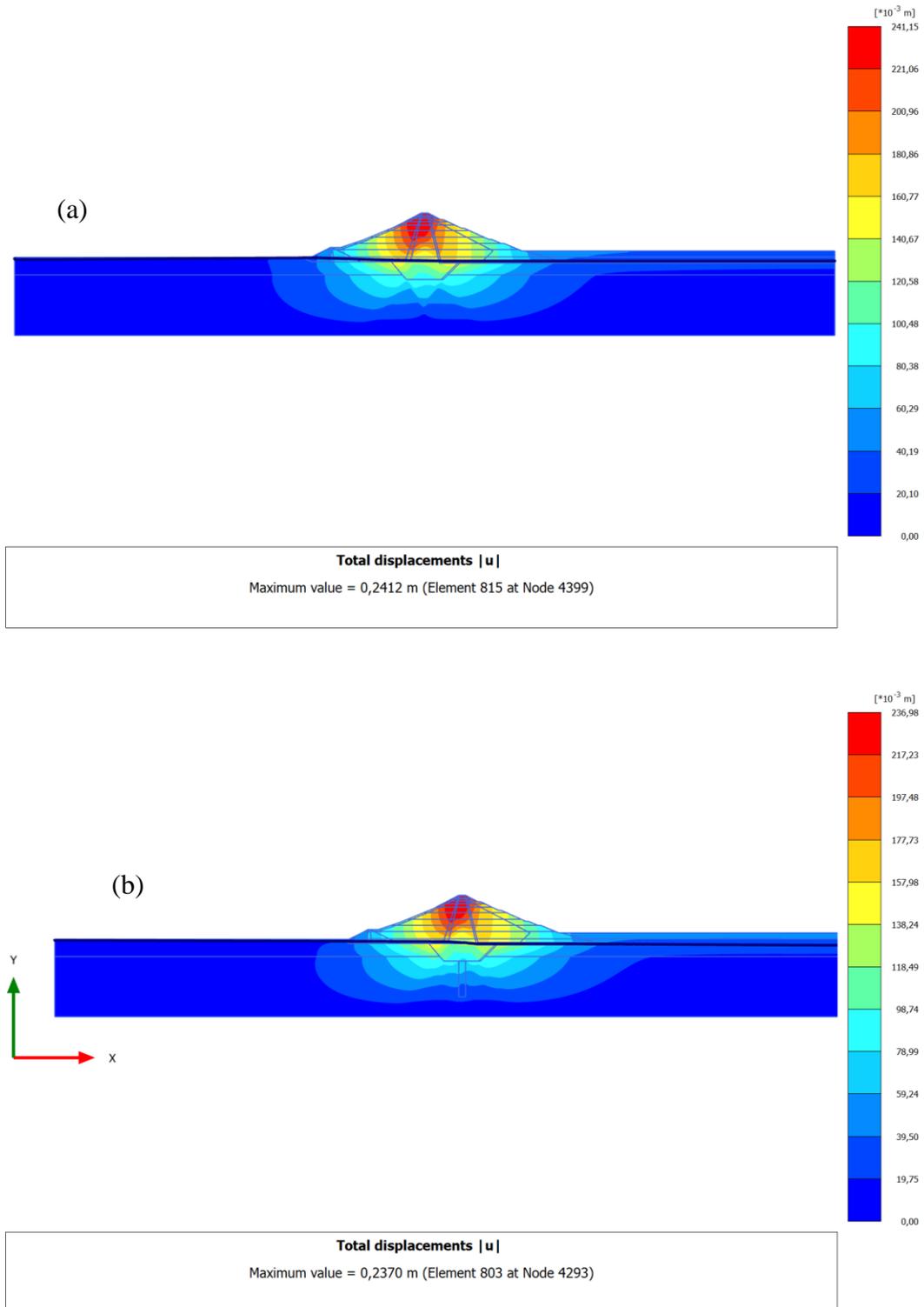
#### **a. Condition de fin de construction**

La condition de fin construction est une étape critique pour les pentes amont et aval. L'analyse de la stabilité pour cette condition sert à optimiser le volume du corps du barrage et vérifier que le barrage peut être construit jusqu'à sa hauteur finale sans rupture. Il n'y a pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne se sont pas encore dissipées. La résistance est fonction de la contrainte effective  $\sigma'$  et elle devient de plus en plus faible avec l'augmentation de la pression interstitielle  $u$  ( $\sigma' = \sigma - u$ ). Les déformations d'un barrage en remblai commencent à se produire pendant la construction du barrage. Ces déformations sont provoquées par l'augmentation des contraintes effectives lors de la construction par des couches successives des matériaux de la digue. Le barrage est divisé en couches d'excavation et de construction donnant une hauteur totale du barrage de 95 m. Le réservoir est excavé en plusieurs étapes pour éviter le soulèvement causé par la nappe phréatique. Dans ce cas, il peut se produire un glissement du talus à cause de la diminution de la résistance au cisaillement. Il est recommandé d'analyser le talus en aval. D'après les résultats de l'analyse, le barrage est stable avant la mise en eau (fin construction) dans le deux talus amont et aval, avec un coefficient de sécurité de 1.62 pour chacun des deux cas d'analyse sans et avec le rideau d'injection

Le calcul des déplacements est très important lors de l'étude de stabilité des pentes. Pour ce cas d'étude, le déplacement total maximal est estimé et localisé dans le barrage et ses fondations, les résultats sont illustrés dans la figure 4.29a et 4.29b. Le corps du barrage subit respectivement un déplacement maximum de 24 cm et 23.7 cm dans les cas sans et avec le rideau d'injection,

qui est dû à la charge permanente du barrage et au tassement des différentes zones et fondation de la structure. Le calcul des déplacements lors de cette étape est nécessaire car les charges imposées sont très importantes et peuvent conduire à une instabilité voire à une rupture de pente.

Comme le barrage repose sur des sédiments alluviaux et un rocher altéré, les tassements de la crête sont augmentés par la compression des matériaux de fondation produits par le poids du barrage. On considère habituellement que seule la charge permanente du barrage agit pendant la période de construction jusqu'à la fin de sa construction. La séquence de construction du barrage en remblai, en plaçant des couches de matériau compactées, provoque des tassements de la digue et de ses fondations.



**Fig. 4.29 : Déplacements dans le barrage à la fin de construction,**  
**(a) Sans écran d'injection, FS = 1.62**  
**(b) Avec écran d'injection, FS = 1.63**

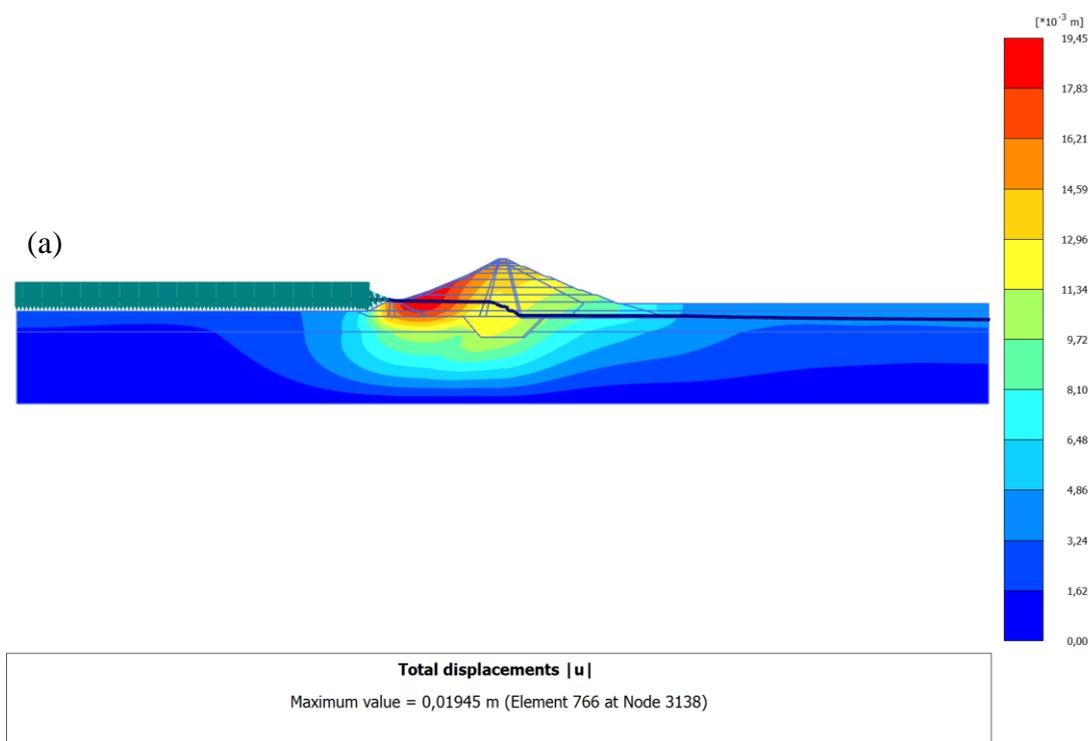
### b. Niveau minimum de retenue (88 m NGA)

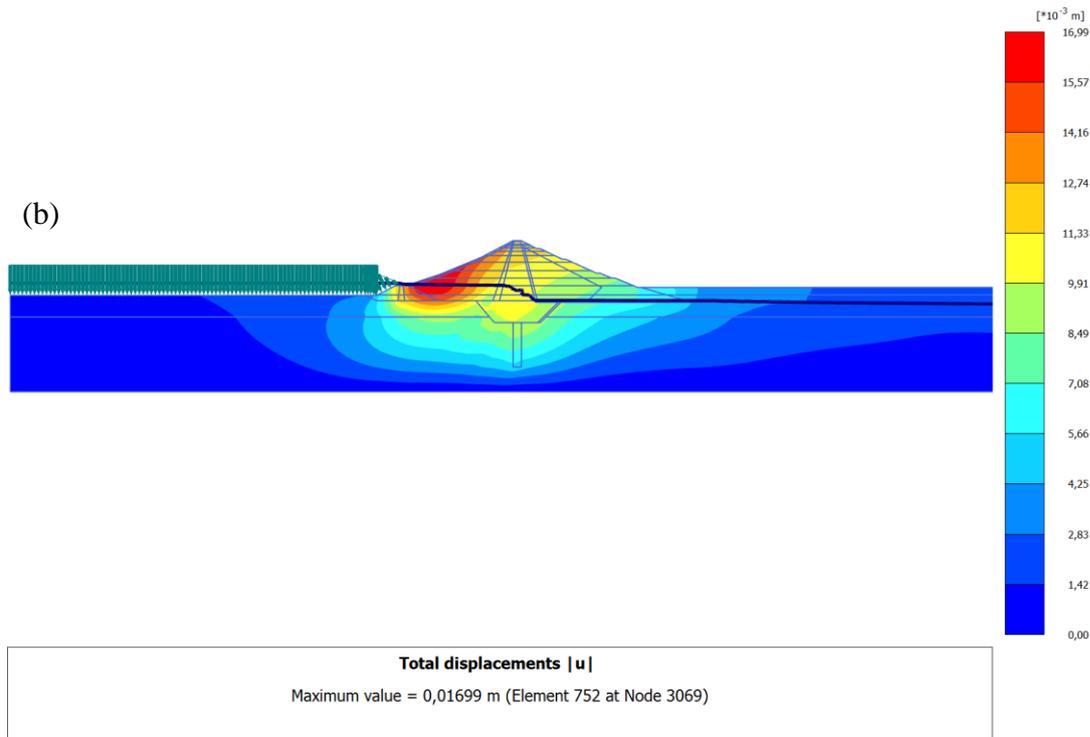
Le premier remplissage de la retenue succède immédiatement à la construction du barrage. Le niveau d'eau est augmenté progressivement jusqu'au niveau de 88 m NGA en trois étapes pour éviter une charge dynamique sur la surface alluvionnaire.

Avant l'analyse de la mise en eau du barrage, tous les déplacements obtenus du modèle précédent ont été mis à zéro pour exclure les déformations liées à la construction et obtenir un déplacement précis créé par le premier remplissage jusqu'au niveau minimum de retenue.

Suivant la construction du barrage en remblai de Souk Tleta, des déformations se produisent pendant la première mise en eau du réservoir. L'étude de l'état du niveau d'eau minimum se justifie par le fait que lors de la première mise en eau, le barrage subit de petites déformations (1.9 cm) dans le cas sans injection et (1.7 cm) dans le cas de construction d'un écran d'injection. Les déformations se produisent au pied amont du barrage au niveau de 88 m et correspondent à un établissement d'un nouvel état d'équilibre du barrage entraîné à la fois par l'eau et les pressions interstitielles en amont.

Lorsque l'eau dans le réservoir est à son niveau le plus bas, les déplacements totaux dans le barrage sont illustrés dans la figure 4.30 ; et l'analyse numérique du barrage pour ce niveau d'eau donne un coefficient de sécurité égal à 1.62 et 1.64 respectivement, pour le cas d'analyse sans et avec la construction du rideau d'injection.





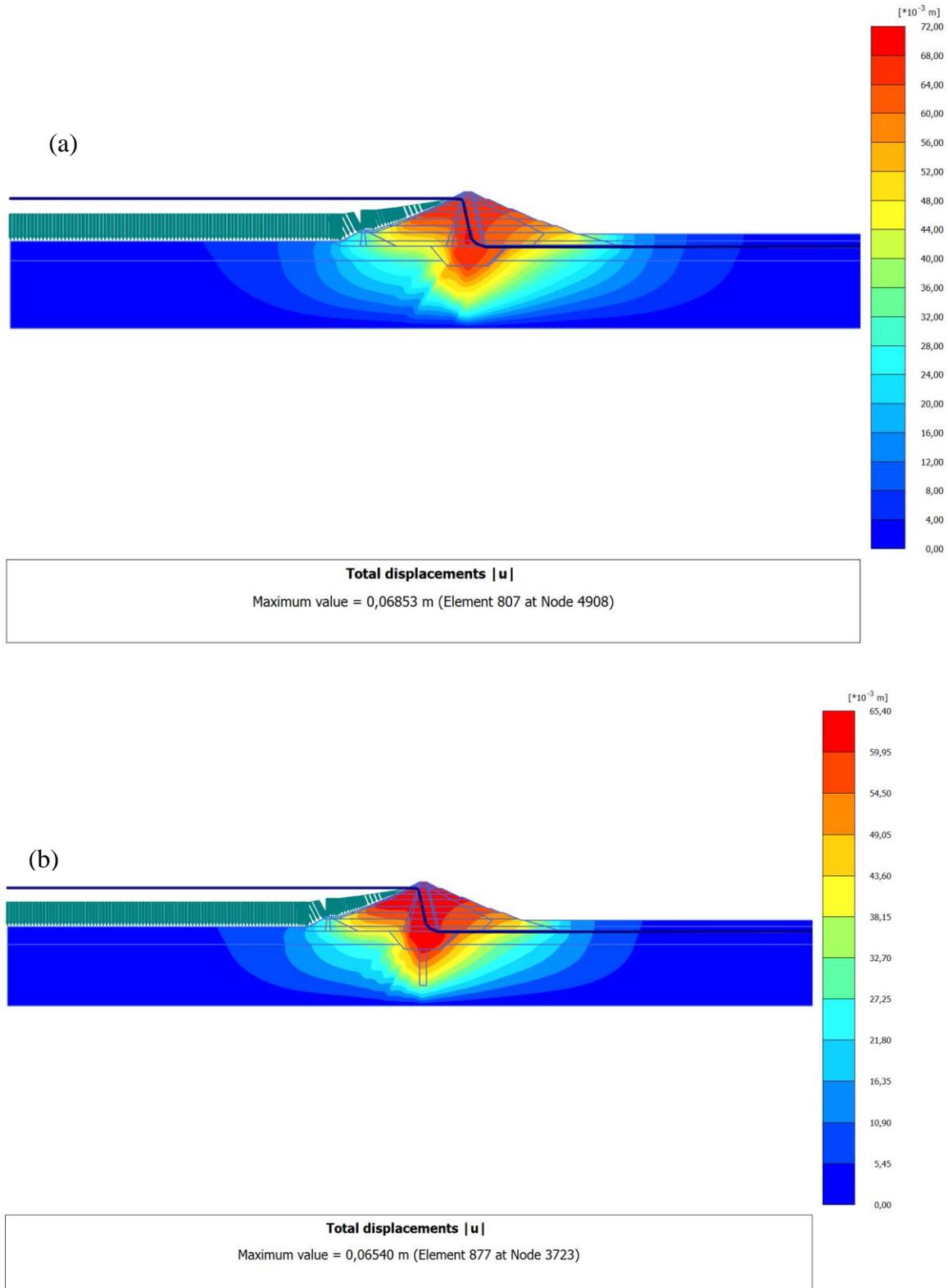
**Fig. 4.28: Déplacements totaux dans le barrage au niveau d'eau minimum en régime permanent**  
**(a) Sans écran d'injection, FS = 1.62**  
**(b) Avec écran d'injection, FS = 1.64**

### c. Niveau normal de retenue (122 m NGA)

Tout au long de la durée de vie d'un barrage, le niveau d'eau normal est le niveau fréquemment atteint et des déformations peuvent se produire dans le remblai et sa fondation en particulier lorsque le niveau subit des fluctuations au fil des saisons en alternant des périodes humides et sèches.

La modélisation du remplissage de la retenue est divisée en sous-étapes pour permettre de simuler une augmentation progressive du niveau d'eau et l'écoulement commence à se développer dans les matériaux non saturés.

Avant l'analyse de la mise en eau du barrage jusqu'au niveau normal de retenue, tous les déplacements obtenus dans l'étape précédente ont été mis à zéro pour exclure les déformations liées à la construction et au remplissage du niveau minimal de retenue, et obtenir un déplacement précis créé par le remplissage jusqu'au niveau normal de retenue. Lorsque le remplissage du réservoir atteint le niveau normal de retenue de 122 m NGA, la ligne d'écoulement est au même niveau, ce qui est considéré comme une condition critique.



**Fig. 4.29 : Déplacements totaux dans le barrage au niveau normal de retenue en régime permanent**  
**(a) Sans écran d'injection, FS = 1.54**  
**(b) Avec écran d'injection, FS = 1.55**

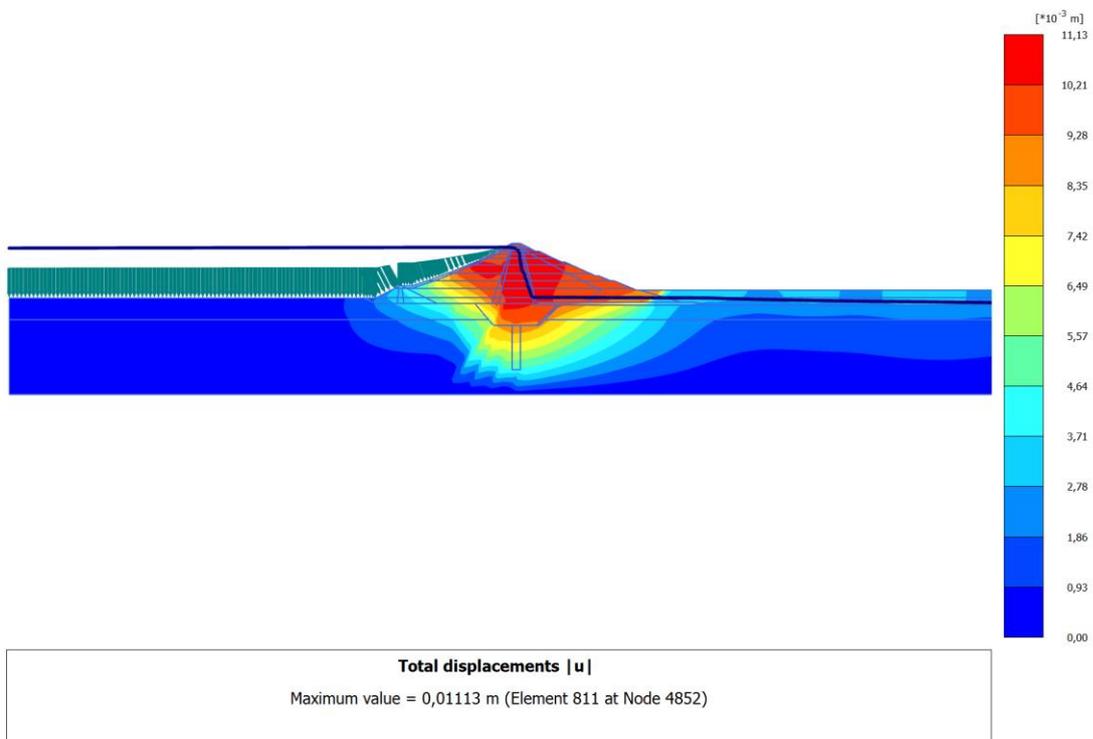
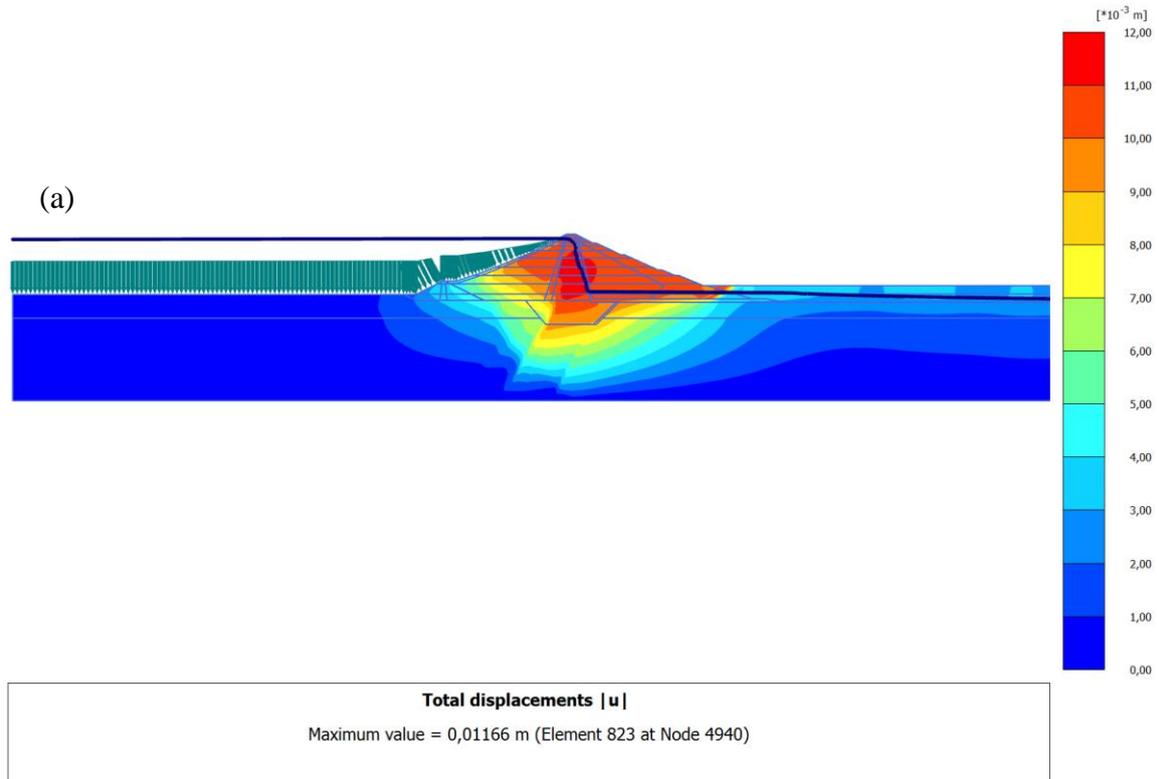
L'élévation du niveau d'eau dans le réservoir et les infiltrations à travers le corps du barrage augmentent à la fois la pression interstitielle et le poids du barrage. Les déplacements augmentent du bas vers la crête, les déplacements totaux obtenus à la fois en amont et en aval sont respectivement de 6.8 cm et 6.5 cm pour le cas d'analyse sans étanchéisation et avec construction du rideau d'injection (fig. 4.31), et les facteurs de sécurité obtenus pour cette condition sont respectivement de 1,54 et 1.55.

#### **d. Niveau des plus hautes eaux (125 m NGA)**

Le niveau d'eau le plus élevé peut être causé par de fortes pluies et l'action des vagues. Le barrage de Souk Tleta doit être conçu pour résister à des crues exceptionnelles qui provoqueraient la montée du niveau d'eau dans le réservoir. Cette condition est considérée comme critique de la vie d'un barrage, bien que pour les barrages algériens ce niveau d'eau soit rarement atteint. Pour évaluer la résistance des matériaux à l'écoulement de l'eau en régime permanent dans le barrage de Souk Tleta remplie au niveau des plus hautes eaux, les déplacements totaux obtenus sont illustrés sur la figure 4.32.

Pour le comportement du barrage après la mise en eau, on observe des déplacements dus à la pression de l'eau dans le corps du barrage, sa fondation et le rideau d'injection.

Les facteurs de sécurité pour toutes les conditions d'analyse examinées sont résumés dans le tableau 4.14. Les résultats montrent que le facteur de sécurité du barrage diminue avec l'augmentation du niveau d'eau dans le réservoir et ne varie quasiment pas dans le cas après la construction du rideau d'injection. Les valeurs du facteur de sécurité sous conditions statiques sont supérieures à 1,5, ce qui signifie que le barrage et ses fondations sont stables.



**Fig. 4.30 : Déplacements totaux dans le barrage au niveau des plus hautes eaux en régime permanent**

**(a) Sans écran d'injection, FS = 1.62**

**(b) Avec écran d'injection, FS = 1.62**

**Tableau 4.14 : Récapitulatif des facteurs de sécurité obtenus.**

Conditions de chargement	Facteur de sécurité	
	Avant la construction du rideau d'injection	Après la construction du rideau d'injection
Condition de fin de construction	1.62	1.63
Niveau minimum de retenue (NMR)	1.62	1.64
Niveau normal de retenue (NNR)	1.54	1.55
Niveau des plus hautes eaux (NPHE)	1.62	1.62

#### 4.5.4. Discussion des résultats

Le but de la présente étude était d'examiner numériquement la stabilité du barrage en terre de Souk Tleta via la méthode de réduction de la résistance au cisaillement avec l'utilisation du logiciel PLAXIS 2D et d'évaluer le comportement de sa masse rocheuse de fondation. La stabilité pour chaque cas de charge a été exprimée par un facteur de sécurité.

L'analyse statique du barrage de Souk Tleta en utilisant le principe de réduction de la résistance, les déplacements et le coefficient de sécurité correspondant sont obtenus pour les conditions de fin de construction et de remplissage du réservoir. L'étude a été réalisée sur le profil le plus élevé du barrage en remblai zoné. Le corps du barrage et ses paramètres de fondation utilisés pour l'analyse ont été déterminés en fonction de la stabilité de la pente.

Le calcul des déplacements totaux est très important lors de l'étude de la plupart des problèmes géotechniques. Les résultats de l'analyse ont indiqué que les déplacements survenus dans le corps du barrage et dans la fondation alluviale sont plus importants à la fin de la construction. Ces déplacements sont principalement causés par la charge des matériaux qui peut être compensée par l'ajout de plus de matériaux. La stabilité du corps du barrage à la fin de la construction est étroitement liée aux paramètres de résistance des matériaux de recharge, obtenus à partir de l'étude géotechnique. Il est particulièrement recommandé que les matériaux de construction soient sélectionnés avec beaucoup de soin et que les essais de laboratoire soient effectués conformément aux normes ; ce qui permet de composer le barrage de zones homogènes. Il faut également mentionner que le compactage maximal des couches de matériau

confère une résistance maximale au barrage et une perméabilité minimale aux éléments d'étanchéité.

A la première mise en eau, des déplacements plus faibles se sont produits dans le corps du barrage et ses fondations. Le processus de remplissage induit également des tassements, dans la mesure où l'eau provoque des mouvements de particules individuelles et un compactage supplémentaire des matériaux du barrage.

Dans le deuxième cas étudié, avec étanchéisation de la masse rocheuse de fondation par la construction d'un rideau d'injection d'une forme rectangulaire avec des paramètres géotechnique meilleurs et une perméabilité très réduites ; des déplacements significatifs dans le rideau d'injection sont enregistrés ainsi que pour le reste du massif rocheux de la fondation. Cependant, l'ampleur des déplacements est un peu plus faible. Cela implique que les paramètres d'étude n'a pas d'effet significatif sur l'intégrité du rideau d'injection aux premières étapes de la durée de vie du barrage. Cependant, cette différence entre les deux cas peut devenir importante le long de l'exploitation du barrage.

Les résultats révèlent que les paramètres ( $C$ ,  $\phi$ ,  $E$ ) élevés et une perméabilité ( $k$ ) faible du rideau d'injection présentent peu ou pas d'intérêt en termes de déplacements de masse rocheuse. Cependant, cela ne signifie pas que ces paramètres sont sans importance, mais plutôt que les valeurs choisies de ces paramètres ont peu d'importance sur la stabilité de la masse rocheuse dans cette étude.

Enfin, il convient de mentionner que le comportement du barrage de Souk Tleta à sa plus grande section transversale était raisonnable en termes de déplacements aux différentes conditions. Sa stabilité est contrôlée par la résistance au cisaillement des matériaux du barrage et de la fondation.

Le facteur de sécurité présente la clé principale pour l'analyse de la stabilité des pentes. Les facteurs de sécurité obtenus à l'aide du logiciel PLAXIS sont supérieurs à 1,5 pour toutes les conditions étudiées et pour les deux cas de la masse rocheuse, ce qui signifie que le barrage est stable dans les conditions statiques. On peut conclure que les propriétés du sol choisies pour la construction du barrage sont adéquates et fournissent un facteur de sécurité relativement élevé, ce qui signifie moins de risque de défaillance. Les critères de stabilité ont été bien satisfaits pour la forme géométrique conçue du corps du barrage. Les résultats numériques montrent que la méthode ( $C$ - $\phi$ ) réduction utilisée pour le modèle des éléments finis 2D est très efficace pour

capturer la rupture progressive induite par la charge des matériaux et des fluctuations du niveau d'eau.

Au vu de la qualité et de la perméabilité du site du barrage, des résultats obtenus lors de l'étude des problèmes liés à la stabilité des pentes dans le barrage en terre, aux légers déplacements apparus dans les fondations rocheuses du barrage, il est recommandé d'étudier la faisabilité d'un moyen de traitement des fondations et d'évaluer numériquement le comportement de la masse rocheuse en représentant l'altération réelle des massifs rocheux (c'est-à-dire ouverture des joints, allongement, orientation, ...); et effectuer aussi des inspections sur le corps du barrage tout au long de sa durée de vie, pour évaluer l'exactitude et la fiabilité des approches de calcul.

#### 4.6. Conclusion

Déterminer la faisabilité des travaux d'injection des fondations d'un barrage et définir les mesures à prendre pour le contrôle d'infiltration dépendent d'un certain nombre de conditions dans lesquelles des études géologiques détaillées doivent être effectuées pour apprécier le caractère de la fondation. Complétée par une campagne de sondages carottés, l'étude géologique a fourni des informations utiles sur la lithologie de la masse rocheuse. La géologie de la fondation du barrage de Souk Tleta est constituée principalement de grès Burdigaliens interstratifiés de conglomérats, recouverts par un épais dépôt d'alluvions d'une épaisseur d'environ 20 m dans le lit de la rivière. La variation lithologique de la fondation rocheuse a provoqué un comportement différent dans sa qualité et sa perméabilité.

Afin d'améliorer les massifs rocheux de fondation du barrage en diminuant la perméabilité et en augmentant la qualité de la masse rocheuse, une bonne connaissance des propriétés géologiques, y compris la perméabilité des roches, le RQD et leur variation en fonction de la profondeur est nécessaire. La qualité et la perméabilité de la masse rocheuse ont été évaluées sur la base des valeurs RQD et les résultats Lugeon. Les résultats montrent que la qualité de la masse rocheuse varie de 0 à 100%. La comparaison des valeurs a montré que la qualité des grès dans la rive droite est de meilleure qualité que celle du lit d'oued et de la rive gauche. L'étude de perméabilité à partir des résultats des Lugeon indique que la rive gauche est plus perméable que la rive droite et du lit d'oued du barrage.

Le SPI permet d'estimer la qualité, la perméabilité de la roche et aide à déterminer la faisabilité des injections des roches sédimentaires de fondation. Bien que le paramètre SPI repose sur les essais Lugeon, la cartographie des fondations fournit une illustration de la classification de la

qualité de la roche et du traitement requis. Selon les résultats dans la rive gauche, sauf dans certains cas, une bonne corrélation entre SPI, Lu et RQD est enregistrée. Le SPI, Lu et RQD sont trois paramètres clés pour prédire l'injection de la fondation sédimentaire du barrage de Souk Tleta.

Grâce aux essais d'injection, des informations sur le mélange du coulis, la pression à adapter, le temps de l'opération, l'absorption de coulis et la variation d'absorption de roche en fonction de la profondeur sont obtenues. Les forages de contrôle permettent de connaître l'injectabilité des fractures par le coulis et la longueur de pénétration en vérifiant comment la perméabilité est réduite en fonction de la profondeur, et ils fournissent également une évaluation précise du rayon d'influence des injections.

La rive gauche du site du barrage de Souk Tleta montre généralement plus d'injectabilité que le lit d'oued. En général, cette condition pourrait être anticipée sur la base des valeurs Lugeon réalisées dans les forages d'essai d'injection.

Afin d'assurer la stabilité des forages d'injection, un rideau d'injection sera installé dans le sens vertical ; en d'autres termes, la direction des forages d'injection doit être verticale. À l'exception de la proposition de réduire le maillage des forages d'injection et puisque le panneau d'essai d'injection du lit d'oued a donné de bons résultats d'étanchéité, les mêmes paramètres seront adaptés pour la rive droite.

En plus de l'altération des grès, la présence de fractures, une faible cimentation des conglomérats et également la direction des plans de stratification qui sont parallèles à la direction d'écoulement ; les résultats montrent que la plus grande quantité d'infiltrations d'eau se produit dans la rive gauche en termes de perméabilité et d'injectabilité. Il est donc proposé de réduire le maillage des forages et d'ajuster la pression d'injection de coulis au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

L'injection d'un coulis implique l'utilisation d'un mélange d'eau et de ciment pour combler les vides dans les masses rocheuses. Le rapport eau / ciment (E/C) est l'une des principales caractéristiques utilisées pour évaluer les matériaux à base de ciment. Les exigences à long terme concernent principalement la durabilité à long terme du coulis. Pour répondre aux exigences de durabilité dans les roches fracturées injectées, une attention particulière est nécessaire dans la conception de la finesse de mouture du ciment et du coulis (la séparation de l'eau pendant le durcissement et la solubilité du coulis dans le milieu environnant doivent être

respectées). Une corrélation entre E/C et d'autres propriétés peut être appliquée (y compris les adjuvants), et montre une tendance générale d'influence du rapport E/C sur la durabilité. Pour qu'un joint soit injectable, le mélange doit satisfaire les conditions de pénétrabilité qui dépendent de la taille des grains de ciment. Le coulis utilisé est à base de ciment Portland avec un Blaine de plus de 3000 cm<sup>2</sup> / g. Un super plastifiant est ajouté au mélange épais de ciment et d'eau pour augmenter la fluidité du coulis (donc réduire la viscosité et la cohésion).

## *Conclusion générale*

En raison de la complexité d'une masse rocheuse, la perméabilité et l'injection de la masse rocheuse ne peuvent pas être évaluées en appliquant uniquement des essais d'eau en pression. L'objectif principal de la présente étude est de faire face à cette lacune en utilisant les méthodes RQD, les essais Lugeon, SPI, l'étude de stabilité par éléments finis et des essais d'injection.

Cette thèse a conduit aux conclusions suivantes :

1. Le barrage en terre de type zoné de Souk Tleta, d'une hauteur de 95 m, sera construit sur une formation de sédiments Burdigaliens appartenant à l'ancien golfe miocène de la basse Kabylie, qui est la terminaison orientale du grand bassin sédimentaire de Mitidja. La fondation de ce barrage consiste principalement de grès altéré, interstratifié avec des conglomérats finement cimentés recouverts par un dépôt quaternaire dont l'épaisseur est d'environ 21m dans le lit d'Oued. Le problème principal de ces grès est que l'orientation de leur sédimentation est parallèle à la direction de l'écoulement d'eau ; créant des chemins d'écoulement potentiels qui pourraient menacer la stabilité du barrage.
2. Les résultats indiquent que 47% des perméabilités totales mesurées sont inférieure à 3Lu et 53% sont supérieur à 3 Lu dont 25% sont concentrées dans l'intervalle 3-10 Lu, cependant 13% des résultats sont situés entre 10 et 30 Lu et 15% ont plus de 30 Lu correspondant à une perméabilité élevée. Les valeurs de Lugeon inférieures à 3 dans la rive gauche sont 20% inférieures à celles du lit d'oued et 14% inférieure à celles de la rive droite.
3. La qualité de la masse rocheuse de fondation basée sur RQD varie de 0 à 100% et est classée de qualité moyenne à mauvaise. La classification des mesures RQD dans les forages étudiés indique que 48% des résultats sont inférieurs à 50%. En général, les valeurs RQD dans la rive droite sont remarquablement plus élevées que celles du lit d'Oued et de la rive gauche.

Dans la rive droite, la fréquence des résultats RQD > 50% est de 32% supérieure à celle de la rive gauche et 35% supérieure à celle du lit d'oued.

En plus de la direction défavorable des feuillets des grès, des sections de roche dont les valeurs Lugeon sont élevées et RQD faibles causées par l'altération des formations gréseuses et au contact avec d'autres formations, sont observée lors de l'examen des carottes de forage ; et a atteint une profondeur importante ; (70m) dans la rive gauche, tandis que 40m dans le lit d'Oued, et 10m dans la rive droite.

4. La perméabilité de la masse rocheuse de la rive gauche a été également analysée à l'aide de SPI puisqu'il a été constaté qu'une conception précise de la perméabilité dépend fortement de l'interprétation correcte de l'impact de la pression d'essai appliquée sur la qualité de la masse rocheuse. Les résultats SPI suggèrent que 10% des tests sont de classe A (le contrôle des infiltrations n'est pas nécessaire), 30% sont de classe B (besoin local de contrôle), une grande partie (50%) sont classés en classe C (un traitement est nécessaire) et 10% en classe D (traitement extensif). En comparant les résultats SPI avec Lu et RQD ; et bien que les résultats sont loin d'être parfaits, ils montrent généralement une bonne corrélation entre les trois paramètres ; les classes SPI auxquelles correspondent les valeurs Lu et RQD confirment celles mentionnées par (Foyo et al. 2005). Une combinaison des résultats Lugeon et RQD avec SPI peut être un élément indicatif afin de décider de la perméabilité des grès altérés ainsi de la nécessité ou non d'apporter un traitement.
5. Pour être plus sur de l'efficacité du processus d'injection dans les fondations du barrage de Souk Tleta, construit sur une fondation géologiquement complexe, et de décider de la composition du coulis à utiliser, du maillage à adopter et de la pression d'injection, deux panneaux d'injection sont conçus, dans la rive gauche et au niveau du lit d'oued. L'objectif principal est de comparer la perméabilité avant et après injection, mais cela nous a également fourni d'excellentes informations sur la consommation du coulis pour chaque section injectée. Enfin l'espacement maximal entre les forages et la pression d'injection est estimée à partir de cette opération.
6. Les caractéristiques de la masse rocheuse altérée sont de la plus haute importance pour prévoir l'injectabilité des masses rocheuses. La rive gauche montre généralement plus d'injectabilité que le lit d'oued. En général, cette condition pourrait être anticipée sur la base des valeurs de la perméabilité mesurées dans les forages d'essai d'injection. La

variation de l'absorption de coulis suit généralement la tendance des résultats Lugeon. Au fur et à mesure que l'opération d'injection est réalisée dans les forages, les absorptions de coulis dans cette rive devaient baisser du premier au dernier forage d'injection, mais les résultats ont montré que les absorptions n'ont pas baissé. Les résultats des injections effectuées dans des forages d'essai indiquent que l'étanchéisation des conglomérats et des grès n'est pas satisfaisante.

7. A propos de l'absorption du coulis en fonction de la profondeur ; généralement la consommation de coulis dans le lit d'oued diminue en fonction de la profondeur. Par contre, dans la rive gauche, des consommations importantes sont enregistrées à certaines profondeurs, indiquant la présence de massifs rocheux perméables. Cela est dû à l'altération et à la fracturation des massifs rocheux à ces profondeurs.
8. l'absorption de coulis par lithofaciès obtenue pour les deux panneaux d'essai, a relevé que les absorptions moyennes de coulis dans la rive gauche était plus élevées dans les conglomérats et les grès (92 kg / m) que dans les autres types de roches. Par contre, dans le lit d'oued, les grès altérés ont consommé le plus de coulis (57 kg / m) et il a été constaté que les schistes étaient pratiquement imperméables.
9. Afin d'évaluer le succès de l'opération d'injection, des essais lugeon sont réalisés dans les deux forages de contrôle de chaque panneau avant et après le processus d'injection ; ensuite les résultats sont comparés. Dans le lit d'oued, il a été observé une augmentation de fréquence de 22% pour la perméabilité  $Lu < 3$  et une réduction de fréquence de 21% pour la perméabilité entre 3 et 10 Lu. En rive gauche, la perméabilité initiale n'a pas été réduite au degré requis. Malgré des absorptions de coulis assez importantes, il n'y avait pratiquement pas de réduction de la perméabilité. Une augmentation de fréquence de seulement 5% pour la perméabilité  $Lu < 3$ , 5% pour celle entre 3 et 10 Lu et 4% d'augmentation pour celle entre 10 et 30 Lu. Enfin une diminution de 13% dans la fréquence des valeurs  $Lu > 30$ . Par conséquent, un maillage plus serré des forages est nécessaire pour intercepter tous les vides et assurer un recouvrement qui permet de construire des fondations étanches.
10. Un modèle par éléments finis a été appliqué pour étudier numériquement les déformations de la masse rocheuse avec et sans étanchéisation et, par conséquent, la stabilité du barrage et des fondations via la méthode de (C- $\phi$  réduction). L'analyse a indiqué que les déplacements totaux étaient plus importants à l'étape de fin de

construction dans le cas avant d'apporter un moyen d'étanchéisation et le cas d'étanchéisation avec un rideau d'injection, et se produisaient dans le corps du barrage et la fondation alluviale causés par la charge de matériaux. Le facteur de sécurité a été évalué à l'aide du logiciel Plaxis et s'est révélé supérieur à 1,5 pour toutes les conditions étudiées, ce qui signifie que les pentes du barrage sont stables dans des conditions statiques. D'autre part, les résultats ont révélé que dans des niveaux d'eau normaux et élevés, des déplacements se produisaient dans la fondation à cause des grès altérés et du poids des matériaux du barrage.

Cette étude propose également les recommandations suivantes :

1. Dans cette étude, bien que les résultats des essais in situ et de laboratoire permettent de prédire raisonnablement les conditions géologiques du site du barrage, une enquête in situ plus détaillée lors de l'excavation et des travaux d'injection doit être effectuée pour confirmer les résultats obtenus.
2. Plusieurs facteurs influencent la stabilité de la roche de fondation, notamment l'état de contrainte, la résistance, la déformabilité, les structures géologiques et les propriétés hydrauliques de la masse rocheuse. Une étude plus approfondie de différents paramètres de la masse rocheuse dans des modèles simples en 2D doit être mises en œuvre, par exemple la présence de zones aux propriétés différentes et l'existence de failles. Une enquête approfondie doit être effectuée pour identifier comment des zones faibles telles que les failles peuvent être simulées correctement avec un code de calcul en éléments discrets, et déterminer quels sont les paramètres nécessaires pour décrire leurs propriétés physiques et hydrauliques.
3. De nombreuses analyses sont réalisées avec la mise en œuvre des critères de rupture de Mohr-Coulomb en raison de la simplicité du modèle ; il est donc plus facile d'obtenir des données. Il est prouvé que l'application de modèles plus sophistiqués comme Barton-Bandis ou continuously yielding model garantirait de meilleurs résultats, mais la question est de savoir quel sera l'avantage et quel sera le prix (essais de laboratoire et in situ) pour obtenir des données appropriées pour ces modèles. Par conséquent, il est recommandé d'effectuer une investigation et une comparaison approfondies de ces différents modèles sur la base d'un cas bien étudié, où de nombreuses données in situ, de laboratoire et de recherche sont disponibles. Une enquête plus approfondie est aussi

recommandée pour comprendre la meilleure façon de simuler le rideau d'injection.

4. Cette étude de cas a fourni de bonnes leçons pour les futurs projets de barrages, à la fois nouveaux et de remédiation. La présence de strates perméables dans la fondation d'un barrage en terre entraînerait un grave problème d'infiltration ; il serait intéressant de poursuivre cette étude en évaluant la relation entre le volume réel de coulis absorbé et le volume calculé sur la base des paramètres des massifs rocheux tel que l'ouverture des joints, espacement des joints et la de pénétrabilité du coulis qui est en fonction de l'ouverture des joints et pression d'injection.
5. Il est aussi intéressant d'introduire la fiabilité, essentiellement associées à la précision des données d'entrée dans le modèle numérique.

## Références bibliographiques

- Abderahman, N. S., and Darwish, A. (2001). "Geological and geotechnical characteristics of Karameh dam site, north of the Dead Sea, Jordan." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 60(4), 291–299.
- Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S., and Boyce, G. M. (2001). *Slope Stability and Stabilization Methods*. John Wiley & Sons.
- Adhikari, B., Acharya, U., Acharya, K. K., and Ghimire, S. (2019). "Engineering Geological Investigation of dam site of proposed Sunkoshi-2 Hydropower Project, Khurkot area, eastern Nepal." *Journal of Nepal Geological Society*, 58, 181–188.
- Afiri, R., and Gabi, S. (2018). "Finite element slope stability analysis of Souk Tleta dam by shear strength reduction technique." *Innovative Infrastructure Solutions*, 3(1), 6.
- Afiri, R., Gabi, S., Bouzelha, K., and Tabou, R. (2020). "Evaluating permeability and groutability of Souk Tleta dam site based on Lugeon tests, RQD, SPI and trial grouting." *Journal of Materials and Engineering Structures*, 7, 339–357.
- Afiri, R., Hadj Abderrahmane, S., Gabi, S. (2017). "Etude géotechnique des matériaux utilisés pour la construction du barrage en terre de Souk Tleta, Nord de l'Algérie" *Ist Atlas Georesources International Congress*
- Agan, C. (2015). "Engineering geological and geomechanical assessments of the proposed Mezra dam site (Şanlıurfa, Turkey)." *Arabian Journal of Geosciences*, 8(4), 2371–2381.
- Agence Nationale des Barrages (ANB) (1992A), Rapport géologique du site du barrage de Souk Tleta, N°540.6-R-20A.
- Agence Nationale des Barrages (ANB) (1992B), Coupe géologique 1 du barrage de Souk Tleta, N° 540.6-38.
- Agence Nationale des Barrages (ANB) (1992C), Essais de reconnaissance-Barrage de Souk Tleta, Rapport N° 540.6-R-26.
- Agence Nationale des Barrages (ANB) (2014A), Etudes et plans d'exécution, suivi et Contrôle des travaux de réalisation du Barrage de Souk Tleta, Rapport N°3: Mission d'assistance technique P.005855-RP-03.
- Agence Nationale des Barrages (ANB) (2014B), Etudes et plans d'exécution, suivi et Contrôle des travaux de réalisation du Barrage de Souk Tleta, Rapport N°4: Mission d'assistance technique P.005855-RP-04.

- Ajalloeian, R., and Azimian, A. (2013). "Geotechnical Engineering Assessment of the Nargesi Dam site, Southwest Iran." *Geotechnical and Geological Engineering*, 31(4), 1369–1392.
- Al Hattamleh, O., and Muhunthan, B. (2006). "Numerical procedures for deformation calculations in the reinforced soil walls." *Geotextiles and Geomembranes*, 24(1), 52–57.
- Al-Fares, W. (2011). "Contribution of the geophysical methods in characterizing the water leakage in Afamia B dam, Syria." *Journal of Applied Geophysics*, 75(3), 464–471.
- Al-Saigh, N. H., Mohammed, Z. S., and Dahham, M. S. (1994). "Detection of water leakage from dams by self-potential method." *Engineering Geology*, 37(2), 115–121.
- Ansarifar, M., Rahnamarad, J., and Aflaki, M. (n.d.). "ROCK MASSES ENGINEERING CLASSIFICATION OF ZARANI DAM SITE (SOUTH-EAST OF IRAN)." 5.
- Arvor géotechnique, (2010). "Mesures piézométriques- Partie 1: Tube ouvert (NF P 94-157-1-Mars 1996), Fiche: MPH-FT-01
- ASTM D6032 / D6032M-17, Standard Test Method for Determining Rock Quality Designation (RQD) of Rock Core, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017, [www.astm.org](http://www.astm.org)
- ASTM D5079-08, Standard Practices for Preserving and Transporting Rock Core Samples (Withdrawn 2017), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2008, [www.astm.org](http://www.astm.org)
- ASTM D2113-14, Standard Practice for Rock Core Drilling and Sampling of Rock for Site Exploration, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014, [www.astm.org](http://www.astm.org)
- ASTM D6032 / D6032M-17, Standard Test Method for Determining Rock Quality Designation (RQD) of Rock Core, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017, [www.astm.org](http://www.astm.org)
- Azimian, A. (2016). "A New Method for Improving the RQD Determination of Rock Core in Borehole." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(4), 1559–1566.
- Azimian, A., and Ajalloeian, R. (2015). "Permeability and groutability appraisal of the Nargesi dam site in Iran based on the secondary permeability index, joint hydraulic aperture and Lugeon tests." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 74(3), 845–859.
- Barani, H. R., Lashkaripour, G., and Ghafouri, M. (2014). "Predictive permeability model of faults in crystalline rocks; verification by joint hydraulic factor (JH) obtained from water pressure tests." *Journal of Earth System Science*, 123(6), 1325–1334.
- Barton, N. (2004). "THE THEORY BEHIND HIGH PRESSURE GROUTING - PART 1." *Tunnels & Tunnelling International*, 36(9).
- Barton, N., Bandis, S., and Bakhtar, K. (1985). "Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 22(3), 121–140.

- Barton, N., Løset, F., Lien, R., and Lunde, J. (1981). "APPLICATION OF Q-SYSTEM IN DESIGN DECISIONS CONCERNING DIMENSIONS AND APPROPRIATE SUPPORT FOR UNDERGROUND INSTALLATIONS." *Subsurface Space*, M. Bergman, ed., Pergamon, 553–561.
- Barzegari, G. (2017). "Geotechnical Evaluation of Dam Foundation with Special Reference to In Situ Permeability: A Case Study." *Geotechnical and Geological Engineering*, 35(3), 991–1011.
- Basarir, H. (2006). "Engineering geological studies and tunnel support design at Sulakyurt dam site, Turkey." *Engineering Geology*, 86(4), 225–237.
- Battaglia, D., Birindelli, F., Rinaldi, M., Vettraino, E., and Bezzi, A. (2016). "Fluorescent tracer tests for detection of dam leakages: The case of the Bumbuna dam - Sierra Leone." *Engineering Geology*, 205, 30–39.
- Bergado, D. T., and Teerawattanasuk, C. (2008). "2D and 3D numerical simulations of reinforced embankments on soft ground." *Geotextiles and Geomembranes*, 26(1), 39–55.
- Bieniawski, Z. T. (1973). "ENGINEERING CLASSIFICATION OF JOINTED ROCK MASSES." *CIVIL ENGINEER IN SOUTH AFRICA*, 15(12).
- Bieniawski, Z. T. (1978). "Determining rock mass deformability: experience from case histories." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(5), 237–247.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering*. John Wiley & Sons.
- Bieniawski, Z. T. (1993). "22 - Classification of Rock Masses for Engineering: The RMR System and Future Trends." *Rock Testing and Site Characterization*, J. A. Hudson, ed., Pergamon, Oxford, 553–573.
- Bishop, A. W. (1955). "The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes." *Géotechnique*, ICE Publishing, 5(1), 7–17.
- Bolton Seed, H., and Duncan, J. M. (1987). "The failure of Teton Dam." *Engineering Geology, Dam Failures*, 24(1), 173–205.
- Bonacci, O., and Roje-Bonacci, T. (2008). "Water losses from the Ričice reservoir built in the Dinaric karst." *Engineering Geology, Engineering and environmental problems in karst*, 99(3), 121–127.
- Bossou, J. M. L. (2020). *SVT Sciences de la Vie et de la Terre 4e: Cours Exercices Corrigés*. Editions L'Harmattan, Dakar.
- Bras, A., Gião, R., Lúcio, V., and Chastre, C. (2013). "Development of an injectable grout for concrete repair and strengthening." *Cement and Concrete Composites*, 37, 185–195.

- Bruce, D. A. (1996). "Rehabilitation of Beaver Dam: a major seepage cut-off wall." 6.
- Bryson, L. S., Ortiz, R., and Leandre, J. (2014). "Effects of a Grout Curtain on Hydraulic and Electrical Conductivity in a Laboratory-Scale Seepage Model." *American Society of Civil Engineers*, 3233–3242.
- Butrón, C., Gustafson, G., Fransson, Å., and Funehag, J. (2010). "Drip sealing of tunnels in hard rock: A new concept for the design and evaluation of permeation grouting." *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25(2), 114–121.
- Cała, M., Flisiak, J., and Tajduś, A. (2004). "Slope stability analysis with modified shear strength reduction technique."
- Calamak, M., Yilmaz, A. N., and Yanmaz, A. M. (2018). "Performance Evaluation of Internal Drains of Earthen Dams." *Journal of Performance of Constructed Facilities*, American Society of Civil Engineers, 32(6), 04018085.
- Chen, M., Lu, W., Zhang, W., Yan, P., and Zhou, C. (2015). "An Analysis of Consolidation Grouting Effect of Bedrock Based on its Acoustic Velocity Increase." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 48(3), 1259–1274.
- Cheng, Y. M., Lansivaara, T., and Wei, W. B. (2007). "Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods." *Computers and Geotechnics*, 34(3), 137–150.
- Choi, S. Y., and Park, H. D. (2004a). "Variation of rock quality designation (RQD) with scanline orientation and length: a case study in Korea." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(2), 207–221.
- Choi, S. Y., and Park, H. D. (2004b). "Variation of rock quality designation (RQD) with scanline orientation and length: a case study in Korea." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(2), 207–221.
- Chugh, A. K. (1986). "Variable Interslice Force Inclination in Slope Stability Analysis." *Soils and Foundations*, 26(1), 115–121.
- Coli, N., Pranzini, G., Alfi, A., and Boerio, V. (2008). "Evaluation of rock-mass permeability tensor and prediction of tunnel inflows by means of geostructural surveys and finite element seepage analysis." *Engineering Geology*, 101(3), 174–184.
- Dai, H., Cao, J., Wang, T., Deng, M., and Yang, Z. (2019). "Multilayer one-class extreme learning machine." *Neural Networks*, 115, 11–22.
- Dame, E., and Magné, J. (1956) Sur la position stratigraphique du «Dellysien » et sur l'existence de Miocène supérieur dans la région du Bas Sebaou (Grande Kabylie, Algérie). Serv. Carte Géol. Algérie, Bull no 8 199-216
- Das, B. M. (1994). *Principles of Geotechnical Engineering*. PWS Publishing Company.

- Deere, D. U. (1963). "Technical description of rock cores for engineering purposes." *Rock Mechanics and Engineering Geology*, 1, 16–22.
- Deere, D. U. (1977). "Dams on Rock Foundations - Some Design Questions." ASCE, 55.
- Deere, D. U. (1982). "Cement-Bentonite Grouting for Dams." ASCE, 279–300.
- Deere, D. U., Hendron, A. J., Patton, F. D., and Cording, E. J. (1966). "Design Of Surface And Near-Surface Construction In Rock." American Rock Mechanics Association.
- Donald, I. B., and Giam, S. K. (1988a). "Application of the Nodal Displacement Method to Slope Stability Analysis." *Fifth Australia-New Zealand Conference on Geomechanics: Prediction Versus Performance; Preprints of Papers*, Institution of Engineers, Australia, 456.
- Donald, I. B., and Giam, S. K. (1988b). "Application of the nodal displacement method to slope stability analysis."
- Dong, H., Chen, J., and Li, X. (2016). "Delineation of leakage pathways in an earth and rockfill dam using multi-tracer tests." *Engineering Geology*, 212, 136–145.
- Donnelly, C. R., Mcfarlane, M., Davachi, M., Chartrand, C., Montreal, Q., and Haye, C. (1997). *THE FAST-TRACK DESIGN AND RECONSTRUCTION OF THE KENOGAMI DAM AND SPILLWAY IN JONQUIERE, QUEBEC*.
- Duncan, C.W (1999) "Foundation on rock", 2nd edt. E & FN Spon Energy in Sweden (2009) Swedish energy agency. <http://www.energimyndigheten.se>
- Durgunoglu, H. T., Ikiz, S., Eser, S., Akcakal, O., and Sutman, M. (2012). "A case study - Installation of cut-off wall in seyrantepe dam project." *Grouting and Deep Mixing 2012*, American Society of Civil Engineers, 1287–1293.
- El Molla, D. A. (2019). "Seepage through homogeneous earth dams provided with a vertical sheet pile and formed on impervious foundation." *Ain Shams Engineering Journal*, 10(3), 529–539.
- Ewert, F.-K. (1985). *Rock Grouting: with Emphasis on Dam Sites*. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg.
- Ewert, F.-K. (1997). "Permeability, Groutability and Grouting of Rocks Related to Dam Sites. Part 2." *DAM ENGINEERING*, 8(2), 123–176.
- Ewert, F.-K., and Hungsberg, U. (2017). *Rock Grouting at Dam Sites*. Springer.
- Fan, Z., Jiang, S., and Zhang, M. (2009). "Dynamic probability evaluation of safety levels of earth-rockfill dams using Bayesian approach." 2(2), 10.
- Farouk, M. I., and Smith, I. M. (2000a). "Design of hydraulic structures with two intermediate filters." *Applied Mathematical Modelling*, 24(11), 779–794.

- Farouk, M. I., and Smith, I. M. (2000b). "Design of hydraulic structures with two intermediate filters." *Applied Mathematical Modelling*, 24(11), 779–794.
- Fell, R., MacGregor, P., Bell, G., & Stapledon, D. (2005). *Geotechnical Engineering of Dams* (1st ed.). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/NOE0415364409>
- Fellenius, W. K. A. (1927). *Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen*. W. Ernst & Sohn.
- Fengshou, L., Qingchun, Y., Shaomin, Z., and Qingbo, H. (2006). "Geological and geotechnical characteristics of Xiaolangdi dam, Yellow River, China." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 65(3), 289–295.
- Fenton, G. A., and Griffiths, D. V. (1996). "Statistics of Free Surface Flow through Stochastic Earth Dam." *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, 122(6), 427–436.
- Fisher, W. D., Camp, T. K., and Krzhizhanovskaya, V. V. (2017). "Anomaly detection in earth dam and levee passive seismic data using support vector machines and automatic feature selection." *Journal of Computational Science*, 20, 143–153.
- Foster, M., Fell, R., and Spannagle, M. (2011). "A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping." *Canadian Geotechnical Journal*, NRC Research Press Ottawa, Canada.
- Foyo, A., Sánchez, M. A., and Tomillo, C. (2005). "A proposal for a Secondary Permeability Index obtained from water pressure tests in dam foundations." *Engineering Geology*, 77(1–2), 69–82.
- Ganjalipour, K., and Esmailzadeh, M. (2019). "Numerical modeling for evaluating grout curtain depth and providing a new approach for calculating the efficiency based on installation position of piezometers around sealing system." *Modeling Earth Systems and Environment*, 5(4), 1587–1605.
- Gao, Y., Liu, R., Jing, H., Chen, W., and Yin, Q. (2020). "Hydraulic properties of single fractures grouted by different types of carbon nanomaterial-based cement composites." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 79(5), 2411–2421.
- Ghafoori, M., Lashkaripour, G. R., and Tarigh Azali, S. (2011). "Investigation of the Geological and Geotechnical Characteristics of Daroongar Dam, Northeast Iran." *Geotechnical and Geological Engineering*, 29(6), 961.
- Ghanbari, Y., Ramazi, H. R., Pazand, K., and Madani, N. (2013). "Investigation of rock quality of Shirinrud dam site by engineering seismology." *Arabian Journal of Geosciences*, 6(1), 177–185.
- Ghobadi, M. H., Khanlari, G. R., and Djalaly, H. (2005). "Seepage problems in the right abutment of the Shahid Abbaspour dam, southern Iran." *Engineering Geology*, 82(2), 119–126.

- Glawe, U., and Linard, J. (2003). "High concrete dam on serpentinite." *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, GeoScienceWorld, 36(3), 273–285.
- Goodman, R. E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. Wiley.
- Goodman, R. E., Moye, D. G., Schalkwyk, A. V., and Javandel, I. (1964). *Ground Water Inflows During Tunnel Driving*. College of Engineering, University of California.
- Graine-Tazerout, K (2018). " Tectonique ou géologie structurale : Déformations de l'écorce terrestre". Cours N°12, département de Géologie-FSTGAT/USTHB
- Grant, L. F. (1964). "CONCEPT OF CURTAIN GROUTING EVALUATION." *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 90(SM1).
- Griffiths, D. V. (2001). "Stability analysis of highly variable soils by elasto-plastic finite elements." *Advanced Numerical Applications and Plasticity in Geomechanics*, International Centre for Mechanical Sciences, V. D. Griffiths and G. Gioda, eds., Springer, Vienna, 159–229.
- Griffiths, D. V., and Lane, P. A. (1999). "Slope stability analysis by finite elements." *Géotechnique*, ICE Publishing, 49(3), 387–403.
- Griffiths, D. V., and Lane, P. A. (2015). "Slope stability analysis by finite elements." *Géotechnique*, Thomas Telford Ltd.
- Guo, X., Dias, D., and Pan, Q. (2019). "Probabilistic stability analysis of an embankment dam considering soil spatial variability." *Computers and Geotechnics*, 113, 103093.
- Gurocak, Z., and Alemdag, S. (2012). "Assessment of permeability and injection depth at the Atasu dam site (Turkey) based on experimental and numerical analyses." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71(2), 221–229.
- Hamm, S.-Y., Kim, M., Cheong, J.-Y., Kim, J.-Y., Son, M., and Kim, T.-W. (2007). "Relationship between hydraulic conductivity and fracture properties estimated from packer tests and borehole data in a fractured granite." *Engineering Geology*, 92(1), 73–87.
- Hatami, K., and Bathurst, R. J. (2006). "Numerical Model for Reinforced Soil Segmental Walls under Surcharge Loading." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, 132(6), 673–684.
- Hatami, K., and Bathurst, R. J. (2011). "Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions." *Canadian Geotechnical Journal*, NRC Research Press Ottawa, Canada.

- Heitfeld, K. H., and Krapp, L. (1981). "The problem of water permeability in dam geology." *Bulletin of the International Association of Engineering Geology - Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur*, 23(1), 79–83.
- Ho, S. K., and Rowe, R. K. (1994). "Predicted Behavior of Two Centrifugal Model Soil Walls." *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, 120(10), 1845–1873.
- Hoek, E., and Brown, E. T. (1997). "Practical estimates of rock mass strength." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165–1186.
- Hoek, E., Kaiser, P. K., and Bawden, W. F. (1995). *SUPPORT OF UNDERGROUND EXCAVATIONS IN HARD ROCK*.
- Høien, A. H., and Nilsen, B. (2014). "Rock Mass Grouting in the Løren Tunnel: Case Study with the Main Focus on the Groutability and Feasibility of Drill Parameter Interpretation." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47(3), 967–983.
- Houlsby, A. C. (1990). *Construction and Design of Cement Grouting: A Guide to Grouting in Rock Foundations*. Wiley.
- Houlsby, A. C. (n.d.). *Routine Interpretation of the Lugeon Water-Test*.
- Hu, J., and Ma, F. (2016a). "Evaluation of remedial measures against foundation leakage problems of earth dams on pervious conglomerate strata: a case study." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 75(4), 1519–1540.
- Hu, J., and Ma, F. (2016b). "Evaluation of remedial measures against foundation leakage problems of earth dams on pervious conglomerate strata: a case study." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 75(4), 1519–1540.
- Hudson, J. A., and Harrison, J. P. (1997). "7 - Discontinuities." *Engineering Rock Mechanics*, J. A. Hudson and J. P. Harrison, eds., Pergamon, Oxford, 113–139.
- International Commission On Large Dams (ICOLD), 1998. "Dam-Break Flood Analysis. Review and recommendations", Bulletin 111.
- Izharul, H., and Hashmi, F. A. S. (1982). "Permeability tests at the Simly Dam Project." *Bulletin of the International Association of Engineering Geology - Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur*, 26(1), 433–438.
- Janbu, N. (1954). *Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters*. Harvard University.
- Janbu, N. (1973). "SLOPE STABILITY COMPUTATIONS." *Publication of: Wiley (John) and Sons, Incorporated*.

- Janbu, N. (1975). "Slope stability computations : In Embankment-dam Engineering. Textbook. Eds. R.C. Hirschfeld and S.J. Poulos. JOHN WILEY AND SONS INC., PUB., NY, 1973, 40P."
- Johari, A., and Mousavi, S. (2019). "An analytical probabilistic analysis of slopes based on limit equilibrium methods." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78(6), 4333–4347.
- Jones, B. R., Van Rooy, J. L., and Mouton, D. J. (2019). "Verifying the ground treatment as proposed by the Secondary Permeability Index during dam foundation grouting." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78(3), 1305–1326.
- Kainthola, A., Singh, P., Wasnik, A., Sazid, M., and Singh, T. N. (2012a). "Finite Element Analysis of Road Cut Slopes using Hoek& Brown Failure Criterion." *Int J Earth Sci Eng*, 5, 1100–1109.
- Kainthola, A., Singh, P., Wasnik, A., Sazid, M., and Singh, T. N. (2012b). "Finite Element Analysis of Road Cut Slopes using Hoek& Brown Failure Criterion." *Int J Earth Sci Eng*, 5, 1100–1109.
- Kalkani, E. C., and Michali, A. J. (1984). "Steady Flow Calculations for Cutoff Wall Depth Variation." *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, 110(7), 899–907.
- Karagüzel, R., and Kiliç, R. (2000). "The effect of the alteration degree of ophiolitic melange on permeability and grouting." *Engineering Geology*, 57(1), 1–12.
- Khaleghi Esfahani, M., Ghazifard, A., and Hashemi, M. (2018). "Dam Axis Selection on Soft Rocks Based on Geomechanical Characteristics and Analytical Hierarchy Process: A Case Study of Abnahr Dam, Iran." *Geotechnical and Geological Engineering*, 36(4), 2021–2035.
- Khalili Shayan, H., and Amiri-Tokaldany, E. (2015). "Effects of blanket, drains, and cutoff wall on reducing uplift pressure, seepage, and exit gradient under hydraulic structures." *International Journal of Civil Engineering*, International Journal of Civil Engineering, 13(4), 486–500.
- Khanna, R., Datta, M., and Ramana, G. V. (2019). "Influence of core thickness on stability of downstream slope of earth and rockfill dams under end-of-construction and steady-state-seepage: a comparison." *International Journal of Geotechnical Engineering*, Taylor & Francis, 13(1), 25–31.
- Khassaf, D. S. I., and Madhloom, A. M. (2017). "Effect of Impervious Core on Seepage through Zoned Earth Dam (Case Study: Khassa Chai Dam)." 8(2), 12.
- Khavari, R. (2015). "Structural Analysis and Tectonic Investigation of Chamshir Dam Site, South West Zagros." *Open Journal of Geology*, Scientific Research Publishing, 5(3), 136–143.
- Kheiri, G., Javdanian, H., and Shams, G. (2020). "A numerical modeling study on the seepage under embankment dams." *Modeling Earth Systems and Environment*, 6(2), 1075–1087.
- King, G. J. W., and Collins, P. (1968). "On the Design of a Rectangular Dam with a Central Cut-Off Wall." *Géotechnique*, ICE Publishing, 18(4), 489–498.

- Kocbay, A., and Kilic, R. (2006). "Engineering geological assessment of the Obruk dam site (Corum, Turkey)." *Engineering Geology*, 87(3), 141–148.
- Kutzner, C. (1996). *GROUTING OF ROCK AND SOIL*.
- Laginha Serafim, J. (1987). "Malpasset Dam discussion — Remembrances of failures of dams." *Engineering Geology, Dam Failures*, 24(1), 355–366.
- Lambropoulos, D. C. (2010). "Design, construction and evaluation of the Messochora dam grout curtain in Central Greece." *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, GeoScienceWorld*, 43(2), 249–256.
- Lancaster-Jones, P. F. F. (1975). "The interpretation of the Lugeon water-test." *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 8(2), 151–154.
- Li, G., Shen, Z., and Yang, C. (2020). "A Simplified Calculation Method of Seepage Flux for Slope-Wall Rock-Fill Dams with a Horizontal Blanket." *Applied Sciences, Multidisciplinary Digital Publishing Institute*, 10(11), 3848.
- Li, P., Lu, W., Long, Y., Yang, Z., and Li, J. (2008). "Seepage analysis in a fractured rock mass: The upper reservoir of Pushihe pumped-storage power station in China." *Engineering Geology*, 97(1), 53–62.
- Li, X., Zhong, D., Ren, B., Fan, G., and Cui, B. (2019). "Prediction of curtain grouting efficiency based on ANFIS." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78(1), 281–309.
- Lim, S. K., Tan, C. S., Chen, K. P., Lee, M. L., and Lee, W. P. (2013). "Effect of different sand grading on strength properties of cement grout." *Construction and Building Materials, 25th Anniversary Session for ACI 228 – Building on the Past for the Future of NDT of Concrete*, 38, 348–355.
- Lin, P., Zhu, X., Li, Q., Liu, H., and Yu, Y. (2016). "Study on Optimal Grouting Timing for Controlling Uplift Deformation of a Super High Arch Dam." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(1), 115–142.
- Ling, H. I., Leshchinsky, D., and Tatsuoka, F. (2003). *Reinforced Soil Engineering: Advances in Research and Practice*. CRC Press.
- Liu, F., Fu, X., Wang, G., and Duan, J. (2012). "Physically based simulation of dam breach development for Tangjiashan Quake Dam, China." *Environmental Earth Sciences*, 65(4), 1081–1094.
- Lombardi, G. (2003). "Grouting of Rock Masses." *Grouting and Ground Treatment*, American Society of Civil Engineers, New Orleans, Louisiana, United States, 164–197.
- Lombardi, G., and Deere, D. (1993). "Grouting design and control using the GIN principle."
- Londe, P. (1987). "The Malpasset Dam failure." *Engineering Geology, Dam Failures*, 24(1), 295–329.

- Lugeon, M. (1933). *Barrages et géologie: méthodes de recherches, terrassement et imperméabilisation*. Librairie de l'Université, F. Rouge & cie. s.a.
- Ma, H., and Chi, F. (2016). "Major Technologies for Safe Construction of High Earth-Rockfill Dams." *Engineering*, 2(4), 498–509.
- Magoto, E. (2014). "Quantifying The Effectiveness of a Grout Curtain Using a Laboratory-Scale Physical Model." *Theses and Dissertations--Civil Engineering*.
- Maji, V. B. (2017a). "An insight into slope stability using strength reduction technique." *Journal of the Geological Society of India*, 89(1), 77–81.
- Maji, V. B. (2017b). "An insight into slope stability using strength reduction technique." *Journal of the Geological Society of India*, 89(1), 77–81.
- Malekpour, A., Farsadizadeh, D., Dalir, A., and Mohammadi, J. (2012). "Effect of horizontal drain size on the stability of an embankment dam in steady and transient seepage conditions." *Turkish Journal of Engineering and Environmental Sciences*, 36.
- Masekanya, J. P. (2008). "Stabilité des pentes et saturation partielle - Etude expérimentale et modélisation numérique." <<http://bictel.ulg.ac.be/ETD-db/collection/available/ULgetd-06062008-160721/>> (Nov. 21, 2020).
- Massiéra, M. (2011). "Utilisation des parois moulées en béton comme rideaux d'étanchéité des fondations de barrages en terre et en enrochement." *Canadian Journal of Civil Engineering*, NRC Research Press Ottawa, Canada.
- Matsui, T., and San, K.-C. (1992). "Finite Element Slope Stability Analysis by Shear Strength Reduction Technique." *Soils and Foundations*, 32(1), 59–70.
- McLoughlin, S., and Ahmed, A. (2012a). "Seepage under Hydraulic Structures Provided with an Intermediate Filter." 7.
- McLoughlin, S., and Ahmed, A. (2012b). "Seepage under Hydraulic Structures Provided with an Intermediate Filter." 7.
- Moharrami, A., Moradi, G., Bonab, M. H., Katebi, J., and Moharrami, G. (2015). "Performance of Cutoff Walls Under Hydraulic Structures Against Uplift Pressure and Piping Phenomenon." *Geotechnical and Geological Engineering*, 33(1), 95–103.
- Mohd Siam, F., Ahmad Kamal, M. H., and Johar, F. (2016). "PARAMETER ESTIMATION FOR A MECHANISTIC MODEL OF HIGH DOSE IRRADIATION DAMAGE USING NELDER-MEAD SIMPLEX METHOD AND GENETIC ALGORITHM." *Jurnal Teknologi*, 78(12–2).

- Mollah, M. A., and Sayed, S. A. S. (1995). "Assessment of in situ permeability with emphasis on packer testing in Kuwait." *Engineering Geology*, 39(3), 217–231.
- Morán, R., Toledo, M. Á., Larese, A., and Monteiro-Alves, R. (2019). "A procedure to design toe protections for rockfill dams against extreme through-flows." *Engineering Structures*, 195, 400–412.
- Morgenstern, N. R., and Price, V. E. (1965a). "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces." *Géotechnique*, ICE Publishing, 15(1), 79–93.
- Morgenstern, N. R., and Price, V. E. (1965b). "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces." *Géotechnique*, ICE Publishing, 15(1), 79–93.
- Mortazavi, A., and Maadikhah, A. (2016). "An investigation of the effects of important grouting and rock parameters on the grouting process." *Geomechanics and Geoengineering*, Taylor & Francis, 11(3), 219–235.
- Mozafari, M., Raeisi, E., and Zare, M. (2012). "Water leakage paths in the Doosti Dam, Turkmenistan and Iran." *Environmental Earth Sciences*, 65(1), 103–117.
- M'zoughem, K., Chenafa, W., (2006) : Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kebira (Setif). Mém. Ing., Univ. FERHAT ABBAS, Algérie, 68p.
- Naylor, D. J. (1982a). "Finite Elements and Slope Stability." *Numerical Methods in Geomechanics*, NATO Advanced Study Institutes Series, J. B. Martins, ed., Springer Netherlands, Dordrecht, 229–244.
- Naylor, D. J. (1982b). "Finite Elements and Slope Stability." *Numerical Methods in Geomechanics*, J. B. Martins, ed., Springer Netherlands, Dordrecht, 229–244.
- Nguyen, T. S., and Likitlersuang, S. (2019). "Reliability analysis of unsaturated soil slope stability under infiltration considering hydraulic and shear strength parameters." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78(8), 5727–5743.
- Nonveiller, E. (1989). *Grouting, Theory and Practice*. Elsevier.
- Nonveiller, E. (2012). *Grouting Theory and Practice*. Elsevier Science.
- Noori, K., Ibrahim, H., and Hasan, A. (2018). "Influence of Upstream Blanket on Earth Dam Seepage." *Eurasian Journal of Science and Engineering*, 4.
- Oliveira, R. (2011). "Engineering geological investigations for the foundations of large structures-examples of a concrete dam and a long bridge in Portugal." *Journal of Mountain Science*, 8(2), 296–306.
- Ostadmahmoodi-do, F., Rahnamarad, J., and Shabanigorji, K. (n.d.). "ENGINEERING GEOLOGY CHARACTERISTICS OF DODAROO DAM SITE (SOUTHEASTERN IRAN)." 6.

- Ouria, A., and Toufigh, M. M. (2009). "Application of Nelder-Mead simplex method for unconfined seepage problems." *Applied Mathematical Modelling*, 33(9), 3589–3598.
- Özsan, A., and Akin, M. (2002). "Engineering geological assessment of the proposed Uruş Dam, Turkey." *Engineering Geology*, 66(3), 271–281.
- Özsan, A., and Karpuz, C. (1996). "Geotechnical rock-mass evaluation of the Anamur dam site, Turkey." *Engineering Geology*, 42(1), 65–70.
- Patel, A. (2019). "9 - Geotechnical investigation." *Geotechnical Investigations and Improvement of Ground Conditions*, Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering, A. Patel, ed., Woodhead Publishing, 87–155.
- Pearson, R., and Money, M. S. (1977). "Improvements in the Lugeon or packer permeability test." *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, GeoScienceWorld, 10(3), 221–239.
- Peng, T.-R., and Wang, C.-H. (2008). "Identification of sources and causes of leakage on a zoned earth dam in northern Taiwan: Hydrological and isotopic evidence." *Applied Geochemistry*, 23(8), 2438–2451.
- Rajabi, A. M., Khodaparast, M., and Edalat, A. (2015). "Investigation of the geological and geotechnical characteristics of the Tanguyeh dam site in southeastern Iran." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 74(3), 861–872.
- Rastegar Nia, A., Lashkaripour, G. R., and Ghafouri, M. (2017). "Prediction of grout take using rock mass properties." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 76(4), 1643–1654.
- Rastegarnia, A., Sohrabibidar, A., Bagheri, V., Razifard, M., and Zolfaghari, A. (2017). "Assessment of Relationship Between Grouted Values and Calculated Values in the Bazoft Dam Site." *Geotechnical and Geological Engineering*, 35(4), 1299–1310.
- Reddy, D. V. (2010). *Engineering Geology*. Vikas Publishing House.
- Rehamnia, I., Benlaoukli, B., and Heddami, S. (2020). "Modeling of Seepage Flow Through Concrete Face Rockfill and Embankment Dams Using Three Heuristic Artificial Intelligence Approaches: a Comparative Study." *Environmental Processes*, 7(1), 367–381.
- Rezk, M. A. E.-R. M., and Abo Elela, M. M. (2015). "Minimum height of the trapezoidal filter in earth dams using Complex Function Theory." *Alexandria Engineering Journal*, 54(4), 1219–1224.
- Rezk, M. A. E.-R. M., and Senoon, A.-A. A. A. (2012). "Analytical solution of earth dam with upstream blanket." *Alexandria Engineering Journal*, 51(1), 45–51.
- Robertsix. (2012). "Geologie Structurale (5)." *robertsix* « <https://robertsix.wordpress.com/2012/08/29/geologie-structurale-5/> ».

- Roosta, R. M., Sadaghiani, M. H., and Pak, A. (2005). "Strength Reduction Technique in Stability Analysis of Jointed Rock Slopes." 14.
- Rosen, J. B., Arnold, M. A., Bachus, R. C., Schauer, D., and Berrios, A. (2012). "GIS for Geotechnical Decision Making: Visualization of Cut-Off Wall Construction Data." American Society of Civil Engineers, 2907–2916.
- Sadeghiyeh, S. M., Hashemi, M., and Ajalloeian, R. (2013). "Comparison of Permeability and Groutability of Ostur Dam Site Rock Mass for Grout Curtain Design." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 46(2), 341–357.
- Saeidi, O., Azadmehr, A., and Torabi, S. R. (2014). "Development of a Rock Groutability Index Based on the Rock Engineering Systems (RES): A Case Study." *Indian Geotechnical Journal*, 44(1), 49–58.
- Salmasi, F., and Nouri, M. (2019). "Effect of upstream semi-impervious blanket of embankment dams on seepage." *ISH Journal of Hydraulic Engineering*, Taylor & Francis, 25(2), 143–152.
- Sarma, S. K. (2001). *Stability Analysis of Embankments & Slopes by Sarma's (1973) Method: User Manual for the Computer Program EQS*. IHE.
- Schleiss, A. J., and Pougatsch, H. (2011). *Les barrages : du projet à la mise en service*. PPUR Presses polytechniques.
- Shahid, R., and Mehdi, S. (n.d.). "Engineering geological assessment of the Shahid dam site (Semirom, Iran)." 13.
- Shakouri, B., and Mohammadi, M. (2020). "Evaluation of Penetration Depth for Cutoff Walls in the Core of Earth Dams." *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(1), 151–167.
- Sharghi, Y., Siahkoohi, H., Alinia, F., and Moarefvand, P. (2010). "Estimation of Lugeon Number at the Abutments of Bakhtyari Dam Site Using Seismic Tomography." *Australian journal of basic and applied sciences* 2, 247-285.
- Shome, S. K., Kumar, V., and Gupta, U. P. (1988). "An appraisal of the test grouting data for the Tehri Dam, India." *Bulletin of the International Association of Engineering Geology - Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur*, 38(1), 127–132.
- Sissakian, V. K., Adamo, N., and Al-Ansari, N. (2020). "The Role of Geological Investigations for Dam Siting: Mosul Dam a Case Study." *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(2), 2085–2096.
- Snow, D. T. (1968). "Rock Fracture Spacings, Openings, and Porosities." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 94(1), 73–91.

- Sohrabi-Bidar, A., Rastegar-Nia, A., and Zolfaghari, A. (2016). "Estimation of the grout take using empirical relationships (case study: Bakhtiari dam site)." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 75(2), 425–438.
- Spencer, E. (1967). "A Method of analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces." *Géotechnique*, ICE Publishing, 17(1), 11–26.
- Spencer, E. (1968). "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces." *Géotechnique*, ICE Publishing, 18(3), 384–386.
- Stille, H., Gustafson, G., and Hassler, L. (2012a). "Application of New Theories and Technology for Grouting of Dams and Foundations on Rock." *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(3), 603–624.
- Stille, H., Gustafson, G., and Hässler, L. (2012b). "Application of New Theories and Technology for Grouting of Dams and Foundations on Rock." *Geotechnical and Geological Engineering*, 30.
- Su, H., Hu, J., and Yang, M. (2015). "Dam Seepage Monitoring Based on Distributed Optical Fiber Temperature System." *IEEE Sensors Journal*, 15(1), 9–13.
- Taghvaei, P., Mousavi, S. F., Shahnazari, A., Karami, H., and Shoshpash, I. (2018). "Experimental and Numerical Modeling of Nano-clay Effect on Seepage Rate in Earth Dams." *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 1(5), 1–8.
- Terzaghi, K. (2007). "Theoretical Soil Mechanics." i–xvii.
- Turkmen, S. (2003). "Treatment of the seepage problems at the Kalecik Dam (Turkey)." *Engineering Geology*, 68(3), 159–169.
- Ugai, K. (1989). "A Method of Calculation of Total Safety Factor of Slope by Elasto-Plastic FEM." *Soils and Foundations*, 29(2), 190–195.
- Ugai, K., and Leshchinsky, D. (1995a). "Three-Dimensional Limit Equilibrium and Finite Element Analyses: A Comparison of Results." *Soils and Foundations*, 35(4), 1–7.
- Ugai, K., and Leshchinsky, D. (1995b). "Three-Dimensional Limit Equilibrium and Finite Element Analyses: A Comparison of Results." *Soils and Foundations*, 35(4), 1–7.
- Umoren, U. N., Edet, A. E., and Ekwere, A. S. (n.d.). "Geotechnical Assessment of a Dam Site: A Case Study of Nkari Dam, South Eastern Nigeria." 16.
- Uromeihy, A., and Barzegari, G. (2007a). "Evaluation and treatment of seepage problems at Chapar-Abad Dam, Iran." *Engineering Geology*, 91(2–4), 219–228.
- Uromeihy, A., and Barzegari, G. (2007b). "Evaluation and treatment of seepage problems at Chapar-Abad Dam, Iran." *Engineering Geology*, 91(2–4), 219–228.

- Uromeihy, A., and Farrokhi, R. (2012a). "Evaluating groutability at the Kamal-Saleh Dam based on Lugeon tests." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71(2), 215–219.
- Uromeihy, A., and Farrokhi, R. (2012b). "Evaluating groutability at the Kamal-Saleh Dam based on Lugeon tests." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71(2), 215–219.
- Vrubel, J., and Řiha, J. (2017). "Discussion on the Safety Factors of Slopes Recommended for Small Dams." *Acta Universitatis Agriculturae et Silviculturae Mendelianae Brunensis*, Mendel University Press, 65(2), 569–576.
- Wang, Q., Ye, X., Wang, S., Sloan, S. W., and Sheng, D. (2018). "Use of photo-based 3D photogrammetry in analysing the results of laboratory pressure grouting tests." *Acta Geotechnica*, 13(5), 1129–1140.
- Weaver, K. D., and Bruce, D. A. (2007). *Dam Foundation Grouting*. ASCE Press.
- Widmann, R. (1996). "International society for rock mechanics commission on rock grouting." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 33(8), 803–847.
- World Commission on Dams. (2000). *Dams and development: a new framework for decision-making*. Earthscan, London.
- Xu, B., and Low, B. K. (2006). "Probabilistic Stability Analyses of Embankments Based on Finite-Element Method." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, 132(11), 1444–1454.
- Yaghoobi Rafi, J. (2010). *Applying "Real Time Grouting Control Method" in sedimentary rock with gotvand dam data*.
- Ye, X., Wang, Q., Wang, S., Sloan, S., and Sheng, D. (2019). "Performance of a compaction-grouted soil nail in laboratory tests." *Acta Geotechnica*, 14(4), 1049–1063.
- Yihdego, Y. (2017). "Hydraulic In situ Testing for Mining and Engineering Design: Packer Test Procedure, Preparation, Analysis and Interpretation." *Geotechnical and Geological Engineering*, 35(1), 29–44.
- Yoo, C., and Song, A. R. (2006). "Effect of foundation yielding on performance of two-tier geosynthetic-reinforced segmental retaining walls: a numerical investigation." *Geosynthetics International*, ICE Publishing, 13(5), 181–194.
- Yu, Y., Xie, L., and Zhang, B. (2005). "Stability of earth–rockfill dams: Influence of geometry on the three-dimensional effect." *Computers and Geotechnics*, 32(5), 326–339.

- Zadhesh, J., Rastegar, F., Sharifi, F., Amini, H., and Nasirabad, H. M. (2015). "Consolidation Grouting Quality Assessment using Artificial Neural Network (ANN)." *Indian Geotechnical Journal*, 45(2), 136–144.
- Zeidan, B., Shahien, M., Elshemy, M., and Kirra, M. S. (2017). "Combined Seepage and Slope Stability Analysis of Failed Earthen Dams." *the Annual Meeting*, 14.
- Zhang, H. Q., Zhao, Z. Y., Tang, C. A., and Song, L. (2006). "Numerical study of shear behavior of intermittent rock joints with different geometrical parameters." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(5), 802–816.
- Zheng, H., Liu, D. F., and Li, C. G. (2005). "Slope stability analysis based on elasto-plastic finite element method." *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 64(14), 1871–1888.
- Zheng, H., Sun, G., and Liu, D. (2009). "A practical procedure for searching critical slip surfaces of slopes based on the strength reduction technique." *Computers and Geotechnics*, 36(1), 1–5.
- Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C., and Lewis, R. W. (1975). "Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics." *Géotechnique*, ICE Publishing, 25(4), 671–689.
- Zienkiewicz, O. C., and Zienkiewicz, O. C. (1977). *The Finite Element Method*. McGraw-Hill.

## Résumé

Toute structure artificielle peut créer des risques importants, et les barrages ne font pas exception. La plupart des défaillances des structures de barrage auraient pu être évitées si une évaluation géologique de la fondation rocheuse avait été effectuée et si des mesures de traitement appropriées avaient été prises suffisamment tôt. Etant donné que chaque site de barrage est unique et différent des autres, une étude géologique et géotechnique spéciale pour chaque barrage est un facteur clé de la réussite du projet. Le barrage de Souk Tleta, d'une hauteur de 95 m, est un barrage en remblai à noyau argileux situé au nord Algérien et est actuellement en cours de construction. Le site du barrage a été étudié sur la base des levés de discontinuité de surface, des données de forages, des essais in situ et en laboratoire. Des explorations détaillées et approfondies de surface et du sous-sol ont été effectuées sur le site du barrage pour caractériser les propriétés géotechniques de la fondation. La fondation du barrage est constituée d'un dépôt alluvionnaire perméable d'environ 21 m d'épaisseur et d'une grande partie de grès altérés interstratifiés avec des conglomérats, des siltites et des schistes. L'un des principaux problèmes de ce barrage est que les plans de stratification des grès Burdigaliens sont parallèles à la direction d'écoulement.

La perméabilité de la masse rocheuse dépend fortement de la qualité et du degré d'altération. Dans cette thèse, la perméabilité in situ des fondations a été évaluée sur la base des résultats des tests de pression d'eau (Lugeon) et de l'indice de perméabilité secondaire (SPI). L'étude de faisabilité des injections a été évaluée par comparaison du RQD comme indice de la qualité de la roche et des valeurs Lugeon et SPI. Les résultats indiquent une perméabilité globale élevée de la masse rocheuse de fondation dans plus de 54% des essais Lugeon, nécessitant un traitement, et elle diminue de la rive gauche vers la rive droite. En raison de la grande quantité de données, de la complexité de la qualité de la masse rocheuse ainsi que sa perméabilité, il n'est pas certain de mener une étude de faisabilité des injections par le biais d'une investigation géologique seule ou associée avec les résultats Lugeon et RQD, d'où la nécessité de mener une étude de faisabilité d'injection. Pour étudier l'effet du processus d'injection sur la réduction de la perméabilité de la masse rocheuse et évaluer l'absorption du coulis dans les masses rocheuses, deux panneaux d'essai d'injection ont été réalisés dans le lit d'oued et la rive gauche du barrage jusqu'à des profondeurs de 70 m et 67 m, respectivement. De cette façon, l'espacement maximal entre les forages de coulis et la pression d'injection peuvent être estimés, la perméabilité est mesurée avant et après les essais d'injection ; les résultats seront discutés et comparés dans cette étude.

**Mots clés:** barrage en terre, étanchéisation, fondations, infiltration, masse rocheuse, essai d'injection

## Abstract

Every man-made structure can create significant risks, and dams are no exception. Most of the past failures of dam structures could have been avoided if geological assessment of the rock foundation had been carried out and proper treatment measures had been taken early enough. Since every dam site is unique and different from the rest, special geological and geotechnical investigation for each dam is a key factor in the success of the project. The Souk Tleta is a 95m in height is an embankment dam with a clay core that is situated to the northern Algeria and is under construction at present. The dam site investigated based on surface discontinuity surveying, drilled boreholes logging data, in situ and laboratory tests. Detailed and extensive surface and subsurface explorations have been carried out at the dam site to characterize the geotechnical properties of foundation. The foundation of the dam consists of thick deposits of pervious alluvium of about 21 m and Burdigalian sandstone formations. The main problem of this dam is that the bedding plains of Burdigalian sandstone in the dam site are parallel to the flow direction.

Permeability of rock mass is strongly depends on degree of weathering. In this thesis, in situ permeability of foundation was evaluated based on water pressure tests (Lugeon) results and secondary permeability index (SPI). The overall groutability of rock mass was evaluated by comparing RQD as an index of rock jointing degree and, Lugeon and SPI values. Results revealed high overall permeability of the foundation rock mass in more than 54% of the Lugeon tests, requiring treatment, and it decreased from left to right abutments. Due to the large quantity of data, complexity of rock mass quality as well as rock mass permeability, , it is not certain to carry out an injection feasibility study by means of a geological investigation alone or in combination with the Lugeon and RQD results, hence the need to conduct a groutability study. To investigate effect of grouting in reducing permeability of rock mass and to evaluate the grout take in rock masses, two trial grouting programs are carried out on dam foundation and left abutment of dam site up to maximum depths of 70 m and 67 m, respectively. In this way, maximum spacing between grout boreholes and injection pressure can be estimated, the permeability is measured before and after grouting tests, and the results will be discussed and compared in this study.

**Keywords:** earth dam, groutability, foundation, seepage, rock mass, trial grouting