

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة مصطفى اسطمبولي معسكر

UNIVERSITÉ MUSTAPHA STAMBOULI DE MASCARA

Faculté des Sciences et de la Technologie



**THESE**

Présentée pour l'obtention du grade de DOCTORAT 3<sup>ème</sup> Cycle

En : Hydraulique

Spécialité : Ouvrages Hydrauliques

Par : KHEDIM Imane

Sujet

**Quantification et étude des fuites d'eaux à travers les berges  
et le fond des barrages réservoirs –Cas du barrage d'El  
Chorfa – Mascara**

Soutenue publiquement, le 23/ 01 / 2024, devant le jury composé de :

Mme. TALIA Amel	MCA	Univ. Mascara	Présidente
Mr. GAIDI Laouni	Professeur	Univ. Mascara	Directeur de thèse
Mme. SAYAD Chahira	MCA	Univ. Mascara	Co-Directeur de thèse
Mr. HAMMADI Larbi	Professeur	Univ. USTO-MB	Examineur 1
Mr. MEKSI Ali	MCA	Univ. Mascara	Examineur 2

Année universitaire : 2024/2025

# ***Remerciements***

*Toute ma gratitude et remerciements, vont à Allah, le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*Je remercie du fond de mon cœur, mon mari, mes filles et toute ma famille pour leurs sacrifices, leurs encouragements et leurs soutiens durant toute la période d'élaboration de ce travail de recherche.*

*La réalisation de ce travail de recherche ne pouvait se faire sans la participation et la contribution précieuses de plusieurs personnes que le devoir m'exige de remercier en leur adressant ma profonde gratitude.*

*En premier lieu, les dettes de reconnaissances contractées tout au long de la confection de cette thèse vont aux directeurs de thèse Pr Louni GAIDI et Dr Chahira SAYAD pour leurs aides, leurs encadrements, leurs enrichissements scientifiques de très haut niveau et leurs orientations valeureuses. Leurs visions professionnelles ont constitué un appui fondamental pour la qualité du travail élaboré.*

*Je tiens à remercier aussi :*

- ❖ Dr. TALIA Amel, de l'université de Mascara pour avoir accepté de présider le jury de ma thèse.*
- ❖ Pr. HAMMADI Larbi, de l'université d'USTO-MB, d'avoir accepté de participer au jury de cette thèse en qualité d'Examineur et pour le suivi précieux qu'il m'a assuré dans la partie caractérisation de coulis.*
- ❖ Dr. MEKSI Ali, de l'université de Mascara, pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant d'examiner ce travail.*

*Nous remercions, pour l'aide et les informations qu'ils nous ont généreusement apportées : l'ANBT en la personne des Messieurs les directeurs du projet et du barrage et l'équipe technique de l'entreprise GEOMAG.*

*Mes vifs remerciements à mes amis, notamment : Mme Hadjer DAOUDI. Dr Siham LARBI qui m'ont encouragé tout au long de l'élaboration de cette thèse de doctorat.*

## Résumé

Les fuites d'eau dans les barrages algériens sont très marquées par des grands volumes perdus et qui dépassent largement une moyenne de deux millions de mètres cubes par ans par barrage. Le barrage d'El Chorfa est l'un des barrages algériens qui présente un grand débit de fuite à travers ses rives. L'analyse des débits de fuite a montré que le débit de fuite maximal est d'environ 90 l/s. La réduction des fuites d'eau est basée sur l'application de différentes techniques, parmi ces techniques l'imperméabilisation des sols. L'imperméabilisation du sol a été effectuée en injectant un coulis composé de ciment-bentonite. Ce coulis s'est infiltré et a comblé les vides entre les grains solides réduisant ainsi la valeur du coefficient de perméabilité.

Cette présente recherche, outre l'étude et la quantification des fuites d'eau, traite le procédé d'injection, leur principe d'exécution, leur type et la nature du produit à injecter ainsi que les caractéristiques du coulis d'injection pour permettre une pénétration optimale dans les fissures. Les essais d'eau effectués après traitement du sol ont démontré une nette amélioration de la perméabilité du sol avec notamment une baisse tangible des valeurs Lugeon. La perméabilité après injection est mille fois inférieure à la perméabilité initiale. Cette diminution a entraîné une baisse considérable des volumes d'eau perdue, ce qui a conduit à des valeurs de débit de fuites de 0,002 l/s. Ce résultat montre l'efficacité des procédés d'injection pour le traitement des fuites au niveau du barrage.

**Mots clé:** Barrage d'El Chorfa, Débit de fuite, Perméabilité, Injection, Coulis.

## **Abstract**

Water leaks in Algerian dams are very marked by large volumes lost and which far exceed an average of two million cubic meters per year per dam. El Chorfa Dam is one of those Algerian dams that have a large leakage flow through its banks. The analysis of the leak rates showed that the maximum leak rate is approximately 90 l/s. The reduction of water leaks is based on the application of different techniques, including floor waterproofing. The floor was waterproofed by injecting a cement-bentonite grout. This grout infiltrated and filled the voids between the solid grains, thus reducing the value of the permeability coefficient.

This present research, in addition to the study and quantification of water leaks, deals with the injection process, their method, their type and the product to be injected as well as the grout characteristics to allow optimal penetration into the cracks. Water tests carried out after soil treatment demonstrated a clear improvement in soil permeability, including a tangible reduction in Lugeon values. The permeability after injection is a thousand times lower than the initial permeability. This reduction resulted in a considerable drop in volumes of water lost, leading to leak rate values of 0.002 l/s. This result shows the effectiveness of the injection work for treating leaks at the dam.

**Keywords:** El Chorfa Dam, Leakage flow, Permeability, Injection, Grout.

## ملخص

يتميز تسرب المياه في السدود الجزائرية بفقدان كميات كبيرة من المياه والتي تتجاوز بكثير متوسط مليوني متر مكعب سنويا لكل سد. سد الشرفة هو أحد تلك السدود الجزائرية التي تتميز بتدفق كبير عبر ضفتيه. أظهر تحليل معدل التسرب أن الحد الأقصى لمعدل التسرب يبلغ حوالي 90 لتر في ثانية. يعتمد الحد من تسرب المياه على تطبيق تقنيات مختلفة، من بينها العزل المائي للأرضيات. تم عزل الأرضية عن طريق حقن مادة أسمنتية من البنتونيت. وقد تسلسل هذا الجص وملا الفراغات الموجودة بين الحبيبات الصلبة، مما أدى إلى انخفاض قيمة معامل النفاذية.

يتناول هذا البحث بالإضافة إلى دراسة وقياس تسرب المياه عملية الحقن وطريقتها ونوعها والمنتج المراد حقنه بالإضافة إلى خصائص الملاط الذي يسمح بالتغلغل الأمثل في الشقوق. أظهرت اختبارات المياه التي تم إجراؤها بعد معالجة التربة تحسناً واضحاً في نفاذية التربة، بما في ذلك انخفاض ملموس في قيم Lugeon. النفاذية بعد الحقن أقل بألف مرة من النفاذية الأولية. وأدى هذا التخفيض إلى انخفاض كبير في كميات المياه المفقودة، مما أدى إلى قيم معدل تسرب قدرها 0.002 لتر في ثانية. وهذه النتيجة توضح مدى فعالية عملية الحقن في معالجة التسرب في السد.

**الكلمات المفتاحية:** سد الشرفة، تدفق التسرب، النفاذية، الحقن، الجص.

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES FUTITES D'EAU DANS LES BARRAGES

Figure I-1: Barrage de Tangab (Morteza, 2021) .....	7
Figure I-2: Barrage de paso de la piedras- Argentine – 1971 - Ecran étanche réalisé par jet grouting (Gouvenot, 1997).....	8
Figure I-3: Barrage de symvoulos- Chypre - 1990 (Gouvenot, 1997) .....	9
Figure I-4: Barrage de manantali– Mali – (wikipedia).....	10
Figure I-5: Vue aérienne du barrage de SADDAM (Irak).....	11
Figure I-6: Répartition des barrages en exploitation en Algérie (ANBT, 2021) .....	12
Figure I-7: Présentation du volume des fuites d'eau des barrages algériens (ANBT, 2003). .....	14
Figure I-8: Les appareils d'auscultation (Christian 2008 ; source EDF).....	21
Figure I-9: Les outils de l'auscultation (Christiane 2008, source EDF).....	21
Figure I-10: Cellules de pression (Christian 2008, source EDF) .....	22

## Chapitre II : GENERALITES SUR L'INJECTION DE COULIS POUR AMELIORER LA PERMEABILITE DES SOLS

Figure II-1: Principe de la valeur GIN (Christophe, 2001) .....	33
Figure II-2: Distribution de la vitesse du coulis dans une fissure (Lombardi, 2003) .....	37
Figure II-3: Distribution de la vitesse du coulis dans une fissure (Lombardi, 2003) .....	38
Figure II-4: Schéma de dispositions des forages en lignes d'injections. (Charrak, 2022) .....	41
Figure II-5 : Profondeur de voile d'injection. (Moulay, 2014) .....	42
Figure II-6: Schéma représentative de l'expérience de Darcy (Ghanem, 2011). .....	46
Figure II-7: Variation de la vitesse de percolation de l'eau (Myslik, 2007).....	47
Figure II-8: Domaine de validité de la loi de Darcy (Ghanem, 2011).....	48
Figure II-9: Procédure de l'essai à charge constante et à charge variable (Talatizi, 2014). .....	50
Figure II-10: Essai Oedométrique (Talatizi, 2014). .....	51
Figure II-11: Principe de l'essai pulse.....	52
Figure II-12: Principe de l'essai Lefranc (Houti, 2012). .....	54
Figure II-13: Principe des essais Lugeon (Houti, 2012).....	56

## CHAPITRE III: CARACTERISTIQUES GENERALES DU BARRAGES D'EL CHORFA

Figure III-1: Localisation du barrage d'El Chorfa.....	59
Figure III-2: Barrage de Cheurfas I après travaux : nouvel appui RD vers l'amont. (ABDOU et BEN HELLAL, 2019) .....	60
Figure III-3: Barrage de Cheurfas I après construction en 1892. (ABDOU et BEN HELLAL, 2019) .	60
Figure III-4: Variation annuelles des apports liquides du barrage d'El Chorfa. (ANBT, 2023) .....	63
Figure III-5: Les éléments d'évacuateur des crues.....	64
Figure III-6: Les deux prises d'eau. ....	64
Figure III-7: Les galeries dans le barrage.....	65
Figure III-8: La pluviométrie moyenne annuelle entre 2011-2021. (ANBT, 2023).....	66
Figure III-9: Températures annuelles minimales, annuelles moyenne, et annuelles maximales du barrage El Chorfa entre 2007-2021. (ANBT, 2023).....	67
Figure III-10: l'évaporation potentielle annuelle maximale et minimale entre 2011-2020. (ANBT 2023) .....	68
Figure III-11: Le contact Helvétien et Tortonien (Geomag, 2021) .....	69

Figure III-12: Coupe géologique du site d'implantation du barrage El Chorfa (Geomag, 2021) .....	70
Figure III-13: Présentation des failles normales.....	71
Figure III-14: Remplissage des failles par le calcique .....	71
Figure III-15: Présentation des failles secondaires enregistrées.....	72
Figure III-16: Localisation de la région d'étude par rapport à la plaque Africaine (McClusky, 2003). 73	
Figure III-17: Distribution de la sismicité dans un rayon de 300 km environ autour du barrage d'El Chorfa (rapport technique ISL ingénierie, 2015) .....	74

## **CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC ET EVALUATION DES FUITES D'EAU DANS LE BARRAGE D'EL CHORFA**

Figure IV-1: Présentation du canal de mesure (ANBT, 2021) .....	77
Figure IV-2: Présentation des zones sec et humide dans la rive droite (ANBT, 2021).....	78
Figure IV-3: Fuite d'eau à la rive droite du barrage (ANBT, 2021) .....	78
Figure IV-4: Variation du débit de fuite en fonction du temps et en fonction de la cote de la retenue. 79	
Figure IV-5: Variation du débit de fuite en fonction de la cote de la retenue. ....	80
Figure IV-6: Seuil aval et sources rive gauche (ANBT, 2021) .....	81
Figure IV-7: Source à l'aval et interprétation géologique de la rive gauche (ANBT, 2021). ....	81
Figure IV-8: Emplacement du plot d'essai I. ....	82
Figure IV-9: Photographie des caisses de carottes au niveau de la rive droite dans le forage n°1 à la profondeur de 5,8 m (ANBT, 2022 ; Geomag, 2022) .....	83
Figure IV-10: Photographie des caisses de carottes dans le forage n°1 à la profondeur de 12,6 m (ANBT, 2022 ; Geomag, 2022). ....	84
Figure IV-11: Photographie des caisses de carottes dans le forage n°1 à la profondeur de 24-26,5 m. 84	
Figure IV-12: Photographie des caisses de carottes dans le forage n°1 à la profondeur de 38-42 m. ...	85
Figure IV-13: Emplacement du plot d'essai II dans la rive droite. ....	85
Figure IV-14: Photographie des caisses de carottes dans le forage P2 à la profondeur de 0-5 m. ....	86
Figure IV-15: Photographie des caisses de carottes dans le forage P2 à la profondeur de 40-45 m. ....	87
Figure IV-16: Photographie des caisses de carottes dans le forage P2 à la profondeur de 55-61 m. ....	87
Figure IV-17: Photographie des caisses de carottes dans le forage P2 à la profondeur de 66-71 m. ....	88
Figure IV-18: Photographie des caisses de carottes dans le forage P3 à la profondeur de 4-9 m. ....	88
Figure IV-19: Photographie des caisses de carottes dans le forage P3 à la profondeur de 12-19 m. ....	89
Figure IV-20: Photographie des caisses de carottes dans le forage P3 à la profondeur de 70-75 m. ....	90
Figure IV-21: Emplacement du plot d'essai III. ....	90
Figure IV-22: Photographie des caisses de carottes dans le forage P1 à la profondeur de 5-10 m. ....	91
Figure IV-23: Photographie des caisses de carottes dans le forage P1 à la profondeur de 22-25 m. ....	91
Figure IV-24: Photographie des caisses de carottes dans le forage P1 à la profondeur de 52-57 m. ....	92
Figure IV-25: Photographie des caisses de carottes dans le forage P1 à la profondeur de 57-60 m. ....	92
Figure IV-26: Emplacement du plot d'essai IV. ....	93
Figure IV-27: Photographie des caisses de carottes dans le forage PRG-03 à la profondeur de 13-18 m. ....	93
Figure IV-28: Photographie des caisses de carottes dans le forage PRG-03 à la profondeur de 25-30 m. ....	94
Figure IV-29: Photographie des caisses de carottes dans le forage PRG-03 à la profondeur de 31-36 m. ....	94
Figure IV-30: Evolution de la perméabilité dans le forage P1 dans le plot I. ....	95
Figure IV-31: Evolution de la perméabilité dans le forage P2 dans le plot I. ....	96

Figure IV-32: Evolution de la perméabilité dans le forage P3 dans le plot I. ....	97
Figure IV-33: Evolution de la perméabilité dans le forage P4 dans le plot I. ....	97
Figure IV-34: Evolution de la perméabilité dans le forage P5 dans le plot I. ....	98
Figure IV-35: Evolution de la perméabilité dans le forage S1 dans le plot I. ....	99
Figure IV-36: Evolution de la perméabilité dans le forage S2 dans le plot I. ....	99
Figure IV-37: Evolution de la perméabilité dans le forage S3 dans le plot I. ....	100
Figure IV-38: Evolution de la perméabilité dans le forage S4 dans le plot I. ....	100
Figure IV-39: Evolution de la perméabilité dans les forages P2 et P3 au niveau de la fuite dans le plot II. ....	101
Figure IV-40: Evolution de la perméabilité dans le forage P1 dans le plot III. ....	102
Figure IV-41: Evolution de la perméabilité dans le forage PRG-03 dans le plot IV. ....	103
Figure IV-42: Photographie des caisses de carottes (14/12/2021) ....	104
Figure IV-43: Schémas de principe du perméamètre à paroi rigide. ....	105
Figure IV-45: Fabrication des embases (03/2022). ....	106
Figure IV-46: Perforation des embases pour assurer la circulation de l'eau (03/2022). ....	107
Figure IV-47: Ré-usinage des rainures (03/2022) ....	107
Figure IV-48: Dispositif expérimental utilisé (03/2022). ....	108
Figure IV-49: Préparation de l'échantillon de roche testé (03/2022). ....	108
Figure IV-50: Mise en place de la couche de sable et des papiers filtre (03/2022). ....	109
Figure IV-51: Mise en place d'un joint pour renforcer l'étanchéité du système (03/2022). ....	109
Figure IV-52: Montage de l'essai (03/2022). ....	110
Figure IV-53: Principe du « Pulse Test ». ....	111
Figure IV-54: Evolution temporelle des volumes. ....	112
Figure IV-55: Evolution temporelle des débits. ....	112
Figure IV-56: Evolution temporelle de la perméabilité. ....	113
Figure IV-57: Evolution temporelle de la perméabilité mesurée à charge variable. ....	114
Figure IV-58: Evolution de la pression en fonction du temps. ....	115
Figure IV-59: Evolution de la perméabilité en fonction du temps. ....	117
Figure IV-60: Comparaison des résultats de perméabilité. ....	118
<b>CHAPITRE V : TRAITEMENT DES FUITES DANS LE BARRAGE D'EL CHORFA</b>	
Figure V-1: Densimètre (Mesure de la densité des fluides). ....	120
Figure V-2: Mesure de la décantation. ....	120
Figure V-3: Cône de Marsh (Mesure de la viscosité). ....	121
Figure V-4: Rhéomètre hybride Discovery (DHR-3) (29/10/2023). ....	121
Figure V-5: Cylindre concentrique Peltier : l'unité utilisée pour les essais (29/10/2023). ....	122
Figure V-6: Schéma explicatif d'un cylindre concentrique (intérieur rotatif). ....	122
Figure V-7: Préparation du mélange de la bentonite (29/10/2023). ....	123
Figure V-8: Préparation du mélange de ciment (29/10/2023). ....	123
Figure V-9: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la vitesse de cisaillement des coulis(E+C) et (E+C+B). ....	124
Figure V-10: Variation de la viscosité en fonction de la vitesse de cisaillement des coulis (E+C) et (E+C+B). ....	125
Figure V-11: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la vitesse de cisaillement de différents coulis utilisé. ....	126



Figure V-12: (a) Courbes d'écoulement en contraintes de cisaillement et (b) Courbes d'écoulement en viscosité (TAIBI, 2017).....	126
Figure V-13: Variation de la viscosité en fonction de la vitesse de cisaillement pour les différents coulis utilisé.....	127
Figure V-14: Caractéristiques rhéologiques obtenues sur les différents coulis utilisés. ....	128
Figure V-15 : Matériel utilisé dans L'atelier de forage. (ANBT ; Geomag, 2022). ....	130
Figure V-16: Ensemble de la centrale. (ANBT ; Geomag, 2022) .....	131
Figure V-17: Système d'injection complet (ANBT ; Geomag, 2022).....	132
Figure V-18: Dispositif pour les essais d'eau type LUGEON (ANBT ; Geomag, 2022). ....	133
Figure V-19: Emplacement du plot d'essai I.....	133
Figure V-20: Implantation des forages d'injection dans la rive droite.....	134
Figure V-21: Répartition des consommations de coulis au niveau des forages du plot d'essai I.....	135
Figure V-22: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages primaires dans le plot I. ....	136
Figure V-23: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages secondaires dans le plot I. ....	137
Figure V-24: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages tertiaires dans le plot I. ....	138
Figure V-25: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages quaternaires dans le plot I.....	139
Figure V-26: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages quinquénaires dans le plot I.....	140
Figure V-27: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages de contrôle dans le plot I. ....	141
Figure V-28: Variation de la perméabilité en fonction de la profondeur dans le plot I.....	142
Figure V-29: Traces de coulis d'injection dans les fissures des roches dans le plot I.....	143
Figure V-30: La ténacité de coulis d'injection avec les calcaires biogène du Tortonien. ....	143
Figure V-31: Remplissage des vides par les coulis en gris dans les calcaires sableux du Tortonien..	144
Figure V-32: Pénétration et imprégnation du coulis d'injection dans les fissures millimétriques. ....	144
Figure V-33: Emplacement du plot d'essai II dans la rive droite.....	145
Figure V-34: Implantation des forages d'injection dans le plot d'essai II. ....	146
Figure V-35: Répartitions des consommations dans les forages vers l'axe du barrage. ....	147
Figure V-36: Répartitions des consommations dans les forages vers le prolongement du voile. ....	147
Figure V-37: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages primaires dans le plot II. ....	148
Figure V-38: Entrainement de fines lors de la perforation du forage P2 entre les cotes 206 et 201m.	149
Figure V-39: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages secondaires dans le plot II. ....	150
Figure V-40: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages tertiaires dans le plot II. ....	150
Figure V-41: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages de contrôle dans le plot II. ....	151
Figure V-42: Variation de la perméabilité en fonction de la profondeur sur l'axe du prolongement du voile -rive droite dans le plot II. ....	152
Figure V-43: Variation de en fonction la perméabilité de la profondeur sur l'axe du barrage dans le plot II. ....	153

Figure V-44: Coulis d'injection dans les fissures des calcaires Tortoniens. ....	153
Figure V-45: Contact de l'injection avec le rocher dans les grès calcaires du Tortonien très compact. .....	154
Figure V-46: Remplissage du vide par le coulis de ciment. ....	154
Figure V-47: Remplissage des mini-cavités des calcaires vacuolaire du Tortonien .....	155
Figure V-48: Implantation les forages d'injection du plot d'essai III. ....	156
Figure V-49: Répartition des consommations de coulis au niveau des forages du plot d'essai III. ....	157
Figure V-50: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages primaires dans le plot III. .....	158
Figure V-51: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages secondaires dans le plot III. ....	158
Figure V-52: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages tertiaires dans le plot III. .....	159
Figure V-53: Evolution de la consommation de coulis au niveau de forage de contrôle dans le plot III. .....	160
Figure V-54: Variation de la perméabilité en fonction de la profondeur dans le plot III. ....	161
Figure V-55: Remplissage des vides par le coulis d'injection. ....	162
Figure V-56: Pénétration du coulis d'injection et interaction avec les grès. ....	162
Figure V-57: Emplacement du plot d'essai IV dans la rive gauche. ....	163
Figure V-58: Implantation les forages d'injection du plot d'essai IV. ....	164
Figure V-59: Répartition des consommations au niveau du plot d'essai IV. ....	165
Figure V-60: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages primaires dans le plot IV. .....	166
Figure V-61: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages secondaires dans le plot IV. ....	167
Figure V-62: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages tertiaires dans le plot IV. .....	168
Figure V-63: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages quaternaires dans le plot IV. ....	169
Figure V-64: Evolution de la consommation de coulis au niveau du forage de contrôle dans le plot IV. .....	170
Figure V-65: Variation de la perméabilité en fonction de la profondeur dans le plot IV. ....	171
Figure V-66: Les traces de coulis d'injection dans les fissures. ....	171
Figure V-67: Le coulis d'injection dans les fissures et les micro-karsts des calcaires vacuolaires. ....	172
Figure V-68: Emplacement du plot d'essai V dans la rive gauche. ....	173
Figure V-69: Implantation les forages d'injection du plot d'essai V. ....	173
Figure V-70: Répartition des consommations au niveau du plot d'essai V. ....	174
Figure V-71: Evolution de la consommation de coulis au niveau des différents forages dans le plot V. .....	175
Figure V-72: Variation de la perméabilité en fonction de la profondeur dans le plot V. ....	177
Figure V-73: Présence de coulis d'injection dans des fissures centimétriques, millimétriques et microfissures des calcaires vacuolaires. ....	177
Figure V-74: Pénétration du coulis de ciment dans les fissures. ....	178
Figure V-75: Variation du débit de fuite en fonction du temps et en fonction de la cote de la retenue après injection. ....	179
Figure V-76: Variation du débit de fuite en fonction de la cote de la retenue. ....	179

## **LISTE DES TABLEAUX**

### **Chapitre I : GENERALITES SUR LES FUTITES D'EAU DANS LES BARRAGES**

Tableau I-1: les barrages Algériens les plus confrontés au problème des fuites d'eau (ANBT, 2017).....	13
--	----

### **Chapitre II : GENERALITES SUR L'INJECTION DE COULIS POUR AMELIORER LA PERMEABILITE DES SOLS**

Tableau II-1 : Pression d'injection par rapport à la profondeur .....	40
Tableau II-2: Nombre de rangée d'injection par rapport à la charge d'eau .....	40
Tableau II-3: Valeurs de perméabilité de quelques sols. ....	57
Tableau II-4: Valeur de perméabilité des roches.....	57

#### **CHAPITRE III : Caractéristiques générales du barrage d'El Chorfa**

Tableau III-1: Données générales sur le barrage d'El Chorfa.....	61
--	----

### **CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC ET EVALUATION DES FUTITES D'EAU DANS LE BARRAGE D'EL CHORFA**

Tableau IV-1: Programme expérimental réalisé. ....	111
--	-----

### **CHAPITRE V : TRAITEMENT DES FUTITES DANS LE BARRAGE D'EL CHORFA**

Tableau V-1: Quantités des matériaux utilisées pour la préparation des coulis testés.....	123
Tableau V-2 : Récapitulatif des résultats obtenus pour les différents coulis utilisés.....	128
Tableau V-3 : Paramètres GIN appliqués au plot d'essai I.....	135
Tableau V-4: Paramètres GIN appliqués au plot d'essai II.....	146
Tableau V-5 : Les paramètres GIN appliqué au plot d'essai III .....	157
Tableau V-6: Les paramètres GIN de plot d'essai IV .....	164
Tableau V-7: Paramètres GIN du plot d'essai V.....	174

# LISTE DES ABREVIATIONS

<b>ANBT</b>	Agence national des barrages et transfert
<b>WNW</b>	West-North-West
<b>NNE</b>	Normal-North-East
<b>USBR</b>	United State Bureau of Reclamation
<b>C.I.M</b>	Centre d'Information sur le ciment
<b>NGA</b>	Normal Geographic Algerian
<b>ESE</b>	East-south-east
<b>GEOMAG</b>	Géotechnique Maghreb
<b>RQD</b>	Rock Quality Designation
<b>CRAAG</b>	Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique
<b>RB</b>	Relief total du bassin versant en m
<b>GIN</b>	Grouting Injection Number
<b>ISC</b>	International Seismological Centre

## SOMMAIRE

Résumé.....	I
Abstract .....	II
ملخص.....	III
LISTE DES FIGURES.....	IV
LISTE DES TABLEAUX.....	IX
LISTE DES ABREVIATIONS.....	X

### INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale.....	1
Développements et pertinence scientifique de la thématique .....	2

### CHAPITRE I: GENERALITES SUR LES FUTITES D'EAU DANS LES BARRAGES

I.1. Introduction.....	3
I.2. Description des fuites d'eau dans les barrages.....	3
I.2.1. Description de la fuite à l'amont de l'ouvrage.....	3
I.2.2. Description de la fuite dans le corps de l'ouvrage .....	3
I.2.3. Description de la fuite à l'aval de l'ouvrage .....	4
I.3. Les causes des fuites .....	4
I.3.1. Causes naturelles .....	4
I.3.2. Causes humaines.....	5
I.3.3. L'érosion interne et développement du phénomène de renards .....	5
I.4. Conséquences des fuites d'eau .....	5
I.5. Ampleur des fuites d'eau au niveau des barrages dans le monde .....	6
I.5.1. Le barrage en remblai en enrochement de TANGAB (IRAN).....	6
I.5.2. Le barrage voûte de CASTILLON (FRANCE).....	7
I.5.3. Le barrage voûte de CANELLES (ESPAGNE) .....	7
I.5.4. Le barrage en enrochement du NEBAANA (TUNISIE).....	8
I.5.5. Le barrage voûte de WUJIANGDU (CHINE).....	8
I.5.6. Le barrage en terre de PASO DE LAS PIEDRAS (Argentine).....	8
I.5.7. Le barrage en enrochement de SYMVOULOS (Chypre) .....	9
I.5.8. Le barrage en béton de MANANTALI (Mali) .....	9
I.5.9. Le barrage en terre de SADDAM (IRAK) .....	10
I.5.10. Le barrage voûte de Zillergründl (Autriche) .....	11
I.6. Travaux antérieurs sur le phénomène des fuites d'eau dans les barrages Algériens : ...	12

I.6.1. Travaux de Benfetta et Remini, 2008 .....	14
I.6.2. Travaux de Remini, Leduc et Hallouche, 2009 .....	15
I.6.3. Travaux de Toumi et Remini, 2004 .....	16
I.6.4. Travaux de Benfetta et Ouadja, 2017 .....	16
I.6.5. Travaux de Douis, Bedjouti et Meguellati, 2017 .....	17
I.7. Surveillance, détection et contrôle des fuites d'eau dans les barrages .....	18
I.7.1. Détection des fuites .....	18
I.7.2. La quantification des fuites .....	18
I.7.3. La programmation des activités de surveillance .....	19
I.7.3.1. L'inspection des ouvrages .....	19
I.7.3.2. Auscultation des barrages .....	20
I.7.3.3. Contrôle de la fonctionnalité des organes d'évacuation .....	21
I.7.3.4. Suivi du comportement .....	22
I.7.3.5. Diagnostic .....	23
I.7.3.6. Archivage des données .....	23
Conclusion .....	23

## **CHAPITRE II: GENERALITES SUR L'INJECTION POUR L'AMELIORATION DE LA PERMEABILITE DU SOL**

II.1. Introduction .....	25
II.2. Généralités sur l'injection dans les sols .....	25
II.2.1. Définition .....	25
II.2.2. Historique .....	26
II.2.3. Les objectifs de la technique d'injection .....	26
II.2.4. Choix de la méthode .....	27
II.2.5. Réalisation des travaux .....	27
II.2.6. Définition du plot d'essai .....	28
II.2.7. Perforation .....	28
II.2.8. Les domaines d'applications .....	29
II.2.8.1. La consolidation .....	29
II.2.8.2. L'étanchement .....	29
II.2.8.3. Le scellement .....	29
II.2.8.4. Le remplissage .....	29
II.2.8.5. La compensation .....	29
II.2.9. Utilité des injections dans les barrages .....	30

II.2.10.Types d'injection.....	30
II.2.10.1.Injection des roches fissurées .....	30
II.2.10.2. Injection de remplissage de cavités .....	31
II.2.10.3. Injection des terrains alluvionnaires .....	31
II.2.11. Méthodes d'injection.....	31
II.2.11.1. Méthode classique .....	31
II.2.11.2. Méthode GIN.....	32
II.2.11.3. Méthode «Real Time Grouting Control».....	33
II.2.12. Produits d'injection.....	33
II.2.12.1. Coulis cimentaires .....	34
II.2.12.1.1. Ciments Portland .....	34
II.2.12.1.2. Ciments micro fins.....	34
II.2.12.1.3. Ajouts.....	34
II.2.12.1.4. Adjuvants.....	34
II.2.12.2. Coulis à base de produits chimiques .....	35
II.2.12.2.1. Polyuréthane .....	35
II.2.12.2.2. Produits époxydes .....	35
II.2.13. Les types des coulis d'injection .....	35
II.2.13.1. Les coulis stables .....	36
II.2.13.2. Les coulis instables .....	36
II.2.13.3. Les coulis liquides .....	36
II.2.14. Rhéologie et caractéristiques mécaniques des coulis .....	37
II.2.14.1. La pénétrabilité .....	37
II.2.14.2. Stabilité.....	38
II.2.14.3. Viscosité .....	38
II.2.15.Conception des mélanges de coulis cimentaires .....	39
II.2.16.Caractéristiques du procédé d'injection .....	39
II.2.16.1. La pression d'injection .....	39
II.2.16.2. Les propriétés du coulis frais.....	40
II.2.16.3. Nombre de ligne d'injection .....	40
II.2.16.4. Espacement entre forages .....	41
II.2.16.5. Orientation des forages .....	41
II.2.16.6. Profondeur du voile d'injection.....	42

II.2.16.7. Contrôle des injections .....	42
II.2.17. Contrôle global de la qualité du traitement .....	43
II.3. Etude de la perméabilité .....	43
II.3.1. Notion de perméabilité et de conductivité hydraulique .....	43
II.3.1.1. Perméabilité.....	43
II.3.1.2 Conductivité hydraulique .....	44
II.3.2 Définitions générales .....	44
II.3.2.1. Charge hydraulique .....	44
II.3.2.2. Vitesse d'écoulement .....	45
II.3.2.3 Gradient hydraulique.....	45
II.3.3. La loi de Darcy.....	45
II.3.3.1. Définition .....	45
II.3.3.2. Limite de validité de la loi de darcy .....	47
II.3.4. Paramètres agissants sur la perméabilité.....	48
II.3.4.1. Paramètres liés à la structure du sol .....	48
II.3.4.2. Paramètres liés à la fabrication de l'échantillon.....	48
II.3.4.3. Paramètres liés aux dimensions de l'échantillon.....	48
II.3.4.4. Paramètres d'essai .....	49
II.3.4.5. Paramètres d'environnement.....	49
II.3.5. Méthodes de mesure de la perméabilité au laboratoire.....	49
II.3.5.1. Mesure de la perméabilité saturée en régime permanent .....	49
II.3.5.1.1. Essai à charge constante .....	49
II.3.5.1.2. Essai à charge variable .....	49
II.3.5.1.3. Mesure dans l'oedoperméamètre .....	51
II.3.5.2. Mesure de la perméabilité saturée en régime non permanent .....	52
II.3.5.2.1. La méthode par impulsion .....	52
II.3.5.2.2. Essai harmonique.....	53
II.3.6. Méthodes de mesure de la perméabilité in situ .....	53
II.3.6.1. L'essai de Pompage.....	53
II.3.6.2.L'essai Lefranc .....	53
II.3.6.2.1.Principe .....	54
II.3.6.2.2. Avantage de l'essai .....	55
II.3.6.2.3.Limitation .....	55



II.3.6.3.Essai Lugeon .....	55
II.3.6.3.1. Avantage de l'essai .....	56
II.3.6.3.2. Limitation .....	56
II.3.7. Ordre de grandeur de la perméabilité.....	57
Conclusion.....	57

### **CHAPITRE III: CARACTERISTIQUES GENERALES DU BARRAGES D'EL CHORFA**

III.1. Introduction .....	59
III.2. Présentation du barrage d'EL Chorfa.....	59
III.2.1. Localisation du barrage El Chorfa.....	59
III.2.2. Historique de la construction du barrage d'El chorfa.....	60
III.2.3. Destination des eaux du barrage d'El Chorfa.....	61
III.3. Caractéristiques du barrage d'El Chorfa .....	61
III.3.1. Données sur le barrage .....	61
Destinations principales du barrage .....	62
III.3.1.1. Hydrologie .....	62
III.3.1.2. Les apports liquides .....	63
III.3.2. Ouvrages annexes .....	63
III.3.2.1. Evacuateur de crue .....	63
III.3.2.2. Ouvrages de prise.....	64
III.3.2.3. Vidange de fond .....	64
III.3.2.4. Entrailles du barrage .....	65
III.3.3. Caractéristiques climatiques .....	66
III.3.3.1. Climat.....	66
III.3.3.2. Précipitation .....	66
III.3.3.3. Température .....	66
III.3.3.4. L'évaporation potentielle .....	67
III.3.3.5. Les vents .....	68
III.3.3.6. Les apports solides .....	68
III.3.3.7. L'insolation .....	68
III.3.3.8. L'humidité.....	68
III.3.3.9. Couvert végétal .....	69
III.4.Géologie et hydrogéologie .....	69
III.4.1. Analyse lithologique et stratigraphique .....	69

III.4.2. Analyse géologique et structurale.....	70
III.4.3. Analyse géotechnique.....	72
III.5. Aléa sismique.....	72
Conclusion.....	74

## **CHAPITRE IV: DIAGNOSTIC ET EVALUATION DES FUTITES D'EAU DANS LE BARRAGE D'EL CHORFA**

IV.1. Introduction.....	75
IV.2. Opportunité et contexte socioéconomique de la recherche.....	75
IV.3. Problématique du barrage d'El Chorfa.....	76
IV.4. Analyse des fuites au niveau de la rive droite.....	76
IV.4.1. Historique des fuites observées.....	77
IV.4.2. Analyse des débits de fuite.....	79
IV.5. Analyse des fuites au niveau de la rive gauche.....	80
IV.6. Prélèvement par carottage pour l'étude du sol.....	82
IV.6.1. Prélèvement au niveau de la rive droite.....	82
IV.6.2. Prélèvement au niveau de la fondation.....	90
IV.6.3. Prélèvement au niveau de la rive gauche.....	93
IV.7. Etude de la perméabilité in-situ.....	94
IV.7.1. Au niveau de la rive droite « Plot d'essai I ».....	95
IV.7.1.1. Forage primaire P1.....	95
IV.7.1.2. Forage primaire P2.....	95
IV.7.1.3. Forage primaire P3.....	96
IV.7.1.4. Forage primaire P4.....	97
IV.7.1.5. Forage primaire P5.....	98
IV.7.1.6. Forage secondaire S1.....	98
IV.7.1.7. Forage secondaire S2.....	99
IV.7.1.8. Forage secondaire S3.....	100
IV.7.1.9. Forage secondaire S4.....	100
IV.7.2. Au niveau de l'intersection la rive droite « Plot d'essai II ».....	101
IV.7.3. Au niveau de la fondation « Plot d'essai III ».....	101
IV.7.3.1. Forage P1.....	102
IV.7.4. Au niveau de la rive gauche « plot d'essai IV+V ».....	103
IV.8. Etude de la perméabilité au laboratoire.....	104
IV.8.1. Echantillons de roche testés.....	104

IV.8.2. Principe des méthodes de mesure de la perméabilité au laboratoire .....	104
IV.8.3. Conception et réalisation du perméamètre à paroi rigide.....	105
IV.8.4. Procédure expérimentale .....	107
IV.8.5. Programme expérimental réalisé .....	110
IV.9. Résultats et discussions .....	111
IV.9.1. Essai à charge constant.....	111
IV.9.2. Essai à charge variable .....	113
IV.9.3. Pulse test.....	114
IV.10. Comparaison des résultats.....	117
Conclusion.....	118
<b>CHAPITRE V : TRAITEMENT DES FUITES DANS LE BARRAGE D'EL CHORFA</b>	
V.1. Introduction .....	119
V.2. Essais de Contrôle de coulis.....	119
V.2.1. Matériaux et appareillage .....	119
V.2.2. Mode opératoire.....	122
V.2.3. Les caractéristiques rhéologiques des différents coulis testés.....	124
V.3. Les essais d'injection.....	129
V.3.1. Emplacement des travaux d'injection.....	129
V.3.2. Matériel mis en œuvre .....	129
V.3.2.1. Atelier de forage.....	129
V.3.2.2. Centrale de fabrication de coulis.....	130
V.3.2.3. Atelier d'injection .....	131
V.3.2.4. Dispositif expérimental pour les essais d'eau .....	132
V.4 Résultats des essais d'injection .....	133
V.4.1 Travaux d'injection au niveau du plot I .....	133
V.4.1.1. Conditions des essais d'injection .....	134
V.4.1.2 Etude de l'évolution de la consommation de coulis.....	135
V.4.1.2.1. Forages primaires .....	136
V.4.1.2.2. Forages secondaires.....	137
V.4.1.2.3. Forages tertiaires .....	137
V.4.1.2.4. Forages quaternaires.....	138
V.4.1.2.5. Forages quinquénaires .....	139
V.4.1.2.6 Forages de contrôle .....	140

V.4.1.3 Etude de l'évolution de la perméabilité .....	141
V.4.1.4 Aperçu de l'état des carottes .....	142
V.4.1.5. Récapitulatif des résultats des traitements réalisé au niveau du plot d'essai I.	144
V.4.2. Travaux d'injection au niveau du plot d'essai II .....	145
V.4.2.1. Conditions des essais d'injection .....	146
V.4.2.2 Etude de l'évolution de la consommation du coulis .....	147
V.4.2.2.1 Forages primaires .....	148
V.4.2.2.2 Forages secondaires.....	149
V.4.2.2.3 Forages tertiaires .....	150
V.4.2.2.4 Forages de contrôles .....	151
V.4.2.3 Etude de l'évolution de la perméabilité .....	152
V.4.2.4 Aperçu sur l'état des carottes .....	153
V.4.2.5 Récapitulatif des résultats des traitements réalisé au plot d'essai II .....	155
V.4.3. Travaux d'injection au niveau du plot d'essai III .....	155
V.4.3.1. Condition des essais d'injection.....	156
V.4.3.2. Etude de l'évolution de la consommation de coulis.....	157
V.4.3.2.1 Forages primaires .....	157
V.4.3.2.2 Forages secondaires.....	158
V.4.3.2.3 Forages tertiaires .....	159
V.4.3.2.4 Forage de contrôle .....	159
V.4.3.3 Etude de l'évolution de la perméabilité .....	160
V.4.3.4 Aperçu sur l'état des carottes .....	162
V.4.3.5 Récapitulatif des résultats des traitements réalisé au plot d'essai III.....	163
V.4.4. Travaux d'injection au niveau du plot d'essai IV .....	163
V.4.4.1 Condition des essais d'injection.....	164
V.4.4.2 Etude de l'évolution de la consommation de coulis.....	165
V.4.4.2.1 Forages primaires .....	165
V.4.4.2.2 Forages secondaires.....	166
V.4.4.2.3 Forages tertiaires .....	167
V.4.4.2.4 Forages quaternaires.....	168
V.4.4.2.5 Forage de contrôle .....	169
V.4.4.3 Etude de l'évolution de la perméabilité .....	170
V.4.4.4 Aperçu sur l'état des carottes .....	171

V.4.4.5 Récapitulatif des résultats des traitements réalisé au plot d'essai IV.....	172
V.4.5 Travaux d'injection au niveau du plot d'essai V.....	172
V.4.5.1. Conditions des essais d'injection.....	174
V.4.5.2 Etude de l'évolution de la consommation de coulis.....	174
V.4.5.3 Etude de l'évolution de la perméabilité.....	176
V.4.5.4 Aperçu de l'état des carottes.....	177
V.4.5.5 Récapitulatif des résultats des traitements réalisé au plot d'essai V.....	178
V.5. Analyse des débits de fuite après injection dans la rive droite.....	178
Conclusion.....	180

### **CONCLUSION GENERALE**

Conclusion générale.....	182
--------------------------	-----

### **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	184
----------------------------------	-----

## **INTRODUCTION GENERALE**

### Introduction générale

Le problème des fuites d'eau revêt une grande importance, surtout pour les pays comme l'Algérie où le développement économique est lié aux quantités d'eau emmagasinées au sein des retenues des barrages. Les barrages algériens comme le cas de la plupart des barrages dans le monde sont confrontés à des problèmes de fuites d'eau à travers leurs fondations ou leurs berges. Ce phénomène de fuites met en péril la sécurité du barrage et menace son rôle de réserve d'eau en réduisant considérablement sa capacité utile. La quantification et l'analyse de ce problème sont d'une importance primordiale.

Les fuites d'eau à travers les barrages sont l'un des paramètres de conception et de contrôle de sécurité 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 de ces masses, en particulier sur les sites comportant des zones fracturées, et des structures altérées. La qualité et la perméabilité du site est fondamentale pour garantir la sécurité d'un barrage. 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 pour cerner la problématique de la fuite afin d'arrêter un modèle de traitement et de définir les moyens à mettre en œuvre. Il est rare que les fuites affectent le corps même de l'ouvrage en béton.

Ces travaux de recherche sont basés sur l'étude d'un cas réel de barrage qui subit une grande perte d'eau dans une région semi-aride, il s'agit du barrage d'El Chorfa. Il est compte parmi ces barrages algériens qui présentent un grand débit de fuite à travers ses rives. Un débit de fuite de 90 l/s a été enregistré au début de l'année 2013. Ces fuites d'eau se traduisent par des pertes en eau précieuse et menacent véritablement la stabilité mécanique et hydraulique du barrage. Cette menace peut entraîner de sérieux impacts socioéconomiques sur le voisinage et la région. En effet, ce barrage est construit pour créer des réserves d'eau pour l'alimentation en eau potable, irriguer des zones agricoles ayant de gros besoins en eau lors des périodes sèches, maintenir dans les rivières un débit minimum suffisant lors des étiages et réduire l'effet des crues en retardant l'eau grâce au stockage dans la retenue qui se remplit pour la relâcher après le passage de la crue.

Le travail de recherche, proprement dit, devait impérativement être précédé, à l'amont, par une contribution bibliographique ciblant trois volets importants et concernant les mécanismes relatifs aux causes des fuites d'eau affectant les berges de barrages en béton et leurs fondations, les méthodes de surveillance, la détection et le contrôle des fuites d'eau dans les barrages en béton, cette recherche bibliographique est consolidée par une synthèse étoffée de la méthode de réparation de ces fuites d'eau par l'injection de coulis. Une section a été consacrée à l'opportunité et au contexte socioéconomique des travaux de recherche.

Un effort considérable et un temps précieux ont également été consacrés à l'étude de l'état de l'art concernant le sujet de recherche. Nous avons rédigé une synthèse des travaux de recherche, les plus récents dans ce domaine afin que notre contribution scientifique, sur un

sujet complexe, puisse apporter une valeur ajoutée au phénomène des fuites d'eau dans les barrages d'une manière générale.

Les deux derniers chapitres de la thèse constituent le noyau de notre contribution scientifique. Il s'agit dans un premier temps : d'une étude appliquée au cas du barrage d'El Chorfa afin d'estimer et de quantifier le débit de fuite. Cette étude a été lancée par l'Agence nationale des barrages et transferts (ANBT) en 2016. La réalisation de ce projet a nécessité la mise en œuvre de grands moyens humains et matériels. L'exécution des travaux a été accordée à l'entreprise Geomag-Algérie qui a entamé les travaux de confortement du barrage au mois de juin 2021.

Nous avons également étudié la perméabilité au laboratoire des échantillons provenant de la rive droite à une profondeur de 50 m. Cet intervalle de profondeur correspond à la zone « suspecte » où se produisent les résurgences. D'autre part, nous avons défini les caractéristiques de coulis à adopter pour les procédés d'injection dans les berges et la fondation du barrage d'El Chorfa.

De manière chronologique, la rédaction de la thèse a suivi les chapitres suivants pour garantir à la fois la cohérence des différentes sections et leur adéquation avec les objectifs établis :

- Les fuites d'eau dans les barrages
- Généralité sur l'injection de coulis pour améliorer la perméabilité des sols
- Caractéristiques générales du barrage d'El Chorfa
- Diagnostic et évaluation des fuites d'eau dans le barrage d'El Chorfa
- Traitement des fuites dans le barrage d'El Chorfa

### **Développements et pertinence scientifique de la thématique**

Le problème des fuites d'eau est caractérisé par sa complexité. Il touche la majorité des barrages à travers le monde qui ne peut être étudié de la même façon. Les travaux qui ont été élaborés par les différents auteurs (chapitre I) démontrent les difficultés pour aboutir à un résultat final. Les techniques du traitement des barrages poids les plus utilisées sont les injections. Le voile d'injection reste l'unique remède à ce problème.

Les différents paramètres d'influence sur la performance de l'imperméabilisation des sols rocheux et fracturés par injection des coulis doivent être, autant que possible, conjugués. L'injection de coulis représente d'énormes difficultés pour être appliquée dans les berges et sous le barrage où les écoulements (les fuites d'eau) se manifestent dans un milieu commun. Cette présente recherche, outre l'étude et la quantification des fuites d'eau, traite le procédé d'injection, leur méthode, leur type et le produit à injecter ainsi que les caractéristiques de coulis combinés avec ces paramètres d'influence sur la performance des procédés de traitement des fuites d'eau dans le barrage d'El Chorfa.



**CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES FUITES D'EAU DANS LES  
BARRAGES**

## I.1. Introduction

La majorité des barrages subit et confronte des problèmes de fuites d'eau à travers les fondations et les berges. Ce phénomène de fuites met en péril la vie du barrage et menace son rôle de réserve d'eau en réduisant considérablement sa capacité utile, par conséquent présente des menaces sur les biens et les populations se trouvant en aval. La quantification et l'analyse de ce problème est d'une importance primordiale.

Certains barrages Algériens sont confrontés au problème des fuites d'eau à travers les rives, le corps et les fondations. En plus de la faible quantité d'eau reçue par nos barrages à cause de la sécheresse, qui a touché le pays depuis une vingtaine d'année, d'autres facteurs aggravent cette situation. Ces facteurs sont l'évaporation intense et l'envasement accéléré. (**TOUMI et REMINI, 2004**).

Ce chapitre est consacré à l'étude de la problématique des fuites d'eaux à travers les barrages. L'ampleur de ce phénomène est montrée pour quelques barrages dans le monde. Les barrages Algériens les plus touchés par les fuites d'eau sont également détaillés. Une étude bibliographique sur les différents travaux antérieurs sur les fuites d'eau est exposée.

## I.2. Description des fuites d'eau dans les barrages

On peut distinguer les fuites d'eau en deux types tels que :

### I.2.1. Description de la fuite à l'amont de l'ouvrage

Tout écoulement traversant un ouvrage hydraulique est appelé fuite. Les fuites indiquent des défaillances de la fonction d'étanchéité de l'ouvrage. Les points d'infiltration en amont sont aussi appelés points d'entonnement, ils ne sont pas facile à repérer. La première difficulté est pratique: le parement amont est submergé donc les désordres ne sont pas facilement visibles. (**Cunat, 2012**)

Lorsqu'un ouvrage en remblai présente des fuites qui exigent des réparations, généralement les travaux ne visent pas directement la cause, trop difficile à cerner, mais ils ont pour but de fermer les chemins d'écoulement : injection de béton, rideau de palplanche. Parfois, certains signes extérieurs témoignent de la présence d'une fuite: un tourbillon peut être visible lorsqu'une quantité d'eau importante s'infiltré localement dans l'ouvrage.

### I.2.2. Description de la fuite dans le corps de l'ouvrage

Pour un ouvrage hydraulique homogène sans étanchéité amont, la forme des écoulements dans le corps de cet ouvrage est bien connue (**Mallet et Pacquant, 1951**). Une estimation du débit d'infiltration peut être facilement obtenue. Le problème est encore plus compliqué si l'ouvrage est constitué de matériaux hétérogènes et/ou comporte une étanchéité amont. Dans ces cas, l'écoulement à travers l'ouvrage se fait le long de chemins préférentiels où la perméabilité est localement plus élevée. Plusieurs raisons peuvent expliquer les variations de la perméabilité :

- certaines couches ont été moins compactées et sont donc plus perméables ; c'est souvent le cas entre deux couches de compactage.
- les matériaux de l'ouvrage sont hétérogènes ; certains matériaux utilisés lors de la construction, sont de plus faible perméabilité. Pour les digues, cette situation est fréquemment aperçue lorsque les matériaux alluvionnaires ont été utilisés.
- L'érosion interne, si elle se produit, va agrandir les chemins d'écoulements qui prendront une forme cylindrique, si l'érosion change vers un renard.

### **I.2.3. Description de la fuite à l'aval de l'ouvrage**

La mesure de débit caractérise l'intensité de la fuite. Si la fuite peut être collectée, deux techniques peuvent être utilisées : les mesures à la capacité et les mesures à l'aide d'un seuil.

Les mesures de débit à la capacité consistent à remplir un volume d'eau dans un temps donné pour obtenir une évaluation du débit. Le débit peut être également mesuré à partir d'un seuil. La donnée mesurée est la hauteur d'eau au-dessus du seuil. Cette grandeur est directement en lien avec le débit. Ce type de méthode est adaptée aux fuites localisées et dont le débit est suffisamment important. Pour des fuites diffuses, le caractère ponctuel de la mesure la rend non représentative, à moins d'ajouter pour ce type de fuite, un moyen de drainage. Les ouvrages récents intègrent un dispositif de drainage chargé de collecter les eaux d'infiltration. Les eaux des drains sont ensuite collectées et peuvent être jaugées.

Concernant les digues, un canal de drainage, aussi appelé contre-canal ou canal de fuite, est souvent construit en pied aval. Il permet de récolter les eaux d'infiltration du corps de digue et celles transitant par les fondations. Le suivi du débit du contre-canal à l'entrée et à la sortie de différents tronçons permet également d'estimer le débit des fuites en provenance de l'ouvrage. Cette mesure est intégrante, elle renseigne sur le débit de fuite d'un tronçon de digue, mais elle n'est applicable que si les débits de fuite sont importants. De plus, ce type de méthode est difficile à mettre en œuvre si des apports secondaires alimentent le contre-canal (ruisseau, nappe phréatique...).

Dans le cas de fuite importante, la présence d'une fuite se manifeste à l'aval de l'ouvrage par des zones humides, des écoulements, des résurgences sur le parement aval et/ou le pied de la digue aval. Parfois des résurgences sont détectées à une certaine distance de l'ouvrage. Les points de sortie des fuites peuvent être signalés par la présence d'une végétation hydrophile. Si l'origine de la fuite est l'érosion interne, l'écoulement à sa sortie peut être chargé de fines particules de sol.

## **I.3. Les cause des fuites**

### **I.3.1. Causes naturelles**

Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement (barrage de Malpasset, 1959) ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue (barrage du Vajont, 1963). Aussi parmi les causes naturelles, nous avons

le phénomène d'infiltration, ce qui nous amène à l'érosion interne. Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.). Les ruptures des barrages dues aux séismes sont très rares. (**Roland, 2010**).

### **I.3.2. Causes humaines**

Peuvent être à l'origine d'accidents: études antérieurs pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore opérations de malveillance.

### **I.3.3. L'érosion interne et développement du phénomène de renards**

L'érosion interne est un processus selon lequel les particules sont éloignées du noyau ou de la fondation en empruntant des voies de migration préférentielles. Ce procédé est initialement favorisé par :

- La présence d'un chemin d'infiltration et d'une source d'eau,
- L'existence de matériaux érosifs à l'intérieur de ce chemin et transportables par le flux d'infiltration,
- L'absence de protection qui pourrait retenir ces particules.

Plus le processus de l'érosion évolue, plus il y a des chances que se forment dans le barrage des conduites de circulation d'eau. Ces dernières se localiseraient aussi dans le contact béton-roche. En effet, l'évolution de l'érosion interne et le développement de renards s'apprécient bien suivant les phases d'initiation, de continuité, de progression et de développement de trous. C'est un processus qui est assez variable dans le temps. Il peut aller de quelques heures à quelques années jusqu'à la formation complète de trou dans la structure ou la rupture totale de l'ouvrage.

## **I.4. Conséquences des fuites d'eau**

Une fuite est nuisible pour l'ouvrage si elle met en cause au moins sa fonction primaire d'étanchéité et engendre des instabilités. Une fuite d'eau peut être à l'origine d'érosion interne. Les conséquences d'une érosion interne peuvent affecter à la fois l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage. Le déversement, en lessivant le sol de ses fines, modifie petit à petit la perméabilité du sol et donc affecte sa capacité d'étanchéité.

Un renard entraîne la création d'un conduit naturel traversant l'ouvrage de part en part. Ce conduit, en s'élargissant sous l'effet de l'érosion, peut déstabiliser l'ouvrage : éboulement du toit du conduit. Une fuite d'eau peut également entraîner des problèmes de stabilité du parement aval. L'augmentation du niveau d'eau à l'aval modifie l'équilibre du talus : les pressions interstitielles augmentent et le poids des terres est plus important (saturation du sol). Pour les barrages en béton, ce conduit naturel se trouve entre la berge et la montagne (contact roche-béton). Il peut déstabiliser le barrage : éboulement du contact roche-béton, qui peut entraîner un grand débit de fuite et par la suite un déplacement de la digue du barrage.

## **I.5. Ampleur des fuites d'eau au niveau des barrages dans le monde**

Les fuites d'eau au niveau des barrages présentent un problème très sérieux surtout pour les pays à climat sec puisqu'ils menacent les volumes d'eau stockés dans les barrages à travers le monde et peuvent engendrer une déstabilisation de ces ouvrages.

### **I.5.1. Le barrage en remblai en enrochement de TANGAB (IRAN)**

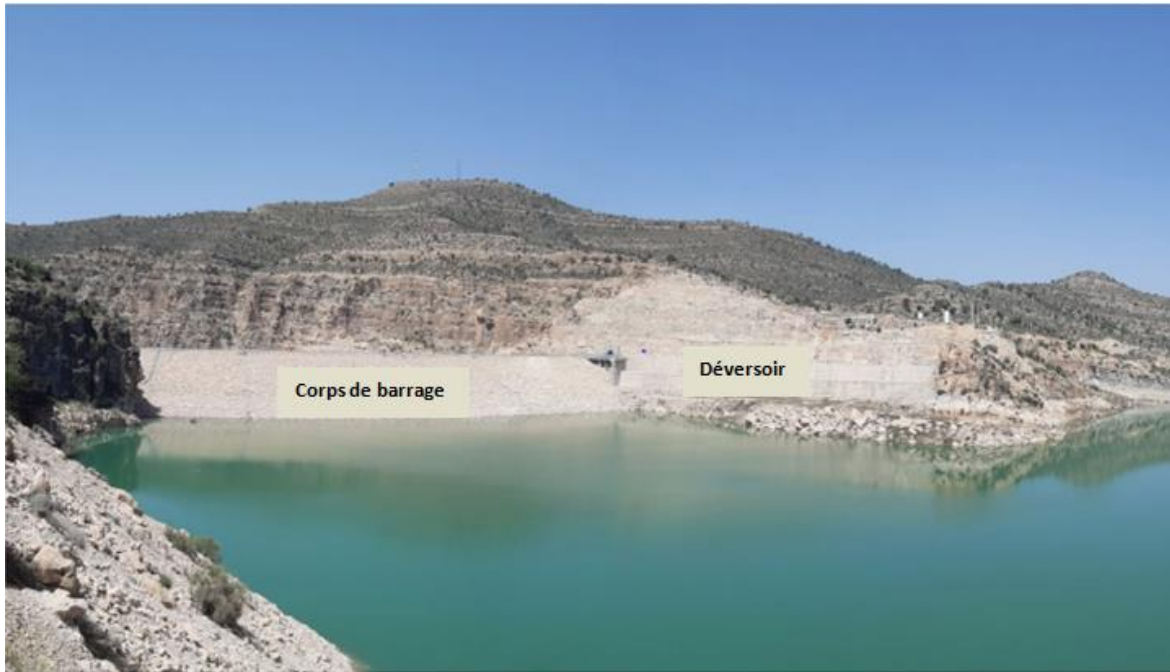
Le barrage de TANGAB est un barrage en remblai en enrochement avec une hauteur de 55 m [Figure I-1], une longueur de crête de 270 m et une capacité de stockage de 140 millions m<sup>3</sup>, il a été construit sur la rivière FIROZABAD, dans la province de FARS, au sud-ouest de l'IRAN. (Morteza, 2021)

Depuis la mise en eau du réservoir en 2009, une fuite d'eau s'est produite dans 5.8 km en aval de sources Karstique préexistantes. Pour réparer ces fissures naturelles et colmater la fuite, deux coulis supplémentaire des rideaux, ainsi que d'importants travaux de traitement, ont été ajouté en injectant 11055 tonnes de ciment dans le socle Karstique.

L'injection n'a pas été efficace que prévu et le réservoir n'a jamais été rempli à son volume normal prévu.

La fluctuation des niveaux d'eau dans le réservoir et les forages en aval a indiqué que l'injection a réussi à réduire la perte de charge dans l'écoulement de l'eau. Les infiltrations d'eau ont été constatée dans l'aquifère karstique le long d'une vaste zone au niveau de chaque rive de la vallée puisque les fenêtres d'infiltration n'étaient pas fermées.

Le site du barrage de TANGAB est parmi les terrains karstiques les plus difficiles pour la construction de barrage dans lesquels le succès de la mise en eau du réservoir ne peut pas être garanti, même par un vaste programme d'injection et d'étanchéité.



**Figure I-1: Barrage de Tangab (Morteza, 2021)**

### **I.5.2. Le barrage voûte de CASTILLON (FRANCE)**

Ce barrage est construit sur le VERDON; affluent de la DURANCE Alpes du Sud France, à l'entrée d'une gorge creusée par l'érosion fluviale dans les calcaires du Jurassique supérieur, la construction du barrage a été terminée en 1948 et la mise en eau a été débutée en 1949 ; il a une capacité de 149 millions m<sup>3</sup> et une hauteur de 100 m sur la fondation. (**Benfetta; Achour; Ouadja, 2017**)

Après une mise en eau partielle en 1948, des cheminements des fuites ont été observés, non seulement à proximité de l'ouvrage mais également à travers la rive droite à moyenne distance. L'étanchéité des appuis a été améliorée par un voile d'injection de 46.000 m<sup>2</sup> (5.000 tonnes de produits secs ont été injectés).

En 1949, la mise en eau ne devait donner lieu à aucune fuite notable (débit maximum enregistré estimé à 100 l/s).

### **I.5.3. Le barrage voûte de CANELLES (ESPAGNE)**

Le barrage de Canelles est installé sur la NOGUERA RIBAGORZANA, affluent de l'ERBE (Espagne), il a une hauteur de 148m et une capacité utile de 543 millions de m<sup>3</sup>. Il est situé à la sortie d'une gorge excavée par la rivière dans une série calcaire traverses à la vallée.

Dès le début de la mise en eau, en 1958, les premières fuites apparurent en rive gauche à proximité de la centrale souterraine. Le débit atteignit 1600 l/s pour un plan d'eau à 75m. La montée du plan d'eau au-dessus de cette côte provoqua des déboussages importants. Pour la côte 85m, les débits de fuites atteignirent 8 m<sup>3</sup>/s, interdisant la poursuite du remplissage. L'importance de ces fuites devait motiver des travaux d'étanchement considérables.

**I.5.4. Le barrage en enrochement du NEBAANA (TUNISIE)**

Le barrage de Nebaana est édifié sur l'oued NEBAANA, il a une hauteur de 62.5 m et une capacité de 86 millions m<sup>3</sup>.

En 1965, une mise en eau partielle a été réalisée; des fuites étaient aperçues dans l'Oued OHEICHE en rive droite environ 10 l/s; pour ces circulations, le rôle joué par les diaclases à remplissage de calcite était évident. En rive gauche le débit de fuites augmentait (quelques dizaines de litres / seconde).

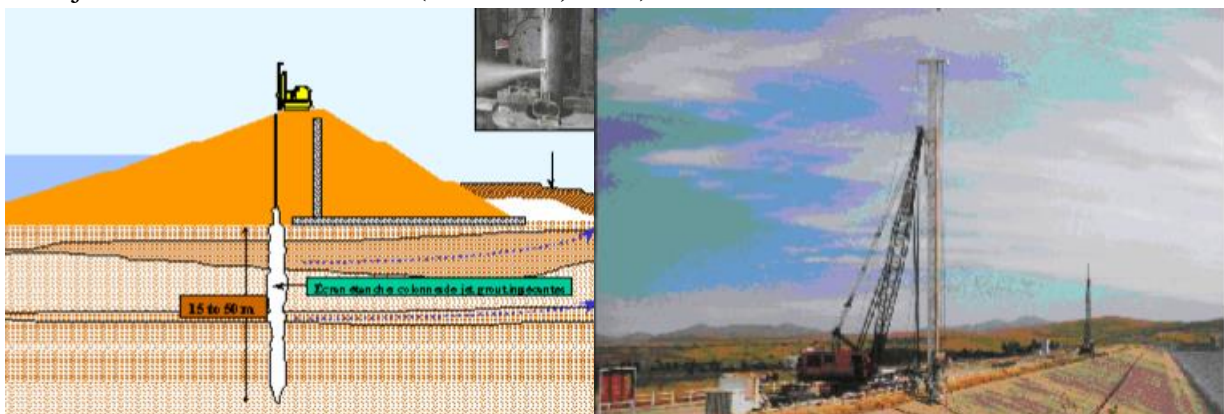
Malgré le faible débit des fuites, en raison de la valeur de l'eau, des traitements de surface étaient réalisés en rive droite permettant de réduire le débit des fuites. (Therond, 1980)

**I.5.5. Le barrage voûte de WUJIANGDU (CHINE)**

Le barrage voûte de WUJIANGDU de la province de GUIZHEOU en république populaire de Chine est situé dans la roche de Yulongshon, il a une hauteur de 165 m et une épaisseur de 230 m. Les fuites à travers sa fondation sont de l'ordre de 10 m<sup>3</sup>/ jour depuis sa construction. (Therond, 1980)

**I.5.6. Le barrage en terre de PASO DE LAS PIEDRAS (Argentine)**

Le barrage de Paso de las Piedras, localisé en Argentine près de la ville de Bahia Blanca, est un barrage en terre conçu sans fondations, de 25 m de hauteur et 1200 m de longueur [Figure I-2]. Lors de sa mise en eau, des fuites sont apparues. Elles résultent de la circulation d'eau sous pression sous le barrage par l'intermédiaire d'horizons sableux intercalés dans une matrice silto-argileuse située sous l'ouvrage. De façon à contrer l'instabilité affectant le barrage, il a été décidé de réaliser une surcharge en aval. Malgré ces travaux de confortement, le réservoir n'a pas pu être rempli jusqu'au niveau d'exploitation prévu par suite de la persistance des fuites. Il a alors été décidé de réaliser des travaux de confortement additionnel en réalisant un écran étanche par la technique du jet grouting. Ces travaux ont été exécutés entre janvier 1998 et août 2000. (Gouvenot, 1997)



**Figure I-2: Barrage de paso de la piedras- Argentine – 1971 - Ecran étanche réalisé par jet grouting (Gouvenot, 1997)**

**I.5.7. Le barrage en enrochement de SYMVOULOS (Chypre)**

Le barrage de Symvoulos, situé à l'ouest de Limassol à Chypre, a été construit en 1990 pour alimenter en eau les garnisons anglaises d'Episkopi et d'Akrotiri [Figure I-3]. Il s'agit d'un barrage en enrochement de 37 m de hauteur avec masque amont de béton. L'étanchéité est assurée par une membrane en PEHD ancrée dans une poutre en béton située à la base du barrage, par un rideau injecté sous cette poutre et enfin, par un masque de béton recouvrant la membrane. Le barrage est fondé sur des calcaires, le voile d'injection situé dans la partie amont devait permettre d'obturer les fissures de ce massif.

Depuis sa mise en eau, des fuites ont graduellement augmenté d'année en année (jusqu'en 1997) où une augmentation brutale du débit est apparue. Le niveau de remplissage du réservoir était alors de la moitié du niveau initialement prévu. Après une campagne d'investigations basée sur des approches classiques et sur des méthodes électriques de détection des vides (méthode du panneau électrique et méthode du carottage électrique réalisées par EDG), il est apparu que les fuites étaient imputables à des phénomènes de dissolution s'étant produit dans certains joints de décompression sub-verticaux et dans des fissures horizontales du calcaire. (Gouvenot, 1997)



**Figure I-3: Barrage de symvoulos- Chypre - 1990 (Gouvenot, 1997)**

**I.5.8. Le barrage en béton de MANANTALI (Mali)**

Le barrage de Manantali est situé à l'ouest du Mali sur le fleuve Bafing. Son rôle est multiple : régulation de l'alimentation en eau du fleuve de manière à permettre la navigation en toute saison, d'améliorer les conditions de l'exploitation agricole pour les riverains des fleuves Bafing et Sénégal et de produire de l'électricité (Gouvenot, 1989). Cet ouvrage de 1500 m de longueur de crête et de 65 m de hauteur maximale pour une retenue de 11.109 m<sup>3</sup> est constitué d'un barrage central en béton prolongé de part et d'autre par une digue en enrochement [Figure I-4].



L'étanchéité de la digue est constituée par un noyau d'argile prolongé par un voile d'étanchéité réalisé par injection de coulis bentonite -ciment. Les terrains de fondations sont constitués par des grès fissurés plus ou moins cimentés et par des pélites. (Gouvenot, 1997)



**Figure I-4: Barrage de manantali– Mali – (wikipedia)**

Les contrôles réalisés depuis la galerie principale après l'exécution des travaux ont mis en évidence une forte perméabilité résiduelle dans la zone des pélites et au contact de ces dernières avec les grès. L'examen des carottes prélevées dans les pélites avait déjà mis en évidence l'existence d'un réseau de micro-fissures horizontales. Ces micro-fissures préexistantes ou générées ultérieurement n'ont pas été traitées par la coulisse bentonite ciment traditionnel. Il a donc été décidé d'exécuter un traitement complémentaire des zones micro fissurées par injection d'un coulis ultra-fin, le Microsol. Après la réalisation d'un plot d'essai (mai et juin 1987) dont les résultats ont été très satisfaisants, il a été décidé de traiter 325 m de voile sur une profondeur allant de 25 à 30 m dans la zone de faille sous le barrage en béton.

### **I.5.9. Le barrage en terre de SADDAM (IRAK)**

Le barrage de Saddam est un très grand barrage en Irak sur le Tigre, à 80 km, en amont de Mossoul [Figure I-5]. C'est un barrage en terre avec noyau d'étanchéité en limon argileux, il est construit sur du gypse, roche soluble dans l'eau. Il a une capacité de 11 milliards m<sup>3</sup> et une hauteur de 120 m.

Dès sa première mise en eau en 1986 et malgré le voile d'injection, des fuites importantes sont apparues : le barrage perd jusqu'à 1.4 m<sup>3</sup>/s, soit 80 t de fondation par jour sous forme de gypse dissous. Les injections pratiquées pour essayer de lutter contre l'érosion des fondations ont été arrêtées en 1991 à cause des événements. Ce barrage est donc en danger de rupture brutale, par un phénomène de renard. Cela se déversant une vague qui pourrait attendre 20 mètres de hauteur, inondant les régions en aval, jusqu'à Bagdad. Et des risques de pertes humaines importantes. Compte tenu de la situation de l'Irak, l'état du barrage n'a pu que se dégrader. Il est urgent d'envoyer une mission d'expertise pour contrôler l'ouvrage et proposer éventuellement des remèdes. Ce pourrait être la réalisation d'une paroi moulée de 120 m de profondeur jusqu'au plancher calcaire. (Therond, 1980)



**Figure I-5: Vue aérienne du barrage de SADDAM (Irak)**

En 2007, Depuis les travaux d'entretien réalisé par les experts du Corps du génie de l'armée des États-Unis permettent de régulièrement combler les cavités souterraines qui apparaissent sous l'ouvrage, ceci afin d'éviter la catastrophe.

#### **I.5.10. Le barrage voûte de Zillergründl (Autriche)**

Le barrage de Zillergründl, en Autriche, est un barrage voûte d'une hauteur de 186 m, dont la construction a été complétée en 1985. En 1987, une fissure plus ou moins horizontale a pu être observée à une élévation d'environ 175 m, dont l'ouverture était d'environ 1 mm et dont la surface était d'environ 350 m<sup>2</sup>. Cette fissure s'étendant de la structure en amont jusqu'à la galerie d'inspection a induit des fuites de 160 L/s. (Constatin, 2015)

Conséquemment, des travaux d'injection ont dû être réalisés rapidement afin de procéder à la réparation de la fissure. Ces travaux ont d'abord nécessité un abaissement du niveau du réservoir sous la fissure problématique.

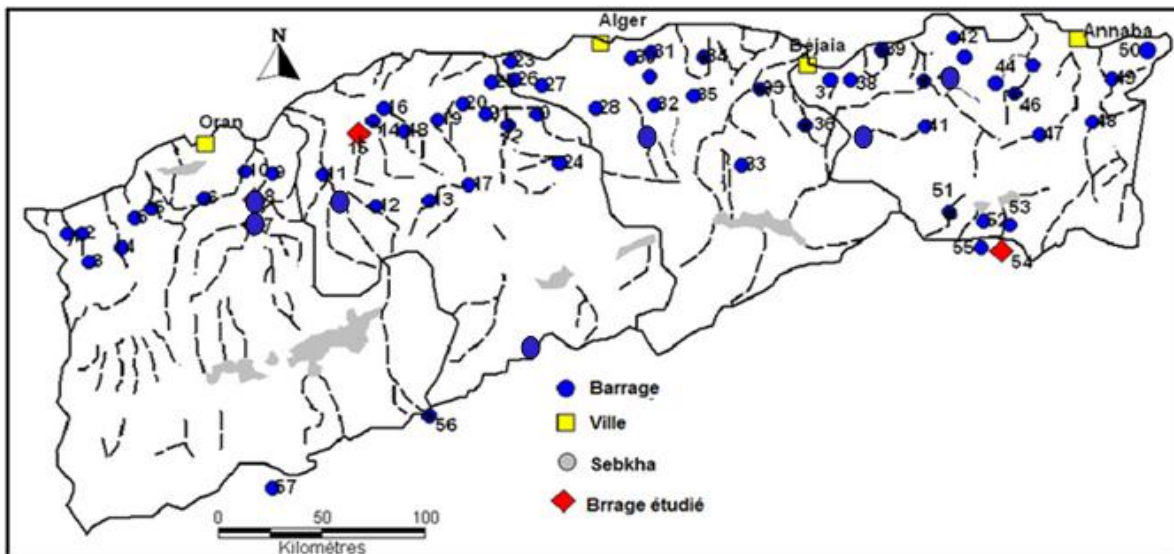
L'injection a été effectuée sur deux phases avec un coulis d'époxy Rodur. Durant la première phase d'injection, les pressions d'injection qui ont été appliquées étaient de 5 à 10 MPa, et un mouvement de la fissure de 0,2 mm était la limite d'arrêt de l'injection et de réajustement. Lors de la deuxième phase d'injection, des pressions d'injection allant jusqu'à 17 MPa ont été employées. Par contre, étant données ces hautes pressions appliquées, et en complément des faibles températures au moment des travaux et du poids propre du barrage pour un faible niveau d'eau causant des efforts de tension dans l'amont de l'ouvrage, des fissures verticales supplémentaires ont été produites. Cependant, il est à mentionner que ces fissures verticales n'ont pas affecté la stabilité du barrage. Suite à la formation de ces fissures supplémentaires, la pression admissible d'injection a été diminuée à 8 MPa. Il a aussi été nécessaire de procéder à la réparation partielle par injection des fissures supplémentaires ayant été engendrées par les travaux. Ces injections ont été réalisées en appliquant des pressions d'injection maximales admissibles de 4 MPa avec un matériau d'injection Rodur.

Au final, toutes les fissures ont pu être réparées adéquatement et suffisamment, de façon à ce que le réservoir ait pu atteindre son niveau maximal sans problèmes et défaillances supplémentaires.

### I.6. Travaux antérieurs sur le phénomène des fuites d'eau dans les barrages Algériens :

Le problème des fuites d'eau est caractérisé par sa complexité. Il touche certains des barrages Algériens. Il ne peut être étudié de la même façon. Les travaux qui ont été élaborés par les différents auteurs montrent que le débit de fuites varie d'un barrage à un autre, et cela selon le type de barrage, les conditions et la situation géographique de chaque site. Cependant, la détection des écoulements dans la roche et leur destination sont maîtrisées. Quant aux solutions proposées par les chercheurs, le voile d'injection reste l'unique remède au problème des infiltrations.

L'Algérie dispose actuellement de 75 barrages en cours d'exploitation (ANBT, 2021), le taux de remplissage des barrages a atteint 37,9% soit 2,7 milliards m<sup>3</sup> en novembre 2023 selon l'ANBT. Le plus ancien de ces grands barrages est celui de Sig « barrage El Chorfa » qui date de 1846 tandis que la plupart ont été réalisés dans les 60 dernières années. Les 75 grands barrages actuellement exploités se trouvent essentiellement dans les zones littorales (25) et intermédiaires (41); seuls (9) se trouvent au sud [Figure I-6].



**Figure I-6: Répartition des barrages en exploitation en Algérie (ANBT, 2021)**

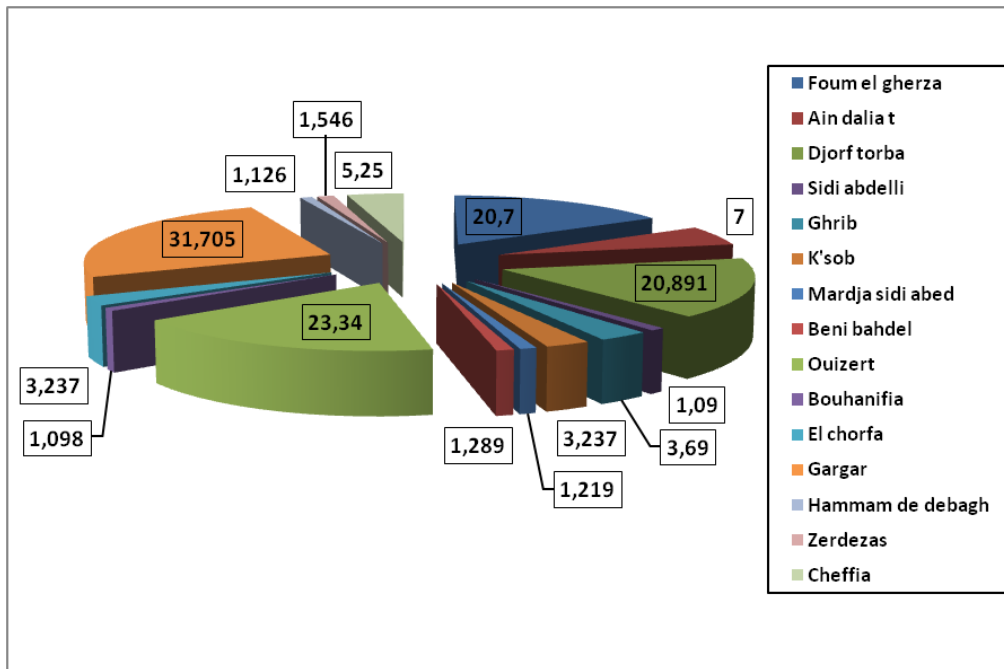
Suite à une étude approfondie et l'examen des dossiers techniques et de la documentation au niveau de l'Agence Nationale des Barrages et Transferts, les auteurs (Benfetta; Achour; Ouadja, 2017) ont remarqué que plusieurs barrages sont concernés par le problème des fuites d'eau dont quinze d'entre eux sont menacés sérieusement du fait que le débit perdu à travers leurs rives et leurs fondations est considérable dépassant un million de m<sup>3</sup> par an.

Le tableau I-1 présente les barrages Algériens fortement menacés par ce phénomène.

**Tableau I-1: Les barrages Algériens les plus confrontés au problème des fuites d'eau (ANBT, 2017)**

N°	Nom de barrage	Volume perdu (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
1	Foum el gherza	20.7
2	Ain dalia t	7.00
3	Djorf-torba	20.891
4	Sidi abdelli	1.09
5	Ghrib	3.69
6	K'sob	3.237
7	Mardja sidi abed	1.219
8	Beni bahdel	1.289
9	Ouizert	23.34
10	Bouhanifia	1.098
11	<u>El Chorfa</u>	<u>3.237</u>
12	Gargar	31.705
13	Hammam debagh	1.126
14	Zerdezas	1.546
15	Cheffia	5.250

Les données du tableau I-1 sont représentées graphiquement sur la figure I-7, le volume des fuites d'eau varie d'un barrage à un autre selon les conditions naturelles et la situation géographique de chaque site.



**Figure I-7: Présentation du volume des fuites d'eau des barrages algériens (ANBT, 2003).**

D'une manière générale, on constate que le volume d'eau perdu par fuites dans les barrages Algériens est important surtout pour les barrages de Gargar, Ouizert, Fome el Gherza et Djorf Torba dont les pertes d'eau sont très considérables et présentent des menaces très sérieuses pour la stabilité de ces ouvrages hydrauliques. Ces barrages ont fait l'objet des travaux de recherche de plusieurs auteurs.

### I.6.1. Travaux de Benfetta et Remini, 2008

Le barrage d'Ouizert est situé dans l'Ouest algérien à environ 35 km au sud-ouest du chef-lieu de la wilaya de Mascara et à 17 km au sud de la localité d'Ain Fekan. Le site de ce barrage se trouve sur l'oued sahouet, à 4 km au nord-ouest du village d'Ouizert, dans la commune de Taria (wilaya de Mascara). L'oued Sahouet est la fusion des oueds de Taira et de Saida et il est l'un des principaux affluents de l'oued El Hammam, sur lequel ont été édifiés les barrages de Bouhanifia et de Fergoug. La construction du barrage dans les gorges d'Ouizert a créé dans la vallée de l'oued de Sahouet un lac artificiel de 10 km de longueur environ. Il s'agit d'un barrage en terre hétérogène d'une hauteur de 60 m et d'une capacité avoisinant les 100 hm<sup>3</sup>. L'une de ses principales missions est d'accroître le degré de régularisation de l'oued El Hammam. Ce barrage est menacé par les fuites d'eau à travers l'une de ses rives, fuites qui s'accroissent d'année en année. Le débit de fuite a été estimé à 1 m<sup>3</sup>/s, ce qui correspond à un volume considérable d'eau perdue.

Les auteurs ont établi un constat de la problématique et du mécanisme des fuites d'eau du barrage d'Ouizert et ont présenté les résultats d'une étude physico-chimique et piézométrique accompagnée d'une analyse des débits de fuites. Cette analyse a permis de constater que le barrage de Ouizert est implanté sur un site constitué par un complexe rocheux assez fissuré et

faillé. Cette fissuration est beaucoup plus marquée sur les roches dures (calcaires, grés, roches grésocalcaires), qu'elle ne l'est sur les roches marneuses. Sur la rive droite, le complexe rocheux a été disloqué et abaissé. L'affaissement du bloc rocheux s'est produit le long de deux lignes de cassures approximativement parallèles au cours de l'oued. Les fuites d'eau sont peu probables à partir de la rive droite puisque les failles observées sont pratiquement parallèles à la direction des couches et par suite à l'axe du barrage. Sur les falaises de la rive gauche, en aval du barrage, des discontinuités importantes sont visibles (fentes et failles), dont les directions d'extension sont quasi parallèles et perpendiculaires au cours de l'oued. Ces discontinuités favorisent les pertes d'eau à partir de la retenue. Les fuites sont également dues à la présence d'un fort gradient hydraulique. Le débit de fuites à travers la rive gauche a été quasiment en nette progression au cours du temps et plus particulièrement lorsque le niveau d'eau dans la retenue est au-dessus de la cote 430 mètres. Ce phénomène a pu être expliqué par le fait que l'augmentation de la pression hydrostatique a entraîné la détérioration du massif rocheux par l'apparition de larges fissures.

### **I.6.2. Travaux de Remini, Leduc et Hallouche, 2009**

Les auteurs ont illustré la diversité des problèmes rencontrés pour les barrages Algériens à savoir l'évaporation, l'envasement et les fuites d'eau. Une étude comparative avec les grands barrages du Maghreb (Maroc et Tunisie) a été effectuée. Les barrages « Ouizert, Djorf Torba et Fom El Gherza » sont ceux qui perdent le plus d'eau. Une étude détaillée leur a été consacrée.

L'implantation du barrage de Ouizert sur un site fissuré favorise les fuites, notamment à travers la rive gauche. Les pertes dépassent 20 Mm<sup>3</sup>/an en année « humide » et 5 Mm<sup>3</sup>/an en année « sèche », soit un total de plus de 140 Mm<sup>3</sup> sur la période 1992-2002, ce qui est plus élevé que le volume transféré vers le barrage de Bouhanifia. Au contraire du barrage de Ouizert, le barrage de Djorf Torba (350 Mm<sup>3</sup>, mis en exploitation en 1963) montre une évolution significative dans le temps. Ce barrage a connu sa perte maximale, 18 Mm<sup>3</sup>, en 1994-1995. Depuis lors, la baisse régulière des pertes s'expliquerait par l'augmentation des dépôts dans la retenue, colmatant progressivement les fissures. Une évolution identique, mais de moindre ampleur, est observée dans le barrage de Fom el Gherza (47 Mm<sup>3</sup>, mis en exploitation en 1950). Son implantation sur du calcaire maëstrichtien fissuré a permis des fuites allant jusqu'à 5 Mm<sup>3</sup>/an. Là encore, il est probable que l'envasement a contribué à ralentir les pertes avec le temps.

L'abondance des séries carbonatées dans tout le nord du Maghreb explique que les réseaux karstiques y soient très nombreux et que les risques de perte des eaux de surface, dans le lit des oueds comme dans les retenues, soient fréquents. S'il est possible dans un certain nombre de cas, comme Djorf Torba et Fom el Gherza, d'espérer un colmatage progressif des fissures fines avec le temps, une telle évolution n'est pas du tout systématique. En particulier, lorsque le réseau karstique comporte des conduits de grande taille, la sédimentation en fond de retenue n'affecte pas réellement les échanges surface-souterrain. C'est le cas à Ouizert, tout comme dans le grand barrage El Haouareb sur le Merguellil (Tunisie), où l'importance de l'envasement depuis 20 ans n'a pas diminué les fuites d'eau.

**I.6.3. Travaux de Toumi et Remini, 2004**

Cette étude examine le phénomène des infiltrations des eaux du lac du barrage de Foum El Gherza. Une fois la mise en eau du barrage a eu lieu au début des années cinquante, des résurgences et des sources d'eau ont fait leur apparition sur les deux rives du barrage. Malgré la conception d'un rideau d'étanchéité d'une longueur de deux kilomètres (dont 0.5 km réalisé sur la rive gauche et 1.5 km réalisé sur la rive droite), les écoulements des eaux de fuites persistent toujours. La preuve est que juste après l'achèvement du mur d'étanchéité (en 1959), un débit de fuite égal à 10 millions de m<sup>3</sup> (la valeur la plus importante durant la période de l'exploitation du barrage) a été jaugé à l'aval du barrage. Cette valeur représente le ¼ de la capacité du barrage égal à 47 millions de m<sup>3</sup>. Durant plus de 65 ans de service (période : 1950-2017), le barrage enregistre un volume de fuites d'eau égal à 20.7 millions de m<sup>3</sup>. Cependant cette quantité d'eau aussi importante ne se perd pas dans la nature puisqu'elle est récupérée par un réseau de canalisations pour le réutiliser pour l'irrigation

Dans cette étude, deux missions d'investigations ont été effectuées sur le site du barrage durant le mois de Mai 2017. Une série des fuites d'eau d'une durée d'un demi-siècle mesurées par l'Agence Nationale des Barrages a été analysée. Les résultats obtenus ont montré que le barrage a été réalisé sur un site karstique fissuré donc perméable. En plus, la stratification des couches de calcaire sont déposées avec une pente de 30° dans le sens de l'écoulement. En plus, des fissures et des ouvertures ont été observées qui peuvent atteindre 10 cm dans certains endroits. Cependant les résultats obtenus confirment l'importance des fuites au niveau de la rive droite.

La stabilité de l'ouvrage reste un souci pour les services d'hydraulique. Les auteurs de cette étude recommandent aux services d'hydraulique de renforcer le rideau d'injection notamment au niveau de la rive droite.

**I.6.4. Travaux de Benfetta et Ouadja, 2017**

Le barrage de Gargar est le troisième plus grand barrage en d'Algérie avec une capacité de stockage de 450 millions de m<sup>3</sup>, après Beni Haroun (998 millions de m<sup>3</sup>) et Koudiat Acedoune (650 millions de m<sup>3</sup>). Il est situé dans la région de Relizane, à 5 km au sud-ouest du village d'Oued Rhiou, et à 3 km en amont du pont sur la rivière Rhiou (qui est un affluent de la rivière Chellif) dans le bassin versant du Cheliff Zahrez. Les travaux de construction ont débuté en juin 1984 et se sont terminés en octobre 1988, tandis que le réservoir a été rempli en novembre 1988. Le barrage fournit de l'eau pour l'irrigation de 16 000 hectares dans les plaines du Bas Cheliff et alimente en eau potable la grande ville d'Oran et 15 autres villes et villages des territoires de Relizane et Mostaganem.

Le climat du bassin versant présente deux caractéristiques. Le bassin supérieur est caractérisé par un climat montagneux pluvieux, avec des températures froides à relativement basses et de fortes chutes de neige. Le bassin inférieur est caractérisé par un climat relativement chaud et sec avec de fortes variations de température.

L'étude menée a été réalisée dans le but d'évaluer la perte totale de capacité de stockage du barrage de Gargar, la variation des fuites en fonction du niveau du réservoir a été analysée, et les pertes dues aux fuites, à la sédimentation et à l'évaporation ont été quantifiées, Ces problèmes menacent la stabilité du barrage.

Les travaux des auteurs examinent les sources de ces pertes. Les pertes causées par les fuites sont considérables (estimées en moyenne à  $0,5 \text{ hm}^3$  /an). Ces fuites sont également dues à la présence d'un fort gradient hydraulique. Cependant, l'augmentation de ce taux dans le temps et pour un même niveau d'eau du lac indique une détérioration du massif rocheux formant le support du barrage. Cela est dû à l'état dégradé des couches géologiques. Les pertes dues à la sédimentation et à l'évaporation (respectivement  $21,6 \text{ hm}^3$  et  $144,7 \text{ hm}^3$  pour 2015) représentent un total de  $166,8 \text{ hm}^3$  représentant 37 % de la capacité totale.

A cet effet, les auteurs ont suggéré d'améliorer l'étanchéité des deux rives par un rideau d'injection de coulis. Il faut également résoudre les problèmes d'envasement du réservoir et d'évaporation par le reboisement pour augmenter la capacité de stockage du barrage.

#### **I.6.5. Travaux de Douis, Bedjouti et Meguellati, 2017**

Le Barrage de Fontaine des Gazelles est situé à 35 kilomètres au Nord Est de la ville de Biskra, Il a été construit sur l'oued El-Hai. Le bassin versant de Oued EL-Hai, appartient au grand bassin du Chott Melrhir. Le barrage destiné à l'irrigation, régularise les apports de l'oued El Hai. L'aménagement est constitué d'une digue à noyau central en argile et recharges en alluvions, un évacuateur de crue de surface en rive droite et d'un ouvrage de prise comportant une tour de prise et une galerie. La mise en eau a été effectuée en mars 2000 par tranche pour éviter le problème de tassement et pour assurer la stabilité du barrage. Le début d'exploitation était en Janvier 2006. La capacité totale de la retenue est de  $55.491 \text{ hm}^3$ .

Le substratum rocheux du barrage de fontaine des gazelles a nécessité un traitement d'étanchéité afin d'éviter la percolation de l'eau sous la superstructure. Ce traitement est réalisé par injection de coulis sous pression, dans des forages à mailles resserrées. La réalisation de voile d'étanchéité était une opération essentielle pour le barrage de fontaine des gazelles, compte tenu du caractère massif rocheux de fondation. Le voile d'étanchéité a été réalisé par injection de coulis bentonite/ciment depuis des forages réalisés depuis la galerie d'injection implantée au contact noyau/fondation.

Les objectifs de l'étude consistait à faire un constat de la problématique des infiltrations des eaux du barrage fontaine des gazelles, quantifier le débit des fuites, établir des corrélations entre le débit des infiltrations, les côtes du plan d'eau dans le lac et les piézomètres. Cette étude a permet de mettre en évidence l'existence d'une relation très prononcée entre la retenue et les différents piézomètres. Ce qui a permet d'avancer qu'il existe des chenaux d'écoulement continu dans lequel l'eau va s'écouler de l'amont vers l'aval. L'étude des débits des fuites et leurs variation en fonction du temps et de la cote du lac, a permis de dire que le débit des fuites subit une variation dans le temps. Un coefficient a été calculé en Pourcentage ( $V_{\text{Fuite}}/V_{\text{Retenue Normale}}$ ). Ce coefficient atteignait des valeurs significatives de l'ordre de 1.6%. Le débit de fuite est fortement corrélé avec la cote de retenue. Les résultats obtenus montrent



que le problème des fuites d'eau est complexe et demande l'intervention de plusieurs disciplines et techniques. Toutefois, l'état du barrage fontaine des gazelles est inquiétant à cause de la variation intense des fuites.

### **I.7. Surveillance, détection et contrôle des fuites d'eau dans les barrages**

Les barrages sont parmi les réalisations humaines qui présentent un potentiel de risques très significatif. La mise en place d'un ouvrage de retenue peut entraîner des risques pour les populations voisines, les biens et à l'environnement naturel et humain.

Bien que les conséquences d'un dysfonctionnement ou d'une défaillance d'un barrage soient mesurables, quantifiables et bien souvent importantes, elles sont toutefois très hypothétiques. En réalité, la probabilité de leur survenance est très faible.

L'objectif de la surveillance des barrages est de gérer ce risque et de réduire au maximum ses probabilités d'occurrence, en utilisant les ressources nécessaires pour détecter précocement les événements indésirables susceptibles de causer une éventuelle défaillance ou une rupture. Il est primordial que toute organisation d'un processus de surveillance cherche à réduire au maximum les risques de défaillance.

#### **I.7.1. Détection des fuites**

Les fuites peuvent engendrer des conséquences néfastes pour l'ouvrage, celles-ci allant jusqu'à la rupture. De plus, elles entraînent une diminution de la production. La détection de leur présence est donc cruciale sur les ouvrages à longueur importante, tels que les digues.

#### **I.7.2. La quantification des fuites**

Dans tous les cas, il est nécessaire de quantifier Les fuites détectées si cela est possible. Il est important de suivre leurs l'évolution dans le temps. La quantification n'est possible que si le débit est suffisant : une zone humide ne peut être quantifiée, en revanche, il faut organiser un suivi de cette zone. La quantification permet de mesurer la dangerosité de la fuite ou son impact sur la réserve d'eau. C'est un critère décisionnel important pour le lancement de réparation.

L'évolution du débit de fuite dans le temps fournit de précieuses indications sur le comportement de l'ouvrage. La baisse du débit de fuite témoigne d'un colmatage des chemins de fuites. Si le colmatage se produit du côté aval de l'ouvrage, cela peut entraîner des conséquences néfastes pour la stabilité de l'ouvrage. En effet, le colmatage des chemins de fuite va entraîner une augmentation des pressions qui peut entraîner des problèmes d'instabilité. Un colmatage à l'amont est bénéfique. Il augmente la capacité d'étanchéité de l'ouvrage. La stabilisation du débit de fuite indique qu'il n'y a pas d'érosion interne.

L'augmentation du débit est signe d'une érosion interne évolutive. De plus en plus de particules de sol sont arrachées et transportées, ce qui conduit à une augmentation de la perméabilité et donc du débit de fuite.

### **I.7.3. La programmation des activités de surveillance**

La programmation des activités de surveillance est basée sur la classification qui définit les activités de surveillance, leur nature, leur ampleur et leur fréquence pour chaque classe d'ouvrages. Cette programmation peut être également ajustée en fonction de l'état du barrage, telle qu'évaluée par le diagnostic.

#### **I.7.3.1. L'inspection des ouvrages**

L'inspection visuelle est le moyen le plus important pour surveiller les barrages. Son objectif principal est de détecter tous les phénomènes importants qui pourraient les affecter, et de suivre leur évolution. Cette source de données est utilisée pour surveiller le comportement du barrage et évaluer sa sécurité ; en respectant des procédures bien définies.

Il est primordial que les personnes en charge de ces inspections possèdent une parfaite connaissance de l'ouvrage et de son comportement. Elles pourront ainsi détecter des modifications ou des altérations sur certains des points observés. La qualification du personnel effectuant ces inspections doit être établie et respectée. Elle peut être adaptée au type d'inspection ou au type d'ouvrage. Cette qualification est faite de formation, d'expérience, de pratique, et de remises à niveau.

L'inspection visuelle fournit des informations qualitatives sur l'état et le comportement du barrage et de ses fondations. Par ailleurs, l'auscultation fournit des mesures (quantitatives). Les deux, inspection et auscultation, sont réalisées de manière périodique et complémentaire, voire simultanée. Parfois, des inspections spéciales sont nécessaires.

L'inspection nécessite des examens plus ou moins approfondis de points qui permettent de caractériser l'état d'un barrage en utilisant des observations visuelles méthodiques. Les inspections sont des examens généraux ou très détaillés en observant visuellement un barrage afin de détecter les phénomènes les plus évidents susceptibles d'affecter sa sécurité, et de suivre leur évolution.

L'inspection visuelle est d'une importance capitale car elle permet de repérer certains défauts localisés, tels que les fissures et les fuites ou les zones humides, qui ne peuvent pas facilement être détectés par des instruments.

Il existe plusieurs types et niveaux d'inspections :

- Les tournées visuelles de routine ou suivi de niveau 1 (quasi continues, quotidiennes, hebdomadaires, mensuelles, annuelles),
- Les inspections périodiques de niveau 2 (une fois par an ou tous les deux ans, ou sur demande spéciale, incluant un bilan des résultats d'auscultation, contrôle et essais des équipements, etc....),
- Les inspections plus formelles d'évaluation de la sécurité, au niveau 3 (tous les 5 à 10 ans ou sur demande spéciale; comprenant en plus des inspections détaillées et des investigations techniques autant qu'il est nécessaire),

- Les inspections particulières (sur une partie de l'ouvrage),
- Les inspections spéciales (pour des événements donnés) avec leurs modalités et leurs fréquences.

Les différents types d'inspections sont d'importances différentes et visent des buts différents. Les tournées de routine (très générales et réalisées plus rapidement, comme en conditions hivernales par exemple), puis les inspections régulières (à une périodicité définie) et finalement les inspections d'évaluation de la sécurité (en conjonction avec les réévaluations de la sécurité), forment le cœur d'une surveillance organisée.

Les inspections particulières ou spéciales sont réalisées en cas de défauts identifiés sur l'ouvrage ou en cas de circonstances externes extraordinaires telles que les crues ou les séismes.

### **I.7.3.2. Auscultation des barrages**

Dans le but de surveiller et contrôler le comportement des barrages, on procède à leur auscultation. L'objectif de cette activité est de mesurer certains paramètres physiques, pour suivre l'évolution. Tout comme l'inspection, l'auscultation fournit des données pour étudier le comportement d'un barrage et évaluer sa sécurité.

L'auscultation est une action de contrôle basée sur des mesures physiques sur un barrage (ou sur des éléments d'un barrage) ou une zone de terrain.

L'auscultation comporte des moyens, des méthodes et elle est réalisée par des intervenants différents. On distingue deux types:

- l'auscultation générale, de type géotechnique et structurale, au moyen d'équipements fixes installés dans le barrage et d'appareils de mesure mobiles [Figure I-8], [Figure I-9]. Il importe que l'opérateur qui effectue les mesures puisse valider lui-même les résultats obtenus, en disposant au préalable de valeurs de référence attendues;
- l'auscultation topographique, avec topométrie, nivellements de précision, etc....

Les modalités et fréquences à suivre pour les auscultations sont spécifiées habituellement dans les règles, règlements et directives. Les principes qui sous-tendent cette activité doivent être également spécifiés.



Figure I-8: Les appareils d'auscultation (Christian 2008 ; source EDF)

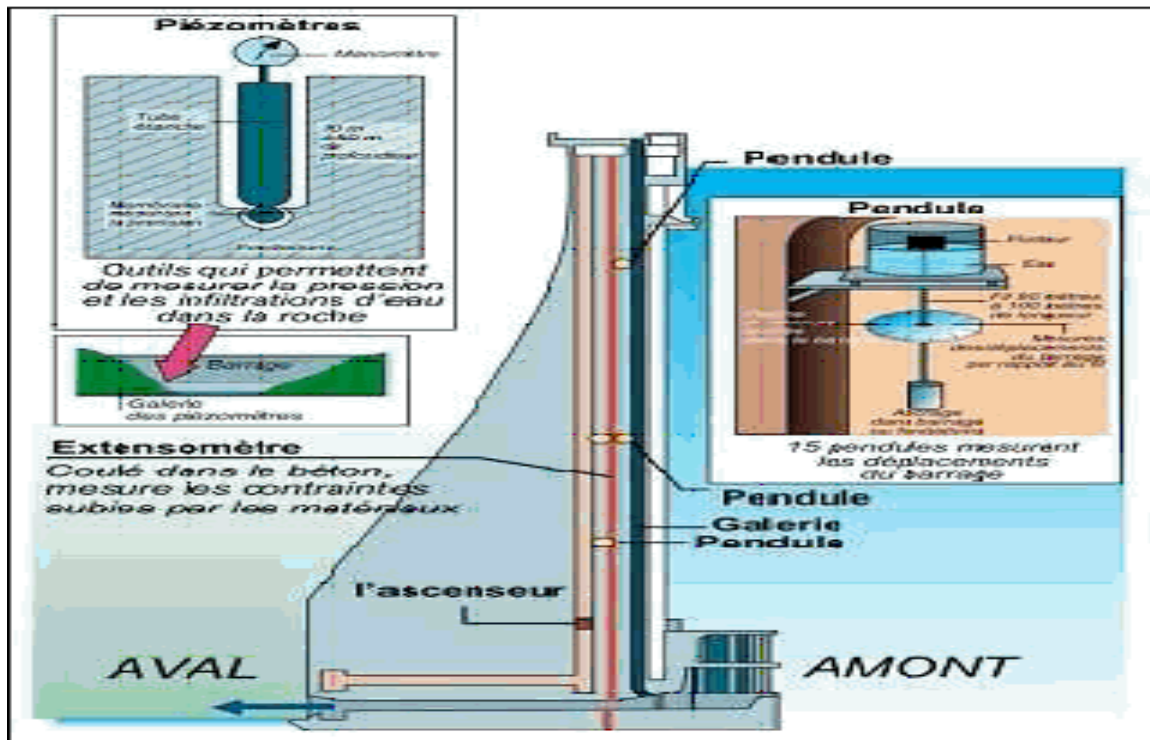
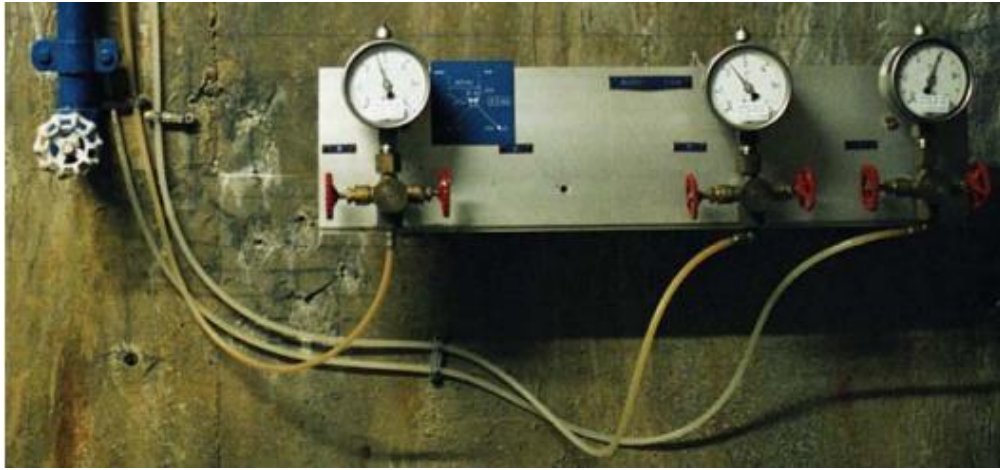


Figure I-9: Les outils de l'auscultation (Christiane 2008, source EDF)

### I.7.3.3. Contrôle de la fonctionnalité des organes d'évacuation

Le contrôle des dispositifs d'évacuation et des dispositifs de vidange des eaux est une activité essentielle pour assurer la sécurité des barrages. Ces systèmes d'échappement jouent un rôle important de soupapes de sécurité pour les différents ouvrages de retenue dans lesquelles ils sont installés [Figure I-10]. L'histoire des accidents de barrages montre que le sous dimensionnement et le mauvais fonctionnement des systèmes d'évacuation sont responsables de la majorité de ces accidents.



**Figure I-10: Cellules de pression (Christian 2008, source EDF)**

Le contrôle des organes d'évacuation comprend deux activités principales complémentaires, qui peuvent être réalisées simultanément ou en à des périodes différentes. Cela comprend l'inspection et les tests fonctionnels des équipements d'évacuation, cette dernière peut être partielle ou complète.

En plus de leur propre fonctionnement, ces organes d'évacuation sont souvent équipés d'une source d'alimentation pour assurer une redondance et une autonomie de fonctionnement suffisante. Ces sources d'énergie alternatives devraient également être incluses comme élément de preuve dans l'inspection et les essais des organes d'évacuation.

Il existe différents types d'organes d'évacuation, comme les pertuis (de fond, de surface ou autre), les vannes (wagons, chenilles, segment, secteur, gonflables, clapets, toits, cylindriques, rouleaux,...), avec des grilles, des dispositifs de batardeau, etc.

De même, les mécanismes de montée et de descente de ces vannes sont également différents: certains sont à câbles ou à vis avec de chariot à treuil (simples, fixes ou mobiles) ou des portiques. Ces différents mécanismes de levage sont reliés aux voies de roulement, aux commandes (locales ou à distances), aux voies d'accès, et aux alimentations électriques.

Les différents éléments à considérer dans l'inspection et les essais, au-delà de l'aspect génie civil de l'ouvrage qui retient l'eau du réservoir, sont divers et habituellement très nombreux. On peut citer les vannes (avec membrures, plaques écrans, éléments chauffants, garnitures d'étanchéité...), les roues, les galets, les sabots latéraux, les câbles, les poulies, les tambours, les réducteurs de vitesse (moteur, engrenages, paliers), les vis, les poutrelles, les pièces fixes, etc.

#### **I.7.3.4. Suivi du comportement**

Les barrages doivent être surveillés selon des méthodes établies pour évaluer leur état et leur comportement. Le suivi du comportement est une activité qui comprend l'analyse régulière des tests d'inspections, des mesures auscultatoires, des investigations spéciales et l'enregistrement des travaux de maintenance effectués.

Le suivi du comportement est effectuée par des experts, généralement des ingénieurs qualifiés, pour évaluer le comportement réel du barrage par rapport à son comportement attendu (suite à sa conception et sa construction).

Il est important d'étudier les mesures rares (sortant des plages de valeurs attendues) et de trouver les raisons. Une attention particulière doit être portée aux mesures qui évoluent progressivement dans le temps : cela peut indiquer un problème potentiel.

La comparaison avec d'autres ouvrages du même type, ou édifiés sur des fondations comparables, est également très utile.

#### **I.7.3.5. Diagnostic**

Le diagnostic du comportement du barrage est le résultat de procédures formalisées, plus ou moins intégrées au programme de suivi du comportement du barrage.

Elles visent à évaluer les marges effectives de sécurité, et mettre à jour le degré requis de respect des consignes de sécurité (fonctionnalités des parties constituantes du barrage, cotes observées sur le niveau de la retenue...).

Le diagnostic doit être effectué par un ingénieur convenablement qualifié et/ou compétent. Il devrait comprendre une évaluation de l'état du barrage et des recommandations pour assurer sa sécurité continu et son bon fonctionnement à long terme.

#### **I.7.3.6. Archivage des données**

Les données sur les barrages collectées dans le cadre des activités de suivi (inspections et auscultations) doivent être enregistrées, mises à jour et stockées dans un système d'archivage reconnu, dédié et fiable. Les enregistrements des résultats de mesure, des inspections, d'auscultation, de suivi de comportement et de diagnostic doivent être enregistrés et conservés tout de la durée de vie de l'ouvrage.

Les procédures d'archivage doivent permettre un accès facile pour analyses comparatives. Il s'agit du "devoir de mémoire" que les maîtres d'ouvrage se doivent d'appliquer aux données issues de la surveillance de leurs structures.

Pratiquement, l'archivage bien ordonné doit couvrir toute la vie du barrage, depuis les premières études sur le site et l'ensemble du projet, la construction, la première mise en eau, ainsi que tous les événements marquants, crues ou vidanges prononcées de la retenue, ainsi que tous travaux de réparation ou transformation.

### **Conclusion**

Nous avons essayé dans ce chapitre de définir les fuites d'eau dans les barrages, les mécanismes relatifs aux causes de ces fuites affectant les ouvrages et leurs fondations. La compréhension de ces phénomènes permet de faciliter la recherche des remèdes. La recherche bibliographique sur les fuites d'eau nous a permis de conclure :

- Le problème des fuites d'eau est très complexe, il touche la majorité des barrages à travers le monde et qui ne peut être étudié de la même façon. Les travaux qui ont été élaborés par les différents chercheurs démontrent les difficultés d'aboutir à un résultat final.
- L'étude du problème des fuites d'eau au niveau des barrages relève d'une très grande importance, vu les risques engendrés sur la stabilité des barrages, mais aussi sur les pertes en eau, dont l'importance est primordiale pour les zones où cette ressource se fait rare, à l'instar des zones semi arides particulièrement en Algérie.
- En Algérie, nous avons constaté que plusieurs barrages sont touchés par le problème de la perte de leurs capacités utiles. Cette perte est due à trois facteurs hydrauliques : les fuites, l'évaporation et l'envasement accéléré.

**CHAPITRE II : GENERALITES SUR L'INJECTION DE  
COULIS POUR AMELIORER LA PERMEABILITE DES SOLS**



## II.1. Introduction

Les barrages, comme toutes les autres structures, sont sujets tous tôt ou tard à une détérioration structurelle. La fissuration est un type important de détérioration des barrages en béton, tant au niveau de la structure elle-même qu'au niveau de la fondation ou au niveau du contact de l'un de ses rive avec la montagne. Cette fissuration peut apparaître durant la construction, la mise en eau ou l'exploitation de l'ouvrage.

Ces détériorations peuvent entrainer des fuites d'eau dans les barrages, ce qui peut avoir des conséquences néfastes de diverses manières sur l'ouvrage, notamment : augmentation des pressions interstitielles et détérioration des conditions de stabilité. Tout cela nous amène à prendre conscience de l'importance du traitement des fuites de tels ouvrages. Actuellement, il existe de nombreuses techniques: elles sont choisies en fonction de nombreux paramètres liés à l'ouvrage lui-même, mais aussi à la géologie du site et à la géométrie des vides à traiter. La technique d'injection consiste à introduire sous pression, un coulis plus ou moins fluide dans les interstices du sol ou dans une fissure, il en résulte une amélioration de l'étanchéité des sols par une réduction de la perméabilité ce qui permet à l'ouvrage de remplir les objectifs pour lequel il a été construit.

Le présent chapitre décrit la technique de l'injection et expose les objectifs, les méthodes et les produits utilisés dans cette technique. Dans ce chapitre, la loi expérimentale utilisée dans l'étude de la perméabilité en laboratoire est présentée ainsi que les effets de différents paramètres sur ce coefficient de perméabilité. Les essais en laboratoire spécialement programmés pour l'étude de la perméabilité des sols sont également décrits.

## II.2. Généralités sur l'injection dans les sols

L'injection a pour but d'étancher ou de consolider les milieux solides poreux et perméables. On distingue deux types de traitement selon l'état de la roche :

- Roches Karstiques : remplissage et non pas injection ; pour éviter les cheminements trop éloignés et les fuites d'eaux, on a souvent recours à injecter plusieurs gammes de coulis
- Roches fissurées : il faut considérer le nombre et l'ouverture des fissures mais aussi la qualité de la roche (roches poreuses fissurées (grès fissuré) ; roches étanches fissurées)

### II.2.1. Définition

L'injection est une méthode qui consiste à étancher des vides avec des produits liquides qui se solidifient avec le temps. Cette technologie permet de modifier des propriétés spécifiques du sol, notamment sa perméabilité, sans qu'il soit nécessaire de remplacer les matériaux, ce qui la distingue fondamentalement des étanches à écran continu comme les étanches à coulis, les étanches en béton et les étanches en plastique. La forme des écrans injectés est déterminée par la géométrie des forages (**Gouvenot et al, 1997**).

### II.2.2. Historique

L'injection a été inventée en 1802 par l'ingénieur français Charles Berigny. Il réussit à injecter du mortier de ciment, parfois additionné de pouzzolane. Cette technique a été développée en France au milieu du XIX<sup>ème</sup> siècle pour réparer les ouvrages situés sous le niveau de la nappe phréatique. Knipple a introduit l'injection en Angleterre vers 1856. Par la suite, celui-ci a réalisé des travaux à St-Héliier (Jersey) en 1884 qui l'ont rendu célèbre. A partir de 1896, il a poursuivi ses travaux en Egypte où il a appliqué le procédé aux grands barrages sur le Nile (**Christophe, 2001**).

Entre 1900 et 1920, les améliorations apportées aux équipements d'injection ont permis de développer davantage cette technique. Les pompes d'injection étaient en acier et à haute pression permettant un contrôle indépendant de la pression et du débit. L'emploi de l'injection s'est ensuite développé de manière significative dans les années 1920-1930 grâce à la construction des grands barrages. En utilisant cette technique, il était possible de supprimer les circulations d'eau qui contournaient le barrage, d'une façon très économique. A cette époque, le professeur Lugeon a fixé certaines règles qui ont amélioré l'efficacité de l'injection et ont réglé l'injection du rocher une fois pour toutes. Par la suite, le domaine d'application de l'injection a été élargi grâce à la découverte de nouveaux coulis (silicate de soude + réactif : procédé Joosten en 1926 ; coulis stable d'argile ou bentonite-ciment en 1935- 1940). Ainsi, l'injection a été appliquée à des terrains constitués par des alluvions sablo graveleuses. (**Christophe, 2001**). Actuellement, les coulis chimiques sont de moins en moins utilisés en raison des risques environnementaux (pollution de la nappe phréatique). Parmi les solutions de remplacement, il y a les coulis de ciment très fin et l'utilisation de la technique du jet grouting.

### II.2.3. Les objectifs de la technique d'injection

Le traitement auquel le terrain est soumis a deux objectifs, indépendants ou non, mécanique et hydraulique.

#### ➤ Mécaniquement

Il s'agit généralement d'améliorer les propriétés de déformabilité et de résistance des sols, qu'ils soient meubles ou rocheux, en mettant l'accent sur les cavités, les fissures et les zones de discontinuité de ces derniers.

#### ➤ Hydrauliquement

Les buts recherchés sont :

- une réduction, voire une suppression des débits d'infiltration au travers des massifs.
- une réduction des vitesses de percolation et donc des risques d'érosion des parties fines ou solubles du sol.
- Une protection contre les substances polluantes ou agressives potentiellement infiltrées.

#### II.2.4. Choix de la méthode

Pour réparer ou renforcer un ouvrage en béton, on s'oriente vers un traitement de sol, le choix de la technique d'injection dépend de plusieurs paramètres, qui doivent être soigneusement analysés. Au final, plusieurs solutions peuvent s'avérer techniquement adaptées, mais le choix est souvent une question de coût. (Cambarieu, FAFO-1)

En particulier :

- le type et l'importance de l'ouvrage et son histoire,
- la nature des problèmes à résoudre et les objectifs à atteindre : augmentation de la capacité portante, arrêt de déformation différée, étanchement, en tenant compte de l'environnement,
- la connaissance géotechnique du milieu à traiter, lequel peut être déjà connu par des études antérieures ; il sera cependant souvent nécessaire de procéder à des investigations, complétant les éléments géotechniques déjà disponibles ou a fortiori inexistantes.

De manière exhaustive, les éléments géotechniques fondamentaux nécessaires sont les suivants:

- Pour l'amélioration ou le renforcement en terrains meubles:
  - ✓ la courbe granulométrique des particules composant les terrains et la densité relative de leur arrangement,
  - ✓ la nature physico-chimique de ces particules,
  - ✓ les caractéristiques mécaniques (cisaillement, compressibilité) avant traitement et à contrôler après traitement,
  - ✓ le régime et la composition des eaux baignant ces terrains,
  - ✓ l'état de chargement des terrains par les structures sus-jacentes et voisines,
  - ✓ les déformations admissibles de ces structures.
- ✓ Pour l'amélioration ou le renforcement en terrain rocheux:
  - ✓ la nature physico-chimique des terrains,
  - ✓ la répartition des vides et des joints et la nature des remplissages,
  - ✓ la perméabilité Lugeon avant et après traitement,
  - ✓ le module de déformation avant et après traitement,
  - ✓ le régime et la composition chimique des eaux immergeant ces terrains,
  - ✓ l'état de chargement des terrains par les structures sus-jacentes et voisines et les déformations admissibles de ces structures.

#### II.2.5. Réalisation des travaux

Les travaux d'injection sont de plus en plus automatisés, ce qui nécessite parallèlement la mise en place de méthodologies bien codifiées, de conditions de pilotage multicritères et d'une restitution de résultats propice à la compréhension des travaux et à la prise de décision. Les nombreuses techniques nécessitent aussi le développement de compétences pour la

réalisation des études préalables, la définition des méthodologies et des procédures d'exécution, pour le suivi du déroulement des travaux, leur réception et la caractérisation des milieux traités afin de les situer par rapport aux objectifs assignés.

Globalement, ces travaux comportent trois phases:

- La conception qui implique :
  - ✓ la définition des méthodes et des moyens à mettre en œuvre selon les caractéristiques initiales du milieu à traiter et la nature de l'ouvrage ;
  - ✓ l'établissement des procédures et des critères de décision au cours du processus d'injection.
  
- L'exécution des travaux relevant de :
  - ✓ l'application des méthodes d'injection et l'utilisation des moyens selon la réaction du milieu concerné,
  - ✓ l'adaptation des produits et des critères d'injection selon la réponse du milieu traité ;
  - ✓ le déroulement des travaux selon la programmation prévisionnelle.
  
- Le contrôle des travaux imposant :
  - ✓ la surveillance du déroulement, du bon fonctionnement des moyens mis en œuvre dans l'opération d'injection et de la qualité des produits utilisés ;
  - ✓ la vérification de l'efficacité de l'injection et la caractérisation finale du milieu traité vis-à-vis des exigences fixées.

### **II.2.6. Définition du plot d'essai**

Il peut s'avérer nécessaire de procéder à l'exécution d'un ou plusieurs plots d'essais, pour confirmer l'efficacité du traitement. Celle-ci est réalisée dans les zones les plus représentatives de l'ensemble des travaux d'injection à effectuer. Les techniques de forage, d'équipement et d'injection, les caractéristiques des coulis, permettant l'atteinte des objectifs fixés seront ceux retenus pour le chantier. Le plot d'essai est généralement distinct du chantier proprement dit.

### **II.2.7. Perforation**

L'objectif recherché est d'introduire le produit d'injection en forçant le sol. L'opération se fait à partir de forages de faibles diamètres (50 à 80 mm), soit à trou ouvert avec un obturateur simple et en montant ou descendant, soit avec un tube à manchettes avec un obturateur double. Les pressions appliquées sont basses.

La répartition des points de forage et d'injection varie globalement dans un maillage relativement lâche ou localement dans un maillage très serré selon le volume du traitement. La géométrie de l'ouvrage et de ses abords, le rayon d'action du coulis et le type de sol sont autant de paramètres qui déterminent le maillage.

A titre indicatif, pour les terrains meubles, l'espacement peut varier de 1 m pour les sables fins, 1,50 m dans les sables et graviers, et 3 à 5 m pour les graves. Dans le rocher, l'espacement varie de 1 à 3 m dans le cas de fissures fines, et de 2 à 4 m dans le cas de fissures ouvertes.

L'enregistrement systématique des paramètres de forage permet une meilleure gestion du chantier. Le choix d'une bonne méthode de forage est un élément important pour la réussite du chantier. Plusieurs procédés, où la connaissance géotechnique du massif est indispensable, sont disponibles : rotation (tarière, tricône, taillant) ou percussion (en tête, fond de trou), avec tubage de travail ou non (tige tube, méthode Odex) et la possibilité ou nécessité d'un fluide de forage particulier : air, eau, boue ou polymère.

### **II.2.8. Les domaines d'applications**

Selon le type de problème de sol, les domaines d'applications de l'injection sont: la consolidation, l'étanchement, le scellement, le remplissage et la compensation (**C.I.M. béton**).

#### **II.2.8.1.La consolidation**

L'injection permet d'améliorer la résistance mécanique d'un terrain, pour faciliter les excavations ou la traversée des zones de franchissements difficiles lors du creusement de galeries ou augmenter la portance générale d'un massif de fondation. Elle permet aussi de consolider les fondations d'ouvrages mitoyens qui peuvent être déstabilisées par l'excavation d'une fouille à proximité.

#### **II.2.8.2.L'étanchement**

L'objectif est de créer des écrans (verticaux ou horizontaux), limitant les circulations d'eau dans le terrain (exemple : écran étanche sous un barrage) ou des fonds étanches (lorsque le substratum étanche naturel est trop profond).

#### **II.2.8.3.Le scellement**

Ce type d'injection consiste à sceller au sol, sous pression, une armature métallique (barre, câble de précontrainte, tube, profilé, etc.) pour obtenir une haute capacité d'arrachement ou de chargement sur cette armature.

#### **II.2.8.4.Le remplissage**

Il est destiné, par exemple à combler les cavités naturelles du terrain (exemple : le remplissage de carrières souterraines) ou artificielles telles des vides annulaires.

#### **II.2.8.5. La compensation**

En compensation, par exemple lors du creusement d'un tunnel, du sol peut être injectée au-dessus de l'ouvrage, pour limiter et compenser les tassements résultant du déconfinement du terrain.

### II.2.9.Utilité des injections dans les barrages

Les ouvrages hydrauliques tels que les barrages, les réservoirs, les digues et les déversoirs sont des structures utilisées pour gérer les ressources en eau. Pour ce faire, ces structures doivent être soigneusement conçues pour fonctionner en toute sécurité. L'aspect le plus important dans la conception de telles structures est la conception des fondations. Toutes les structures hydrauliques sont exposées aux infiltrations provenant des fondations. Par conséquent, les infiltrations excessives sous les structures hydrauliques sont considérées comme l'un des problèmes majeurs de la sécurité de ces structures. 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 est de réduire les infiltrations à travers les fondations du barrage en colmatant les discontinuités géologiques et les défauts susceptibles de fournir des chemins préférentiels 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.

### II.2.10.Types d'injection

Les produits d'injection sont introduit dans le sol par excavation, mais la méthode et le produit utilisés varient considérablement selon de la nature du terrain à traiter. Trois cas principaux peuvent être distingués :

- L'injection des roches fissurées,
- L'injection dans les terrains alluvionnaires,
- L'injection de remplissage de cavité.

#### II.2.10.1.Injection des roches fissurées

L'étanchement et la consolidation des roches fracturées sont réalisés par injection : Ces deux résultats sont obtenus en changeant simplement le type de coulis utilisé, qui est généralement plus résistant pour la consolidation. Par conséquent, il n'y a donc pas beaucoup de différence entre ces deux types de travaux. Par contre, selon l'état de fissuration de la roche, une méthode d'injection variable est requise. En effet, il est utile dans le cas d'une très forte fissuration avec de nombreuses fissures ouvertes d'éviter les chemins de coulis de longue distance. Ceux-ci, par contre, sont insignifiants dans le cas d'une fissuration fine. La méthode d'injection doit être adaptée à chaque situation particulière des fissures. Leur obturation est réalisée avec un coulis extrêmement épais et du thixotrope injecté presque sans pression : 1 à 2 bars. Il faut donc prévoir des forages très proches, avec des distances allant de 1 à 2 mètres, avec un maximum de 3 mètres : cela dépend surtout de l'état de la roche et de la qualité du

coulis. Ce type de coulis peut être réalisé à partir d'ingrédients tels que le ciment, l'argile, le silicate de soude, et éventuellement le sable fin.

### II.2.10.2. Injection de remplissage de cavités

Les cavités (poches de dissolution, karsts) peuvent être remplies par injection. La forme la plus courante de coulis utilisée pour ce type de travaux est un mélange de bentonite et de ciment.

### II.2.10.3. Injection des terrains alluvionnaires

La principale différence entre les roches fissurées et les roches fracturées est la présence de vides constitués de pores inter granulaires dont le volume varie de 15 à 40 %, et dans le fait que les parois des forages non tubulaires gonflent rapidement.

La technique d'injection est l'utilisation de tube à manchette, qui est un tube en plastique ou en métal avec des perforations tous les 30 ou 50 cm. Ces orifices sont recouverts par des manchons de caoutchouc qui servent de clapets anti-retours.

Le tube à manchette a été rangé dans le forage pour éviter les remontées de coulis entre lui et le terrain. Pour commencer l'injection, on isole la section du tube à manchettes qui sera injectée à l'aide d'obturateurs, le coulis va alors imprégner le terrain à traiter. Les principaux paramètres directement liés à l'injection sont la pression d'injection, le débit et la quantité de coulis injectée. Contrairement à l'injection de roches fracturées, un rideau d'injection ne peut être réduit à une seule ligne de forages. Dans la plupart des cas, deux ou trois lignes parallèles sont nécessaires. Le maillage varie beaucoup en fonction du type de projet et de l'état du sol (Gouvennot et al, 1997).

### II.2.11. Méthodes d'injection

Les différentes méthodes d'injection visent à optimiser la pression, le débit et le volume injecté afin de permettre une pénétration optimale du coulis, sans engendrer de fracturation hydraulique et de propagation de fissure par une pression trop élevée.

#### II.2.11.1. Méthode classique

La méthode classique est utilisée depuis plusieurs décennies, ce qui en fait une méthode relativement rudimentaire (Lapointe, 1997 ; Constantin, 2015...). Elle consiste à injecter en premier un coulis avec un haut rapport E/C, soit environ 5, instable, qui, puisque moins visqueux, a une grande pénétrabilité, ce qui permet de pénétrer plus profondément dans les fissures et qui entraîne une décantation des particules de ciment en amont de l'écoulement du coulis. Ainsi, malgré la faible qualité du coulis, la décantation des particules de ciment cause une couche de coulis plus adéquate dans les fissures minces. Le rapport E/C du coulis est graduellement diminué à fur et à mesure que l'opération d'injection s'effectue jusqu'à un rapport de 0,75. Cette diminution graduelle est conjuguée à une augmentation de la pression d'injection, jusqu'à une pression maximale appelée pression de refus, laquelle est fixée de façon à éviter la fracturation hydraulique.

### II.2.11.2. Méthode GIN

La méthode d'injection du « Grouting Injection Number » (GIN), relativement récente, utilise un seul mélange de coulis, stable, avec un rapport E/C peu élevé, soit 0,67 à 0,8, auquel est ajouté un super plastifiant afin d'en améliorer la pénétrabilité. Cette méthode se base sur l'hypothèse que le risque de défaillances et l'efficacité de l'opération d'injection sont fonctions de la combinaison des propriétés du coulis, de la pression d'injection et du volume de coulis injecté, et non de chacun de ces paramètres individuellement. (**Bremen, 2008**).

Le principe de base consiste à ce que l'injection suive la valeur GIN, correspondant à une efficacité d'injection optimale, tant au niveau de la pénétration du coulis qu'au niveau du risque de défaillance de l'opération, correspondant à la fracturation hydraulique de la fissure injectée. La valeur GIN est définie comme le produit de la pression maximale d'injection par le volume maximal de coulis pouvant être injecté. Elle est obtenue à partir des caractéristiques géométriques de la fissure à réhabiliter, de son emplacement dans la structure et des caractéristiques rhéologiques du coulis utilisé.

L'optimisation de l'opération d'injection consiste à faire confondre les paramètres de pression et de débit d'injection, lesquels sont contrôlés durant la mise en œuvre, avec la valeur GIN définie préalablement. Ainsi, en mesurant en temps réel ces paramètres d'injection, il est possible de comparer en graphique les pressions et volumes instantanés avec une courbe correspondant à la fois à la valeur GIN ainsi qu'aux paramètres maximums de volume et de pression d'injection, tel qu'illustré sur la figure II-1. Sur cette figure, la courbe 1 en (a) représente la valeur GIN selon la pression d'injection en fonction du volume d'injection. Le second graphique (b) représente la courbe de pénétrabilité, soit le débit sur la pression d'injection en fonction du volume injecté. Les courbes 2 et 3 représentent l'état de l'opération d'injection.



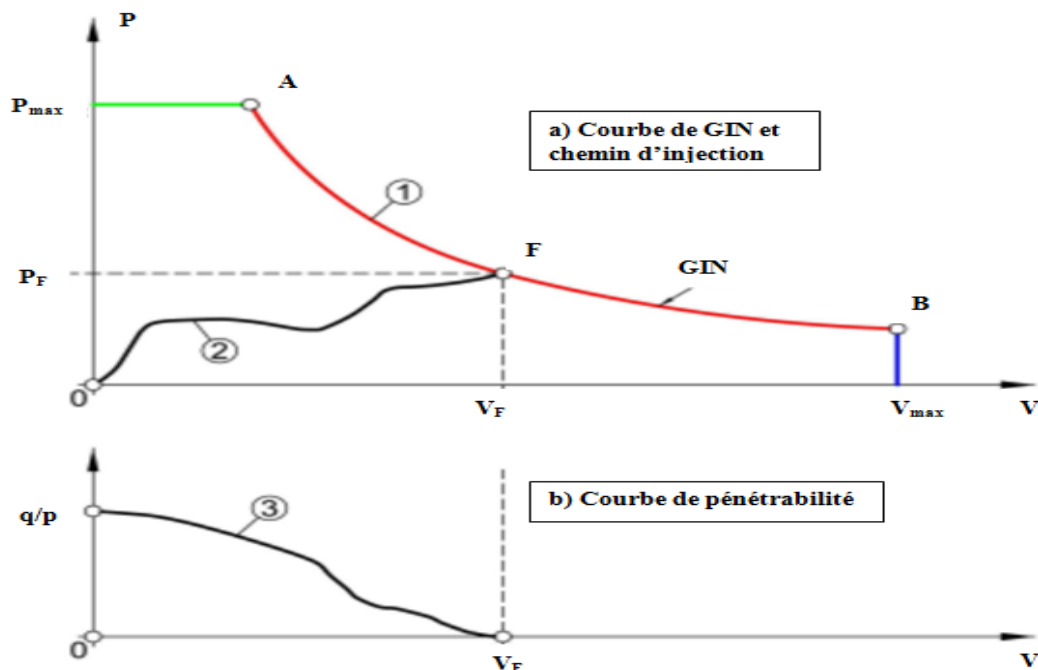


Figure II-1: Principe de la valeur GIN (Christophe, 2001)

C'est une méthode qui a été prouvée comme étant efficace techniquement et économiquement, en se basant sur plusieurs ouvrages à travers le monde pour lesquels celle-ci a été utilisée, mais principalement pour l'injection de fondations rocheuses. (Lombardi, 2008)

### II.2.11.3. 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 les 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 permettant de meilleures prédictions sur le comportement du système (relation entre la rhéologie du coulis et les paramètres hydromécaniques des fractures). (Stille et al, 2012)

### II.2.12. Produits d'injection

Les produits utilisés lors de l'injection doivent être capable de colmater les fissures, cavités ou interstices du milieu traité pour augmenter sa résistance mécanique ou, plus simplement, assurer l'étanchéité. Ainsi, dans son état final, le produit est soit sous forme solide avec une bonne résistance mécanique, soit visqueux et dur pour rester en place malgré les pressions hydrostatiques qui peuvent affecter le produit. De plus, il doit résister aux eaux agressives.

Les produits répondant à ces conditions ne sont pas très nombreux, surtout lorsqu'on écarte le choix de certaines résines synthétiques, trop chers, mais qui conviendraient parfaitement. Presque jamais un coulis unique ne peut suffire pour mener à bien un travail d'injection.

De nombreux produits sont disponibles sur le marché afin d'effectuer des réparations par injection. Le choix du type de produit dépend donc des conditions de réparation.

### II.2.12.1. Coulis cimentaires

Les produits de coulis à base de ciment sont généralement plus économiques que les coulis à base de produits chimiques. Ils peuvent être divisés en deux catégories, soient les coulis à base de ciment Portland ou les coulis à base de ciment micro fins. Certains ajouts et adjuvants entre aussi dans la composition des coulis cimentaires. (Constantin, 2015)

#### II.2.12.1.1. Ciments Portland

Le ciment Portland est un ciment principalement utilisé dans la production de béton. C'est un liant hydraulique défini par sa fonction de prise et de durcissement par combinaison chimique avec l'eau. De par son utilisation, c'est l'alternative la plus rentable aux injections. Ce type de ciment peut être utilisé pour l'injection de fissures supérieures à 0,5 mm.

#### II.2.12.1.2. Ciments micro fins

Pour réparer des fissures plus fines, des coulis à base de particules plus fines peuvent être utilisés. Leur taille est généralement d'environ 3 à 4  $\mu\text{m}$ , avec une taille maximale de 10  $\mu\text{m}$ . Le type de ciment peut correspondre à un produit à base de ciment Portland, qui est simplement broyé plus finement.

#### II.2.12.1.3. Ajouts

Les ajouts minéraux, également appelés pouzzolanes, sont des silicates ou aluminosilicates non cimentaires qui ne réagissent pas avec l'eau, mais réagissent avec la chaux et l'eau pour former des composés cimentaires. Ces ajouts engendrent un coulis plus résistant aux attaques chimiques, moins soluble et plus imperméable. Les ajouts cimentaires peuvent aussi être utilisés comme remplaçants de ciment, dans une certaine mesure. La plupart des ajouts minéraux utilisés sont obtenus artificiellement.

Certaines argiles, notamment la bentonite, peuvent être utilisées en faible quantité dans les coulis cimentaire. Cela réduit la sédimentation des particules de ciment et améliore la stabilité du coulis. Elle augmente par contre la viscosité et la cohésion du coulis, induisant une pénétrabilité réduite.

#### II.2.12.1.4. Adjuvants

Certains produits chimiques peuvent être ajoutés au mélange de coulis cimentaire afin de modifier des propriétés particulières de celui-ci.

Un dispersant est un produit qui réduit la tendance des grains de ciment de s'agglomérer, permettant ainsi au coulis de mieux pénétrer à l'intérieur des fissures. Ce produit permet en effet de réduire de façon significative la viscosité et la cohésion du coulis. Il est à noter aussi que les dispersants augmentent la stabilité des coulis, mais augmentent aussi leur temps de

prise.

Des accélérateurs de prise peuvent aussi être utilisés dans les mélanges de coulis cimentaires, de la même façon que pour les mélanges de béton. Le chlorure de calcium est le produit chimique le plus commun pour le coulis de ciment.

#### **II.2.12.2. Coulis à base de produits chimiques**

Il est également possible de réaliser des injections en utilisant des matériaux faits de coulis non cimentaires, bien que leur coût soit généralement plus élevé. Les silicates de sodium sont parmi les produits les plus économiques à utiliser, mais ils induisent un coulis de très faible résistance qui va souvent être affecté par l'eau et le ciment du béton adjacent, et qui peuvent même être déformés significativement sous une charge hydrostatique importante. (Constantin, 2015)

##### **II.2.12.2.1. Polyuréthane**

Ces produits ont une forme de mousse ou de gel. Ils présentent une résistance en traction plus élevée que les silicates de sodium et les acrylates, mais ils ne peuvent redonner l'intégrité structurale à l'ouvrage réhabilité. Ils sont donc surtout utilisés pour l'étanchéisation des fissures. Il est à noter qu'ils présentent généralement des problèmes de durabilité à long terme.

##### **II.2.12.2.2. Produits époxydes**

Les coulis époxydes sont obtenus par la combinaison chimique d'un produit d'époxy et d'un agent de durcissement, généralement une amine ou une polyamine. C'est cette combinaison chimique, qui crée des liens chimiques entre les deux types de molécules, qui procure au coulis les propriétés mécaniques recherchées. Les produits à base d'époxy présentent en effet des propriétés mécaniques d'adhérence et de résistance à la traction telle qu'ils peuvent être utilisés, en plus de restaurer l'étanchéité de l'ouvrage, afin de reconstruire une certaine part de l'intégrité structurale.

#### **II.2.13. Les types des coulis d'injection**

Le choix du coulis doit être basé sur des tests en laboratoire de divers ciments et mélanges, avec et sans ajout d'additifs. Les paramètres suivants sont mesurés : l'écoulement, sédimentation, temps de prise et propriétés mécaniques.

On distingue trois types de coulis d'injection : (Schleiss et al, 2011)

- Les coulis stables (ciment, argile, eau et adjuvants),
- Les coulis instables (ciment, eau),
- Les coulis liquides.

### II.2.13.1. Les coulis stables

Les coulis stables c'est-à-dire, les coulis ayant une décantation limitée, possèdent des propriétés mécaniques finales et une résistance au glissement élevées, ces dernières étant importantes pour la pérennité de l'ouvrage.

Par ailleurs, le comportement d'un coulis stable lors de l'injection fait l'objet d'une analyse mathématique au moins approximative, ce qui n'est pas le cas des coulis instables, puisque la séparation du ciment et l'eau se fait très facilement.

### II.2.13.2. Les coulis instables

Les coulis instables sont constitués d'un mélange d'eau-ciment dont le rapport pondéral peut changer pendant l'injection. Les granulés de ciment restent en suspension dans l'eau pendant toute la première phase, mais ils se séparent rapidement de l'eau. Pour stabiliser le mélange, réduire la sédimentation et absorber l'excès d'eau, on ajoute 1 à 2 % de bentonite au coulis. (Schleiss et al, 2011)

Le comportement du ciment en termes de pénétrabilité est affecté (formation de voutes et blocage du mouvement du ciment). Comme les suspensions de ciment ne vont pas très loin dans le sable, la dilution améliore la portée de la pénétration. Il ne suffit pas que la taille des grains soit inférieure à la plus petite taille du liquide pour permettre l'injection (défaut pour éviter le développement de flocons et de voutes). Le phénomène des voutes est techniquement résolu par l'injection de coulis aérés (boules d'air en suspension). L'instabilité est également liée au phénomène de sédimentation dans les conduits d'injection. Il existe pour chaque coulis une vitesse limite d'évaporation au-delà de laquelle il y a sédimentation.

Les conduits utilisés, dont l'injection, sont de petite taille (un pouce) pour augmenter les débits tout en évitant la sédimentation et l'obturation des conduits. (Harrack, 2015)

### II.2.13.3. Les coulis liquides

Leur pénétrabilité est semblable à l'eau. Ils sont utilisés dans le cas des injections dans des milieux difficilement injectable comportant des très petits vides (argiles ou silts). Ils sont onéreux à utiliser. On peut citer :

- Gels de silice et réactif minéral ;
- Gels de silice et réactif organique ;
- Suspension silice nanométrique et 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

## II.2.14. Rhéologie et caractéristiques mécaniques des coulis

Les caractéristiques du coulis sont les suivantes : (Peignaud, 1983)

- Une cohésion proche de celle du sol non drainé ;
- La déformabilité du sol environnant ;
- La facilitation de la préparation et de la mise en place.

Les caractéristiques principales des coulis qui influent sur la qualité du traitement sont :

## II.2.14.1. 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.

La vitesse de pénétration du coulis dans une discontinuité ouverte n'est pas uniforme [Figure II-2].

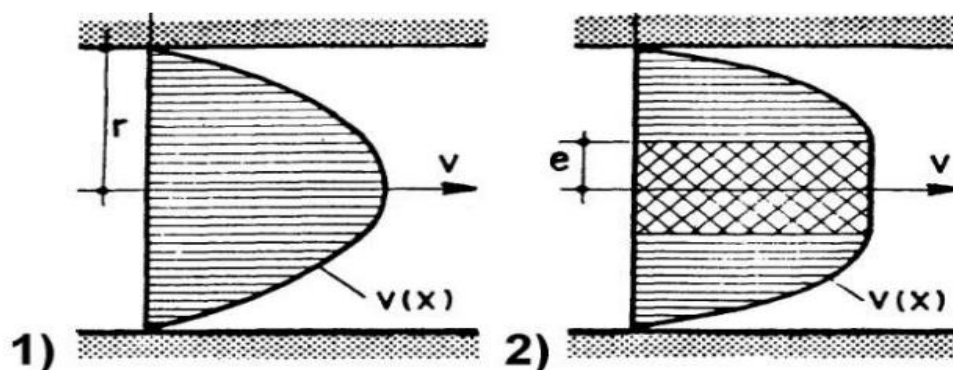


Figure II-2: Distribution de la vitesse du coulis dans une fissure (Lombardi, 2003)

1: Liquide Newtonien

2: Coulis de ciment

Généralement, on suppose que les coulis fluides vont mieux pénétrer dans les fissures que ceux plus denses. En réalité, le diamètre des grains et la dimension des agglomérats qu'ils peuvent former sont déterminants pour le procédé et non la quantité d'eau qui devra s'écouler en contournant les grains de ciment bloqués pour pénétrer dans les discontinuités. [Figure II-3]

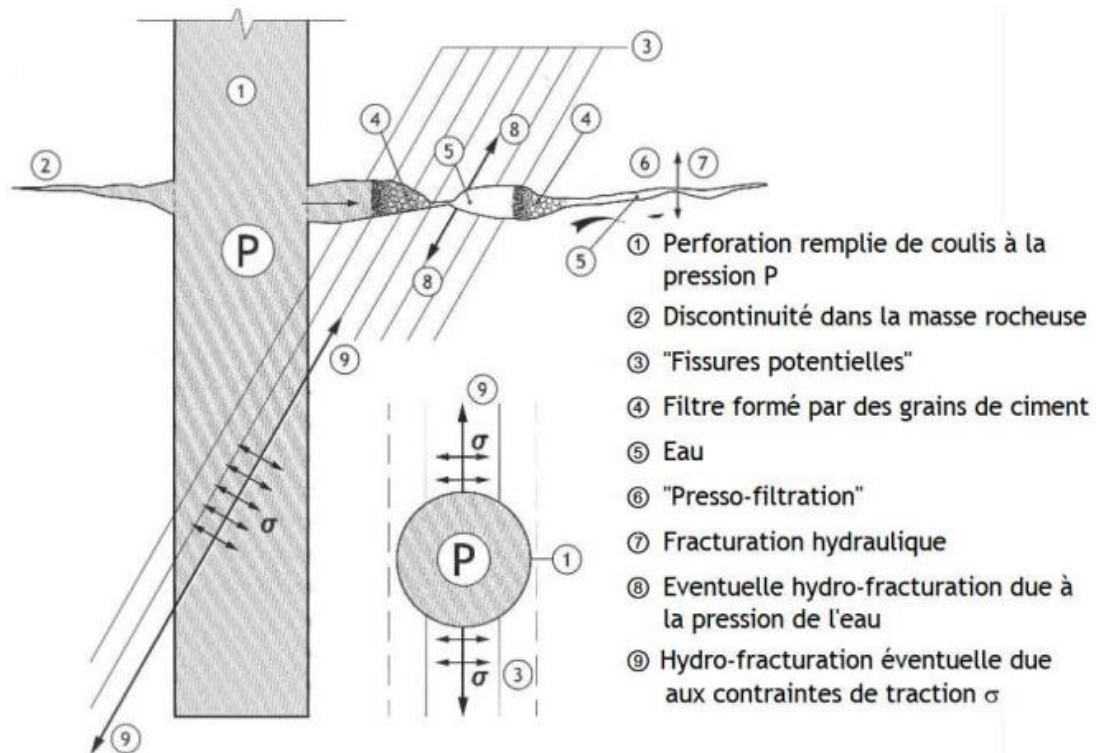


Figure II-3: Distribution de la vitesse du coulis dans une fissure (Lombardi, 2003)

### II.2.14.2. Stabilité

La stabilité d'un coulis cimentaire est liée à la sédimentation et au ressuage, puisqu'elle est représentée par la quantité de particules de ciment restant en suspension dans le coulis suite au malaxage. Ainsi, plus un coulis a des particules en suspension, moins il présente de ressuage. Un coulis est considéré comme étant stable s'il présente un ressuage maximal de 5% par rapport au volume total du mélange, et ce deux heures suite au malaxage.

Lors d'une opération d'injection de fissure, un coulis instable peut faire tendre les particules de ciment à sédimer, causant ainsi un coulis qui adhère mieux dans le bas de la fissure que dans le haut.

### II.2.14.3. Viscosité

La viscosité d'un coulis est définie comme étant la résistance interne du liquide à s'écouler. Elle est exprimée en Poises et peut être mesurée à l'aide d'un cône de Marsh ou d'un viscosimètre Brookfield. Dans le cas de l'injection, la conception du mélange de coulis cimentaire vise généralement à obtenir une viscosité minimale, induisant ainsi un maximum de pénétrabilité.

La viscosité d'un coulis varie d'abord en proportion inverse avec le rapport Eau/Ciment. Ensuite, la taille des grains de ciment influence aussi la viscosité du coulis en direct proportion. Ainsi, un coulis à base de ciment Portland, pour un même rapport E/C, a une plus faible viscosité qu'un coulis à base de ciment micro fin.

### II.2.15. Conception des mélanges de coulis cimentaires

La composition du coulis est choisie de manière à optimiser à la fois la conception et les propriétés du coulis durci. Afin de réaliser un mélange de coulis cimentaire adéquat en fonction des conditions de mise en place, de la facilité de mise en œuvre et de caractéristiques mécaniques optimales, il est possible de se baser sur certaines études présentant les différentes propriétés en fonction de la composition, soit le rapport E/C, le type de ciment et les adjuvants, ainsi qu'en fonction des conditions auxquels doit faire place le coulis. Par ailleurs, les différents fabricants proposent certaines formulations de coulis et fournissent les différentes propriétés relatives à ces formulations.

Enfin, des tests en laboratoire peuvent être effectués sur différentes compositions de coulis pour définir le mélange optimal en termes de la viscosité, de la stabilité, de la prise du coulis et des caractéristiques mécaniques.

### II.2.16. Caractéristiques du procédé d'injection

Les caractéristiques du procédé d'injection sont les suivantes :

#### II.2.16.1. La pression d'injection

La pression d'injection a un impact direct sur la qualité du résultat obtenu, car elle doit permettre le traitement des fissures et l'introduction de coulis, notamment instables. (**Stucky, 1975**). Il faut reconnaître l'existence d'une procédure traditionnelle utilisée depuis longtemps qui repose sur des règles très simples. Elle consiste à définir la limite de pression d'injection simplement en fonction de la profondeur sous la surface du plot d'essai. Toutefois, il est important de rappeler qu'il faut tenir compte non seulement du type de roche et de ses caractéristiques géologiques, mais aussi du type de coulis à injecter.

On a introduit une pression de "refus" au-delà de laquelle la masse rocheuse ne doit plus absorber de volume de coulis. (**Schleiss et al, 2011**). En fait, si une pression suffisante est appliquée, l'injection peut être poursuivie pour augmenter les volumes absorbables, quoique lentement. C'est la pompe qui refuse d'aller au-delà d'une certaine pression, pas le massif rocheux. Cette idée de refus est peut-être curieuse si elle n'est pas un encouragement pour un grand nombre de personnes à définir arbitrairement le critère d'arrêt de l'injection en n'augmentant pas la pression au-delà de cette "limite" (**Gouvenot, 1997**).

De plus, la fracturation hydraulique se produit proportionnellement à la pression d'injection. Ceci correspond à l'ouverture brutale d'une nouvelle discontinuité et à un déplacement détectable ou non de la surface du massif rocheux injecté après l'ouverture de la discontinuité.

Le tableau II-1 représente la variation de la pression d'injection par rapport à la profondeur.

**Tableau II-1 : Pression d'injection par rapport à la profondeur**

Profondeur de tronçon injecté (m)	Pression d'injection (kg/cm <sup>2</sup> )
0 à 5	5
5 à 10	10
10 à 15	15

Stucky, 1975

**II.2.16.2. Les propriétés du coulis frais**

Pour la bonne réalisation de la campagne d'injection, il est nécessaire de respecter les propriétés spécifiques du coulis frais afin que :

- Les critères imposés par la prise de coulis doivent être respectés,
- La procédure d'injection peut être réalisée de la manière la plus simple et la plus efficace possible.

Il est fort probable que le massif rocheux à injecter ne sera pas homogène sur toute la durée de l'ouvrage et qu'il faille le subdiviser en de nombreuses zones en fonction de considérations géologiques ou géotechniques afin que chacune de ces zones puisse être considérée et traitée comme telle.

**II.2.16.3. Nombre de ligne d'injection**

Le voile d'étanchéité profond est constitué d'une ou plusieurs lignes d'injection. Lorsque le terrain ne permet pas une forte pression et que le rayon d'action des forages est faible, le voile est double ou triple. Les forages sont alors disposés en quinconce. En général, une seule ligne d'injection est suffisante pour les barrages en béton. Par contre, le voile d'étanchéité sous un barrage est constitué de plusieurs lignes. Dans le cas d'un barrage en remblai avec noyau, elle est réalisée avant ou après la mise en place du remblai, éventuellement à l'aide d'une pâte en béton. Si le barrage possède un masque amont, les injections peuvent être effectuées à partir d'une galerie située au pied amont.

En pratique, le minimum utilisé sera généralement constitué de deux trous primaires de part et d'autre du rideau d'étanchéité, espacés de 6 mètres et d'une profondeur de 8 mètres. Le nombre de rangées de trous varie en fonction de la quantité d'eau (tableau II-2).

**Tableau II-2: Nombre de rangée d'injection par rapport à la charge d'eau**

Charge d'eau (m)	Nombre de rangée d'injection
0 à 25	0
25 à 60	2
60 et plus*	Zone de contact du noyau à l'intérieur des limites, des trous de 8m de profondeur et espacés de 6m.

Moulay, 2014



Lorsque la charge d'eau dépasse 60m, le nombre de rangées doit être suffisant pour couvrir toute la surface du noyau, incluant un dépassement possible sous la limite amont du filtre aval. En général, les trous seront verticaux. Toutefois, dans certains cas, des trous inclinés peuvent être nécessaires pour récupérer certains joints d'orientation particulière. (Moulay, 2014)

#### II.2.16.4. Espacement entre forages

L'injection est réalisée par étapes, chaque phase réduisant la distance entre les forages [Figure II-4]. En général, les premiers forages (forages primaires) sont les plus longs et s'étalent entre 10 et 12 mètres. Ils sont carottés afin d'obtenir des informations géologiques complémentaires et de réaliser des tests de perméabilité. Ensuite, une série de forages intermédiaires (secondaires, tertiaires, etc.) sont construits, chacun ayant la moitié de la taille du premier. Dans la grande majorité des cas, la distance finale varie entre 2,5 et 3 mètres, en fonction du rocher et du degré d'imperméabilité souhaité. Pour les barrages de plus faible hauteur, l'intervalle entre les forages peut être aussi court que 3 mètres, ce qui permet de réaliser des injections à des pressions plus faibles. (Schleiss et al, 2011)

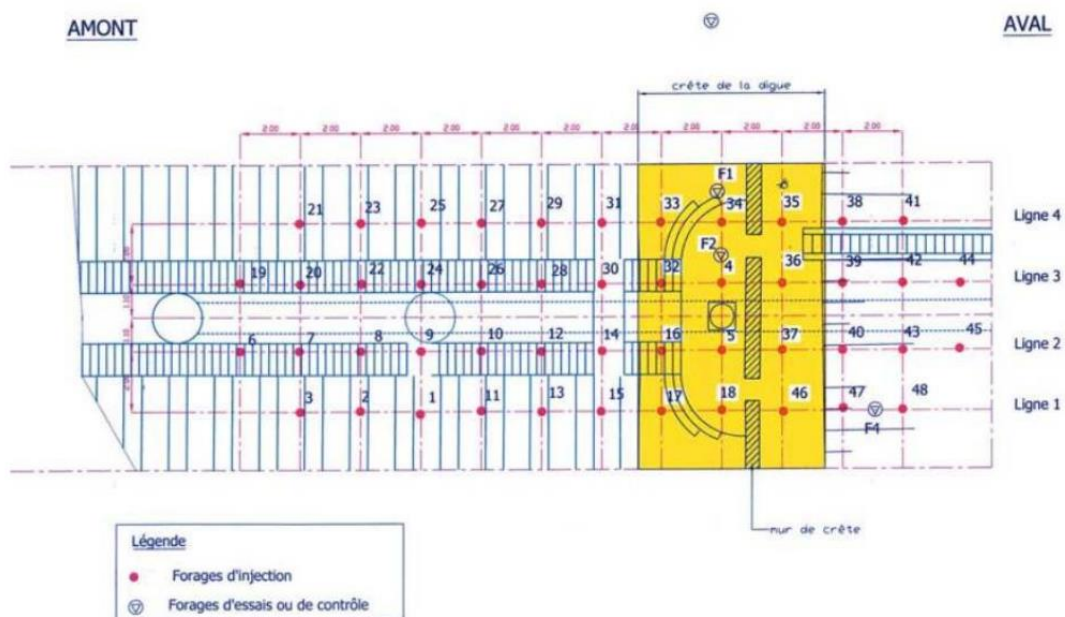


Figure II-4: Schéma de dispositions des forages en lignes d'injections. (Charrak, 2022)

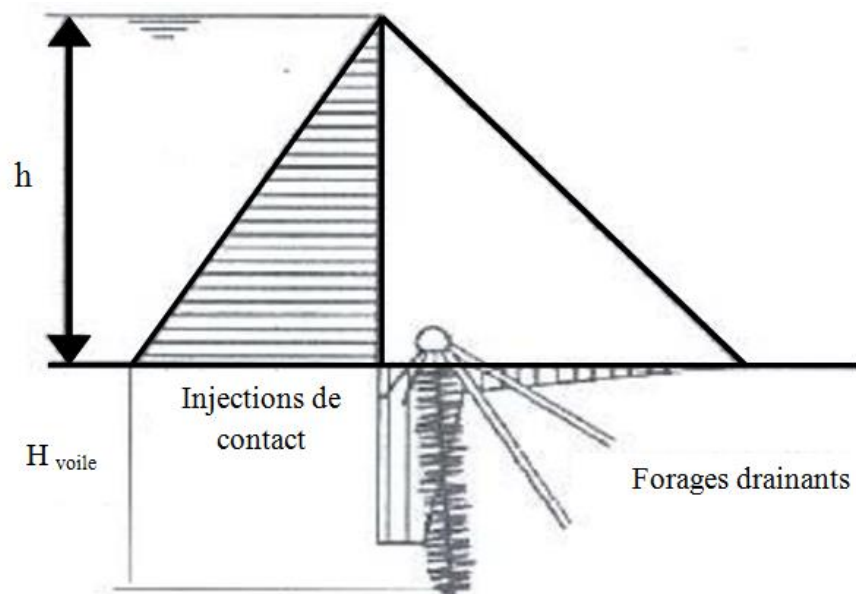
#### II.2.16.5. Orientation des forages

La direction des forages est soit verticale soit inclinée vers l'amont, selon les géométries de la fondation. L'objectif est de remplir les fissures avec un marteau. Pour cela, il faut trouver la ligne ou le plan qui récupère le plus de fractures et de fissures verticalement ou en inclinaison. La création d'un diagramme polaire permet d'identifier les systèmes de discontinuité existants et d'optimiser l'orientation du forage. (Moulay, 2014)

**II.2.16.6. Profondeur du voile d'injection**

La profondeur et la géométrie du voile d'injection dépendent de la géologie et de la hauteur du barrage. La profondeur doit être suffisante pour minimiser la percolation et contribuer à la réduction des sous-pressions. Le rideau peut être descendu jusqu'à ce que la perméabilité soit inférieure à celle de la zone injectée. En général, la hauteur du rideau varie de 35 à 100 % de la hauteur du barrage, avec une profondeur maximale de 50 mètres.

Par rapport à la hauteur  $H$  du barrage, l'USBR propose une profondeur du rideau d'injection égale à  $H_{\text{voile}} = 1/3 + C$ , avec  $C = 8$  à  $25\text{m}$  [Figure II-5].



**Figure II-5 : Profondeur de voile d'injection. (Moulay, 2014)**

**II.2.16.7. Contrôle des injections**

Le contrôle des travaux effectués par injection est sans doute l'un des contrôles les plus difficiles qui soient. La seule méthode convenable consiste à terminer les travaux et à voir ce qui se passe. Il s'agit là d'un contrôle à postériori qui interdit quelquefois tout confortements éventuels. Par exemple, l'absence de galerie dans l'exécution d'une parafouille de barrage en terre dans les alluvions par injection ne permet pas de venir améliorer les travaux qui doivent être réussis du premier coup.

Ces contrôles sont faits à partir des forages, du coulis, d'une combinaison des deux, ou à partir de la surface du milieu injecté. Ils sont basés sur : La vitesse de perforation des forages, les essais d'eau, le repérage du coulis marqué avec un colorant ou avec un traceur radioactif.

### II.2.17. Contrôle global de la qualité du traitement

Ce n'est qu'en appliquant les charges prescrites à une injection massive que l'on peut déterminer si le traitement a été efficace. Malheureusement, il s'agit d'un contrôle rétrospectif qui est loin de satisfaire l'esprit (**Harrak, 2015**). Il existe cependant certains types de travaux pour lesquels la charge est appliquée plus ou moins progressivement lors de l'exécution des injections. Il en est ainsi lors de l'exécution d'un écran étanche, par exemple, situé sous un barrage et obstruant toute la vallée alluviale. Par conséquent, la qualité de rideau peut être estimée au fur et à mesure de l'avancement du processus.

L'efficacité de l'injection qui reflète la qualité du traitement est estimée par des essais permettant de caractériser le sol traité et ainsi de s'assurer de la conformité avec les objectifs fixés. Il est important à ce niveau de mettre en œuvre des moyens de contrôle analogues à ceux ayant permis de caractériser l'état initial. Pour les caractéristiques hydrauliques, l'efficacité sera appréciée par des essais d'eau pour déterminer la perméabilité des différentes couches géologiques du sol traité.

## II.3. Etude de la perméabilité

L'application quantitative de la théorie d'écoulement aux milieux poreux pour les problèmes d'ingénierie nécessite la connaissance des valeurs de la perméabilité dans le cas des sols saturés et de la conductivité hydraulique et de la diffusivité dans le cas où les sols sont non saturés. La détermination expérimentale de ces paramètres hydrodynamiques peut se faire par des méthodes directes en utilisant la loi de Darcy généralisée, ou par des méthodes indirectes qui font appel à la résolution des équations de transfert ou à des modèles empiriques. (**Klute, 1964**). La perméabilité du sol est la propriété qu'a le sol de transmettre l'eau et l'air; c'est une des qualités les plus importantes à prendre en considération. Plus le sol est perméable, plus l'eau s'infiltré.

### II.3.1. Notion de perméabilité et de conductivité hydraulique

#### II.3.1.1. Perméabilité

Dans un sol saturé, le coefficient de perméabilité "**k**" est essentiellement fonction de l'indice des vides et de la courbe porosimétrique (La courbe porosimétrique caractérise la distribution des dimensions des pores dans le sol). Dans une analyse d'écoulement transitoire, il est souvent supposé être constant. Le coefficient de perméabilité est le résultat des forces de frottement de l'eau dans les pores du sol, forces résistant à l'écoulement. Le coefficient de perméabilité est, d'une part, proportionnel à la perméabilité intrinsèque "**K**" du sol et d'autre part, inversement proportionnelle à la viscosité dynamique du fluide (l'eau). Le coefficient de perméabilité (**k**) est défini comme suit :

$$k = \frac{K * \rho_w * g}{\eta_w}$$

Avec:

$k$  : coefficient de perméabilité (m/s);

$K$ : perméabilité intrinsèque du sol (m<sup>2</sup>);

$g$ : accélération gravitationnelle (m/s<sup>2</sup>);

$\rho_w$ : masse volumique de l'eau (kg/m<sup>3</sup>);

$\eta_w$ : viscosité dynamique de l'eau (Pa.s).

La perméabilité intrinsèque est une caractéristique d'un sol et est fonction de la taille des pores et de la distribution des différentes tailles de pores, de la tortuosité, et finalement de la texture du sol où les différents minéraux avec leurs surfaces spécifiques définissent l'intensité des forces d'adsorption dont découlent les frottements.

### II.3.1.2 Conductivité hydraulique

Dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité appelé généralement "la conductivité hydraulique" n'est pas constant. Il varie en fonction de la variation de l'indice des vides et de la saturation. Physiquement, au fur et à mesure que le sol se déshydrate, l'air occupe de plus en plus le volume des pores de sorte que le trajet de l'eau devient de plus en plus étroit et tortueux. Par conséquent, la conductivité hydraulique diminue fortement lorsque la saturation diminue. Cette dernière est fortement influencée par la variation de la succion. L'effet de la variation de l'indice des vides sur le coefficient de perméabilité est faible par rapport à l'effet de la saturation. Dès lors, pour l'analyse d'écoulements transitoires dans un sol non saturé, la conductivité hydraulique  $k(w)$  est souvent exprimée soit en fonction de la teneur en eau ( $w$ ) ou de la saturation ( $S_r$ ) qui est liée à la succion ( $h$ ), soit directement en fonction de la succion elle-même. (Fredlund, 1994)

## II.3.2 Définitions générales

### II.3.2.1. Charge hydraulique

Considérons un point situé dans un massif saturé siège d'un écoulement permanent. Soit ( $u$ ) la pression de l'eau en ce point et ( $z$ ) sa coté par rapport à un repère quelconque. La charge hydraulique en ce point, est par définition :

$$h = \frac{u}{\rho_w} + \frac{v^2}{2g} + z$$

Avec :

$u$ : Pression de l'eau [m].

$\rho_w$ : Masse volumique de l'eau [kg/m<sup>3</sup>].

$g$ : Accélération de la pesanteur [ $m^2/s$ ].

$V$ : Vitesse d'écoulement de l'eau [ $m/s$ ]

$z$ : Cote (altitude) du point considéré [ $m$ ].

Or les vitesses dans les sols sont toujours faibles rendant négligeable le terme en

$$\frac{v^2}{2g} = 0$$

Donc obtiens :  $h = \frac{u}{\rho g} + z$

### II.3.2.2. Vitesse d'écoulement

Soit  $Q$  le débit d'eau à travers une canalisation de section  $S$ . la vitesse apparente  $v$  de l'eau est par définition :

$$V = \frac{Q}{S}$$

Cette définition bien que la plus utilisée, donne une vitesse fictive car en réalité l'eau ne circule que dans les pores de surface ( $n * S$ ) ( $n$  étant la porosité du sol) d'une part et d'autre part, les trajectoires sont vraisemblablement tortueuses.

### II.3.2.3 Gradient hydraulique

Dans un écoulement uniforme et unidirectionnel, le gradient  $i$  est par définition le rapport de la différence de charge «  $\Delta h$  » à la longueur «  $L$  » du trajet de l'eau dans le sol.

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

## II.3.3. La loi de Darcy

### II.3.3.1. Définition

Henry Darcy propose une loi expérimentale à la suite d'observations d'écoulements d'eau sous pression dans une conduite verticale remplie de sable (Portet F., 2003). Son dispositif expérimental lui a permis de maintenir une charge hydraulique constante en haut et en bas de l'échantillon durant le test, ce qui est montré sous forme schématique sur la figure II-6 :

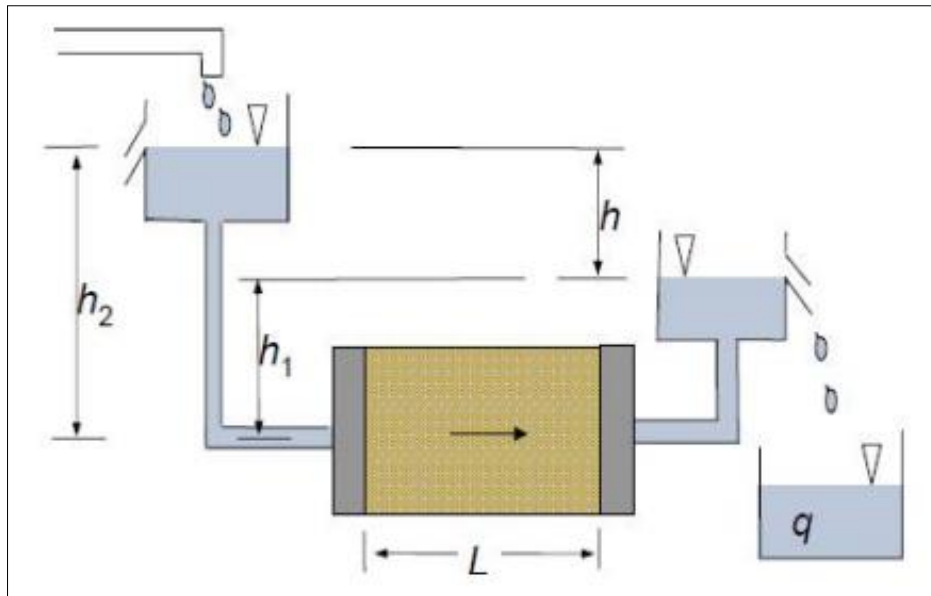


Figure II-6: Schéma représentative de l'expérience de Darcy (Ghanem, 2011).

En milieu non saturé (Diaw El -H.B., 1996), le principe de proportionnalité entre le gradient de potentiel et la densité de flux échangé reste valable et s'exprime de manière analogue à celle de la loi de Darcy en milieu saturé. Mais, la différence fondamentale est qu'en milieu non saturé, la conductivité hydraulique varie avec la pression matricielle et que cette relation est non linéaire. Ceci entraîne alors, une relation flux-gradient de potentiel (garant de l'écoulement) essentiellement non linéaire.

$$K = \frac{qL}{A(h_2 - h_1)} = \frac{qL}{Ah}$$

Où A et L désignent la section et longueur d'écoulement, h la différence de charge entre les deux extrémités du tube de sol .

On écrit :

$$v = k \cdot \frac{h}{L}$$

Le rapport  $i = \frac{h}{L}$  c'est le gradient hydraulique. On a donc :

$v = k \cdot i \rightarrow$  C'est la célèbre loi de Darcy qui varie selon le type de sol.

- En zone saturée, « h » représente la pression hydrostatique exercée en un point du sol par la colonne d'eau qui le surmonte. Comme le système est envahi d'eau, la pression de l'eau est plus forte que la pression de l'air ( $h > 0$ ).
- En zone non saturée, « h » représente l'intensité des forces de capillarité et d'adsorption qui attirent et lient la phase liquide à la phase solide ( $h < 0$ ).

Dans le cas d'effets strictement capillaires, elle est directement liée au rayon de courbure des ménisques (interfaces eau / air formés dans les capillaires du sol) par la loi

de Jurin [Figure II-7].

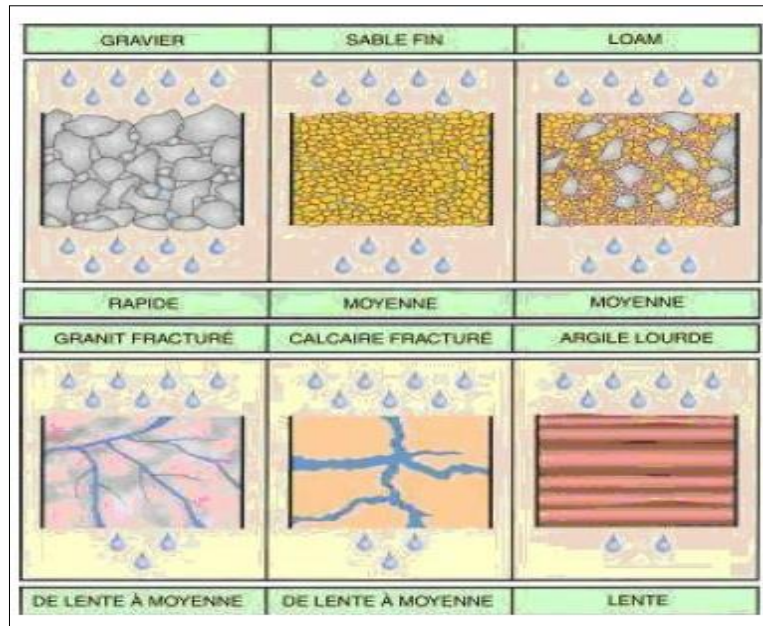


Figure II-7: Variation de la vitesse de percolation de l'eau (Myslik, 2007)

### II.3.3.2. Limite de validité de la loi de darcy

Pour que la loi de Darcy soit applicable c'est évident que l'écoulement reste en régime laminaire et de ne pas dépasser le seuil d'apparition de turbulence, il est nécessaire que le nombre de Reynolds ( $R_e$ ) qui mesure l'importance des force d'inertie par rapport aux force de viscosité soit supérieur à 1 [Figure II-8].

$$R_e = \frac{V \cdot \rho \cdot D}{\mu}$$

Avec :

$\rho$ : La masse volumique de l'eau [ $\text{kg/m}^3$ ] ;

$v$  : La vitesse moyenne de l'écoulement [ $\text{m/s}$ ] ;

$\mu$ : La viscosité dynamique [ $\text{Pa.s}$ ] ;

$D$  : diamètre interne du conduit [ $\text{m}$ ].

Aussi pour que La loi de Darcy soit valide, il est nécessaire que la matrice solide est homogène, isotrope et stable, ainsi que le fluide aussi est homogène isotherme et incompressible.

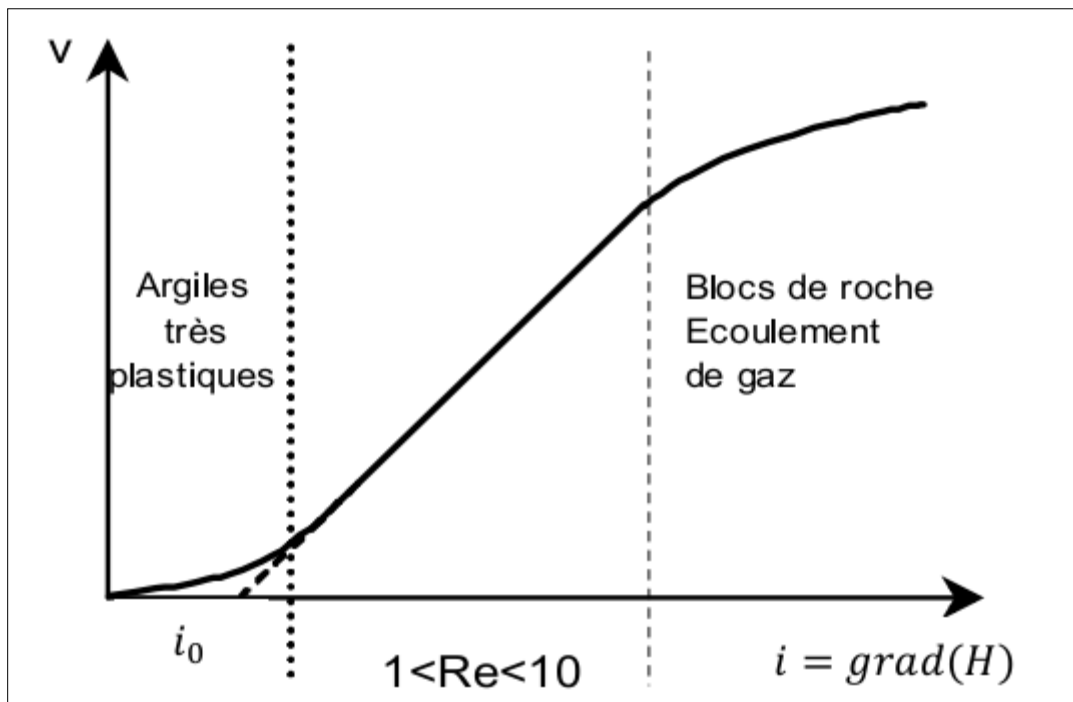


Figure II-8: Domaine de validité de la loi de Darcy (Ghanem, 2011)

En réalité, les cas où la loi de Darcy n'est pas applicable sont limités aux formations très hétérogènes, aux réseaux karstiques et lorsque la vitesse d'écoulement est très élevée.

### II.3.4. Paramètres agissant sur la perméabilité

De nombreux paramètres influent sur la valeur de la perméabilité mesurée au laboratoire. Il est important de connaître ces influences afin d'éviter, d'une part, des erreurs d'interprétation et d'autre part, pour obtenir des valeurs de (k) exploitables. Ces paramètres peuvent être classés de la façon suivante :

#### II.3.4.1. Paramètres liés à la structure du sol

- ✓ Composition
- ✓ Limites d'Atterberg

#### II.3.4.2. Paramètres liés à la fabrication de l'échantillon

- ✓ Compactage : type, énergie
- ✓ Dimensions des mottes pour les sols argileux
- ✓ Choix de la teneur en eau/ densité sèche

#### II.3.4.3. Paramètres liés aux dimensions de l'échantillon

- ✓ Hauteur de l'échantillon
- ✓ Diamètre de l'éprouvette.



**II.3.4.4. Paramètres d'essai**

- ✓ Type de perméamétrie
- ✓ Méthode de saturation
- ✓ Gradient hydraulique
- ✓ Choix de la contrainte verticale
- ✓ Effet de la consolidation
- ✓ Choix de la contre pression
- ✓ Durée de l'essai

**II.3.4.5. Paramètres d'environnement**

- ✓ Température
- ✓ Cycles Dessiccation- Humidification
- ✓ Nature du percolât.

**II.3.5. Méthodes de mesure de la perméabilité au laboratoire**

Ces méthodes reposent sur la loi de Darcy généralisée. La densité du flux et le gradient de potentiel ou d'humidité sont les variables habituellement mesurées au cours de l'essai. Elles peuvent être maintenues constantes indépendamment du temps, ou variables durant l'essai. On peut alors distinguer les méthodes de mesure en régime permanent et les méthodes de mesure en régime non permanent de l'écoulement.

Les différentes méthodes de mesure de la perméabilité sont classées selon le domaine de saturation : méthode de mesure de la perméabilité saturée et de la perméabilité non saturée.

**II.3.5.1. Mesure de la perméabilité saturée en régime permanent****II.3.5.1.1. Essai à charge constante**

Cette méthode de mesure consiste à maintenir une charge hydraulique constante dans l'échantillon. Le flux traversant l'échantillon est engendré par un gradient de charge hydraulique constant [Figure II-9, (a)]. Les conditions du régime permanent seront atteintes lorsque le débit d'eau entrant est égal au débit sortant de l'échantillon. La perméabilité est calculée en utilisant la loi de Darcy.

Cette méthode de mesure peut être appliquée aussi bien aux échantillons intacts qu'aux échantillons remaniés. Il est certain qu'avec cette méthode, on peut obtenir des résultats assez précis mais elles présentent des temps d'essais assez importants.

**II.3.5.1.2. Essai à charge variable**

L'échantillon de sol non remanié est testé dans un cylindre de longueur « L » et de section transversale « S ». Des pierres poreuses sont placées à chaque extrémité de la carotte de sol et une colonne montante est connectée à la partie supérieure du cylindre.

Le drainage s'effectue dans un réservoir où le niveau est maintenu constant par un trop plein [Figure II-9, (b)]. La colonne est par la suite remplie d'eau et à un temps ( $t_1-t_2$ ) son niveau baisse de «  $h_1$  » à «  $h_2$  ». À l'instant «  $dt$  » la perte de charge correspondante est «  $dh$  », donc le débit est :

$$Q = -a \cdot \frac{dh}{dt} = S \cdot K \cdot \frac{h}{L}$$

$$-\frac{dh}{h} = \frac{S \cdot K}{a \cdot L} dt$$

$$-\log (h_2 / h_1) = \log (h_1 / h_2) = \frac{S \cdot K}{a \cdot L} (t_2 - t_1)$$

$$K = \left[ \frac{a \cdot L}{S(t_2 - t_1)} \right] \cdot \text{Log} (h_1 / h_2)$$

Où

S : Section de l'échantillon [ $m^2$ ] ;

$S_a$  : Section du tube [ $m^2$ ] ;

T : Temps d'écoulement [s] ;

L : la longueur[m] ;

$h_i$  : Charge hydraulique à l'instant  $t_i$  [m].

La perméabilité est donnée par l'expression suivante :

$$k = 2,3 \frac{a}{A} \frac{L}{(t_2 - t_1)} \log \frac{h_1}{h_2}$$

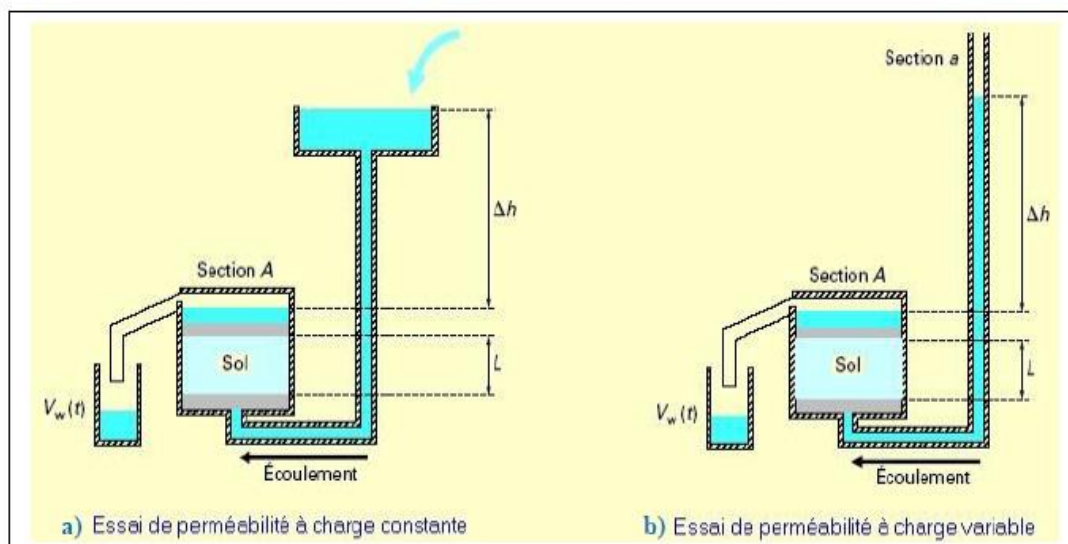


Figure II-9: Procédure de l'essai à charge constante et à charge variable (Talatizi, 2014).

## II.3.5.1.3. Mesure dans l'oedoperméamètre

Le principe de l'appareillage est reproduit sur la figure II-10, un échantillon de sol est placé dans une enceinte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé. On peut établir des courbes de compressibilité (indice des vides en fonction de la contrainte) et de consolidation (variation relative de tassement en fonction du logarithme du temps).

Pour mesurer la perméabilité, le sol peut être donc consolidé et on calcule la perméabilité à partir du taux de consolidation :

$$k = \frac{Cv \gamma_w}{E'}$$

Avec :

$Cv$  : Coefficient de consolidation ;

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau [ $\text{kN/m}^3$ ] ;

$E'$  : module oedométrique.

L'avantage d'appliquer une charge verticale sur la surface supérieure de l'échantillon est :

- de réduire l'écoulement différentiel sur le contour de l'échantillon.
- de reproduire les conditions de chargement in situ.
- de suivre l'évolution de  $k$  en fonction de l'indice des vides ou du degré de consolidation.

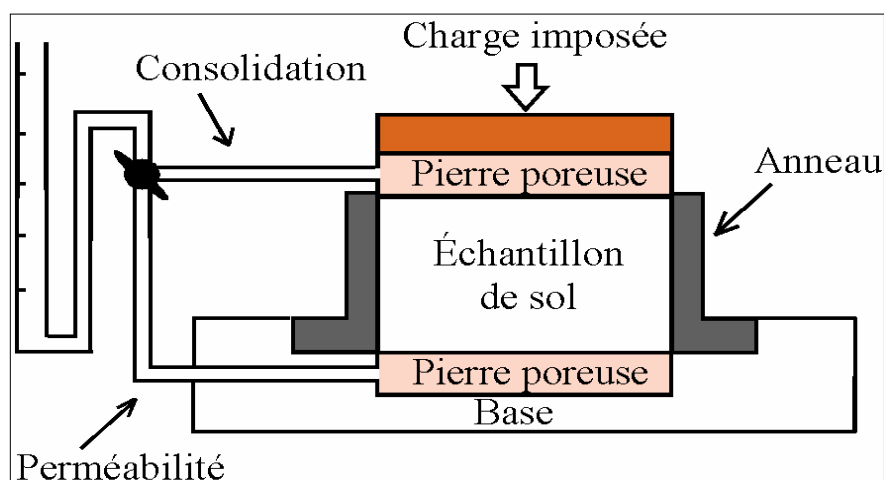


Figure II-10: Essai Oedométrique (Talatizi, 2014).

## II.3.5.2. Mesure de la perméabilité saturée en régime non permanent

## II.3.5.2.1. La méthode par impulsion

Brace et al. (1968) ont initialement introduit la méthode pulse en mécanique des roches et ont employé avec succès cette technique pour estimer la perméabilité du granite de Westerly sous de fortes pressions de confinement. Depuis, la technique par impulsion est reconnue comme une méthode faible pour déterminer la perméabilité des roches. Plusieurs auteurs ont ensuite contribué à sa généralisation. Hsieh, Neuzil et al. (1981) ont proposé des méthodes d'interprétation de l'essai pulse. Cette solution analytique permet, si le dimensionnement du dispositif expérimental est adapté, de déterminer la perméabilité et le coefficient d'emmagasinement spécifique de la roche étudiée. Cependant, ces procédures sont relativement compliquées et beaucoup de chercheurs préfèrent toujours la solution proposée par Brace et al. Pour interpréter leurs résultats expérimentaux, seulement, cette dernière méthode néglige le coefficient d'emmagasinement.

Le concept de base de cette technique consiste à relier les extrémités d'un échantillon de sol ou de roche à deux réservoirs de liquide ; à l'instant  $t$ , on impose une légère augmentation de la pression du liquide dans l'un des deux réservoirs (réservoir supérieur). L'observation la dissipation de la pression en fonction du temps permet la détermination de la perméabilité [figure II-11].

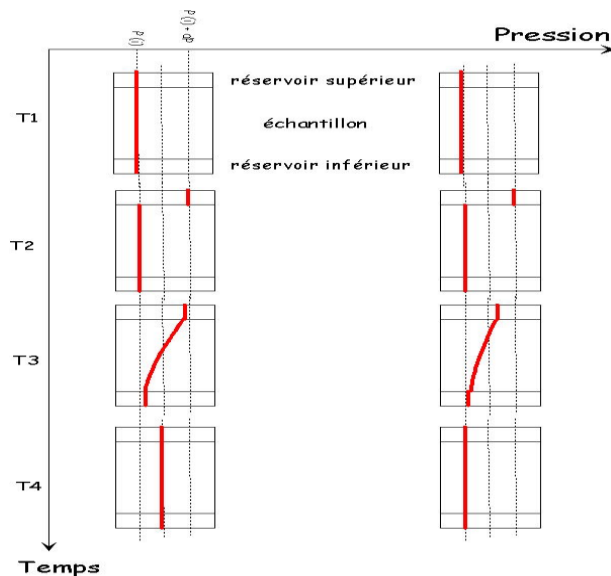


Figure II-11: Principe de l'essai pulse

(a)

(b)

- (a) Choc impulsionnel avec drainage fermé au niveau du réservoir inférieur.  
(b) Choc impulsionnel avec drainage ouvert au niveau du réservoir inférieur.

L'interprétation de l'essai pulse est basée sur l'analyse de l'évolution de la vitesse d'infiltration déduite de la dissipation de la pression en fonction du temps. La méthode consiste donc à estimer d'abord le volume d'eau infiltré en fonction du temps. Entre l'instant  $t$  et l'instant  $t+\Delta t$ , la perméabilité est calculée à l'aide de l'expression suivante :

$$K = \frac{\Delta V_w H}{\Delta t S \left( \frac{u_e - u_s}{\gamma_w} + H \right)}$$

Avec :

- $\Delta V_w$  : volume d'eau infiltré [m<sup>3</sup>] ;
- H : hauteur de l'échantillon [m] ;
- $\Delta t$  : intervalle de temps [s] ;
- S : section de l'échantillon [m<sup>2</sup>] ;
- $u_e$  : pression à l'entrer [kpa] ;
- $u_s$  : pression à la sortie [kpa] ;
- $\gamma_w$  : poids volumique de l'eau.

### II.3.5.2.2. Essai harmonique

Cette méthode a été développée par Jouanna (1981), Kranz et al. (1990) et Fisher (1992). Le principe consiste à relier les extrémités d'un échantillon de sol à deux réservoirs de liquide; à l'instant t, on crée une onde de pression sinusoïdale dans le réservoir supérieur de l'échantillon.

Cette onde se propage à travers l'échantillon, s'atténue et donne lieu à une onde déphasée par rapport au signal initial. La mesure dans le réservoir inférieur du rapport des amplitudes et de déphasage des deux ondes permet la détermination de la perméabilité k.

### II.3.6. Méthodes de mesure de la perméabilité in situ

Il existe plusieurs paramètres dans le choix de type d'essai comme le type du sol, type d'ouvrage parmi ces essais :

- ✓ Essai de pompage.
- ✓ Essai Lefranc.
- ✓ Essai Lugeon.

#### II.3.6.1. L'essai de Pompage

Le pompage dans un aquifère selon un mode opératoire rationnel permet d'en calculer la perméabilité. Ce type d'essai dure longtemps et réclame généralement une préparation importante (forage et tubage du puits, pose de piézomètres au voisinage).

Il est surtout mis en œuvre en vue de l'exploitation des nappes. En génie civil, on utilise moins fréquemment, lui préférant le plus souvent des essais plus ponctuels, plus rapides, moins coûteux.

#### II.3.6.2.L'essai Lefranc

Pour mesurer la perméabilité d'un sol, un essai de pompage n'est pas toujours justifié ni même possible. L'essai Lefranc permet d'obtenir des résultats corrects, sans nécessiter un

matériel important. Il peut être réalisé dans les sondages de reconnaissance, au fur et à mesure de l'avancement.

### II.3.6.2.1.Principe

L'essai consiste à injecter ou à pomper de l'eau dans une cavité de forme invariable, appelée lanterne, réalisée en fond de forage après un léger relèvement du tubage et à observer les variations du niveau d'eau qui s'ensuivent. Un graphique établissant la relation hauteur/débit ou hauteur/temps permet de calculer la perméabilité. La mise en œuvre est rapide et le matériel nécessaire est réduit [Figure II-12].

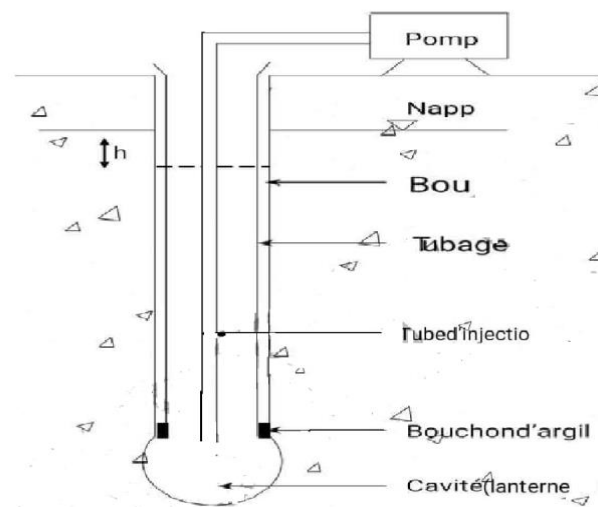


Figure II-12: Principe de l'essai Lefranc (Houti, 2012).

On distingue deux modes opératoires :

#### a. L'essai à niveau constant

On pompe ou on injecte de l'eau à débit constant dans la cavité jusqu'à la stabilisation du niveau dans le forage. Seules les mesures après stabilisation sont retenues pour la détermination du coefficient de perméabilité. Ce type d'essai est réalisé dans les sols perméables ( $k > 10^{-4}$  m/s). On suppose que :

- La loi de darcy applicable
- Le régime est permanent
- Le milieu est homogène et isotrope
- Le calcul montre que la relation entre le débit  $Q$ , la dénivellation  $h$  (la charge) dans le puits et la perméabilité  $k$  est exprimée par la relation :

$$Q = k \cdot C \cdot h$$

$C$  : Coefficient de la forme de la cavité.

**b. L'essai à niveau variable**

On prélève ou on injecte un volume d'eau donné dans la cavité. On suit, en fonction du temps, les variations du niveau dans le tube piézométrique. Ce type d'essai est réalisé dans les sols peu perméables ( $k < 10^{-4}$  m/s).

Le mode opératoire de cet essai est plus simple mais l'interprétation plus délicate que dans le cas précédant. La formule théorique généralement utilisée est :

$$h = h_0 * e^{\frac{k*C}{S}(t-t_0)}$$

Avec :

h et  $h_0$  : rabattement en temps t et  $t_0$

k : perméabilité du terrain

C : coefficient de poche

S : section du forage

**II.3.6.2.2. Avantage de l'essai**

Il s'agit d'un essai relativement simple à réaliser et à interpréter, d'un coût et d'une durée plus faibles que ceux d'un essai de pompage en vraie grandeur. Il est également réalisable avec des matériels de forage géotechnique usuels, et un matériel de mesure relativement simple.

**II.3.6.2.3.Limitation**

L'essai teste une épaisseur de sol de l'ordre de 50 cm. Il présente donc un caractère ponctuel et n'est représentatif que si plusieurs essais permettent d'établir une analyse statistique pour éventuellement caractériser des hétérogénéités. L'essai Lefranc permet de caractériser des sols de perméabilité comprise entre  $10^{-2}$  et  $10^{-7}$  m/s.

**II.3.6.3.Essai Lugeon**

L'essai Lugeon est dû à Maurice Lugeon, professeur de géologie à l'Université de Lausanne vers le milieu du XX siècle et pionnier de la géologie de l'ingénieur. Maurice Lugeon a beaucoup travaillé sur la géologie des barrages où l'on doit vérifier la perméabilité de la fondation du barrage et effectuer des rideaux d'étanchéité en injectant le rocher par des forages. L'essai Lugeon est l'équivalent de l'essai Lefranc en infiltration mais pour les formations rocheuses. Les mises en charge sont aussi plus élevées pour obtenir des débits d'infiltration mesurables dans des roches peu perméables. Les injections de coulis de ciment à faire dans les sondages testés seront du reste aussi réalisées à haute pression. Autre différence avec l'essai Lefranc : on considère la charge constante au cours de l'essai.

L'essai porte sur la passe ou une série de passes fraîchement forées et non revêtues [Figure II-13]. Le tronçon testé est limité par le fond du trou et un packer ou par deux packers (le deuxième cas sera traité plutôt dans les essais trou nu une fois le sondage terminé, voir [Figure II-13]). Le packer est fixé à une colonne qui alimente le segment en eau. Cette colonne est liée à une pompe d'injection qui met l'eau en pression dans la colonne et dans le segment. On mesure le débit injecté pendant une dizaine de minutes et la charge hydraulique sur le

segment. Cette dernière est mesurée par un manomètre en tête de colonne, valeur à laquelle il faut ajouter la pression due à la colonne d'eau.

Le résultat de l'essai Lugeon s'exprime sous la forme d'une absorption unitaire exprimée en Unité Lugeon : 1 Unité Lugeon = 1 Lugeon. La correspondance entre les Unités Lugeon et la perméabilité de Darcy est 1 Unité Lugeon = environ  $10^{-7}$  m/s.

Dans un forage non tubé, on isole une longueur de rocher l par 1 ou 2 packers. On mesure la profondeur de la nappe au repos ( $H$  jusqu'au manomètre en surface). On injecte ensuite de l'eau sous pression  $\Delta P$  constante durant plusieurs minutes. Le volume d'eau  $\Delta V$  injectée à la fin de l'essai permet de calculer le débit moyen  $Q$ . On répète l'essai par paliers ascendants puis descendants [figure II-13].

$r$  = rayon du forage (zone d'essai),  $R$  = rayon d'action

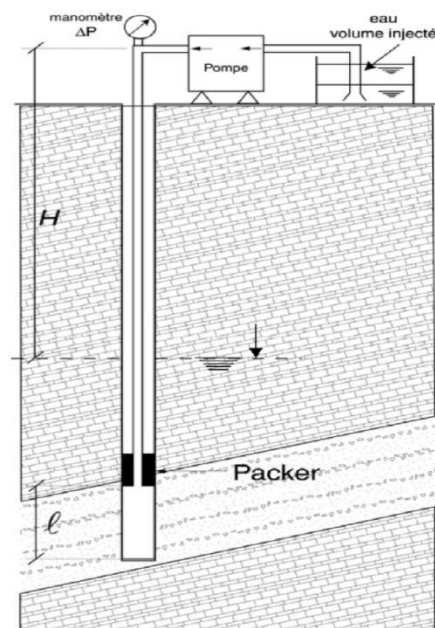


Figure II-13: Principe des essais Lugeon (Houti, 2012).

### II.3.6.3.1. Avantage de l'essai

Le principal avantage de cet essai est sa relative simplicité de mise en œuvre. Il permet de mettre en évidence des hétérogénéités de perméabilité dans les matériaux rocheux.

### II.3.6.3.2. Limitation

La méthode ne s'applique pas aux sols meubles mais uniquement aux roches et sols à cohésion très élevée ( $> 1.5$  MPa). La perméabilité d'une roche étant essentiellement fissurale, le régime d'écoulement est généralement turbulent et donc hors du champ d'application de la loi de Darcy. Le résultat de l'essai est un paramètre d'absorption d'eau exprimé en unité Lugeon dont la correspondance avec une véritable perméabilité est fonction notamment du diamètre de la cavité d'essai. Par ailleurs les pressions d'injection élevées peuvent conduire à des phénomènes de colmatage ou de claquage des terrains qui perturbent l'interprétation du résultat de l'essai.



## II.3.7. Ordre de grandeur de la perméabilité

Le tableau II-3 illustre la variation de la perméabilité en fonction de la composition des sols selon Castagny, 1998 cités par Portet F, 2003. Cette variation est également représentée en fonction du type de formation (roche) selon Margat J, 2016 dans le tableau II-4.

Tableau II-3: Valeurs de perméabilité de quelques sols.

Nature	Ordre de grandeur de « k » en m/s	Degré de perméabilité
Gravier moyen à gros	$10^{-1}$ - $10^{-3}$	Très élevé
Petit gravier, sable	$10^{-3}$ - $10^{-5}$	Assez élevé
Sable très fin, sable limoneux	$10^{-5}$ - $10^{-7}$	Faible
Limon compacté, argile siliceuse	$10^{-7}$ - $10^{-9}$	Très faible
Argile franche	$10^{-9}$ - $10^{-12}$	Pratiquement imperméable

Castagny, 1998

Tableau II-4: Valeur de perméabilité des roches.

Roches	Porosité totale (%)	Perméabilité (cm/s)	Résistivité (ohms*m)
Argilite	35	$10^{-8}$ - $10^{-9}$	70 à 200
Craie	35	$10^{-5}$	30 à 300
Tuf volcanique	32	$10^{-5}$	20 à 300
Marnes	27	$10^{-7}$ - $10^{-9}$	20 à 100
Grés	3 à 35	$10^{-3}$ - $10^{-6}$	30 à 800
Dolomite	1 à 12	$10^{-5}$ - $10^{-7}$	200 à 10000
Calcaires	3	$10^{-10}$ - $10^{-12}$	200 à 10000
Méta schistes	2.5	$10^{-4}$ - $10^{-9}$	300 à 800
Gneiss	1.5	$10^{-8}$	1000 à 20000
Quartzite	<1	$10^{-10}$	1000 à 10000
Granite	1	$10^{-9}$ - $10^{-10}$	1000 à 15000
Gabbro	1 à 3	$10^{-4}$ - $10^{-9}$	6000 à 10000
Basalte	1.5	$10^{-6}$ - $10^{-8}$	800 à 15000

Margat J, 2016

## Conclusion

Dans un premier temps nous avons présenté la méthode d'injection de coulis, qui est une méthode courante utilisée pour procéder à l'imperméabilisation des sols. La qualité de traitement effectuée par injection dépend de nombreux facteurs, une étude approfondie de la

géologie de la zone à réparer, du produit et de la méthode à utiliser pour l'injection est requise afin de réaliser celle-ci avec succès.

De plus, l'injection étant un type de réparation relativement jeune, beaucoup de recherches reste à faire concernant celle-ci, tant par rapport aux produits à utiliser qu'aux méthodes, ainsi qu'aux résultats pouvant être obtenus.

Nous avons également étudié la perméabilité et exposé les différentes méthodes de sa mesure. Ces méthodes de mesures se regroupent en deux familles : méthode de mesure au laboratoire et in situ. Les méthodes de mesure au laboratoire permettent de faire une mesure en régime permanent et en régime non-permanent. Les méthodes de mesure de la perméabilité in situ permettent de contrôler l'efficacité des travaux d'injection.

**CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES GENERALES DU  
BARRAGE D'EL CHORFA**

### III.1. Introduction

La wilaya de Mascara compte (05) cinq ouvrages hydrauliques à savoir : Fergoug (Mohhamdia) qui est totalement envasé, Bouhanifia (Bouhanifia), El Chorfa (Sig), Ouizert (Ain fekan) et barrage d'Oued Taht (Oued Abtal). La capacité de stockage globale initiale de ces barrages a été estimée à de  $312 \text{ hm}^3$  (ANBT, 2021). En raison des fuites d'eau, d'évaporation, et d'envasement accéléré, la capacité actuelle de ces ouvrages est de l'ordre de  $245,23 \text{ hm}^3$  (ANBT, 2021). Dans cette étude, nous accordons une attention particulière au barrage d'El Chorfa, qui est destiné à l'agriculture et à l'alimentation en eau potable. La zone d'étude est un cas réel qui met en évidence la problématique des fuites d'eau à travers sa rive droite.

Dans ce chapitre, une présentation détaillée du barrage d'El Chorfa sera exposée. D'une part, nous décrivons les caractéristiques de l'ouvrage, sa conception, ses apports liquides et l'impact de l'apport solide. D'autre part, nous nous intéressons à la connaissance de la région du site du barrage à travers l'étude des données climatiques, la situation du bassin versant et la nature géologique. Ceci nous permettra de cerner les causes des fuites afin de les réparer.

### III.2. Présentation du barrage d'EL Chorfa

#### III.2.1. Localisation du barrage El Chorfa

Le barrage d'EL Chorfa est situé dans le nord-ouest de l'Algérie à environ 36 km à l'ouest de Mascara et à 41 km au nord-est de Sidi Bel Abbès. Il est situé dans la chaîne du Tell qui, avec le Rif Marocain, borde la côte méditerranéenne du Maghreb [Figure III-1].

C'est un barrage poids béton arqué, de 50 m de hauteur au-dessus du terrain naturel (179 m (lit aval). – 228.80 m), et environ 84 m de hauteur au-dessus de la fondation (145 m – 228.80 m), La réalisation de cet ouvrage a duré 5 ans de 1987 à 1992. (ANBT, 2021)

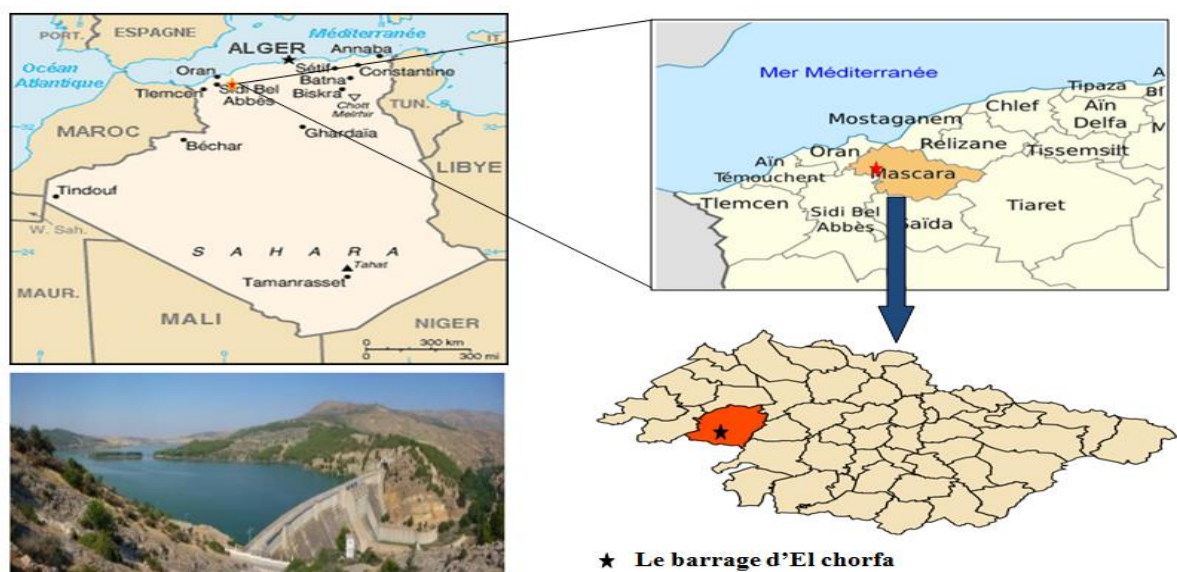


Figure III-1: Localisation du barrage d'El Chorfa.

**III.2.2. Historique de la construction du barrage d'El chorfa**

L'historique présenté ci-dessous est extrait de la monographie du barrage El chorfa. D'après le département d'Oran, Le barrage initialement appelé cheurfas I était construit par les romains avant **1845**.

- En **1845-1858**, le nouveau ouvrage a été construit militairement aux frais de l'état, ce barrage est un barrage réservoir de la wilaya SIG, la superficie du bassin versant est de  $14\text{km}^2$  et la surface irrigable est de  $6985\text{ Ha}$  ;
- En **1880-1882**, une construction du barrage cheurfas I à  $15\text{ km}$  en amont du barrage réservoir du SIG pour assurer les irrigations de la plaine de Sig. C'est un barrage-poids, de  $30\text{ m}$  de hauteur, en maçonnerie de moellons.
- En **1884**, des fuites sont observées avec la montée des eaux à la cote  $223\text{ m}$ , tant en rive gauche qu'en rive droite ou se produisent quelques écoulements ;
- Le **8 février 1885**, à la suite d'une crue, le terrain d'appui de la rive droite a été emporté par les eaux, entraînant avec lui la partie de l'ouvrage qu'il supportait, ceci est dû certainement au manque de données hydrologiques lors du dimensionnement de l'ouvrage. La nouvelle partie, immédiatement reconstruite, a été ancrée dans les calcaires affleurant à l'amont du barrage [Figure III-2] ;



**Figure III-2: Barrage de Cheurfas I après travaux : nouvel appui RD vers l'amont. (ABDOU et BEN HELLAL, 2019)**

Ce qui explique sa forme en V ouvert vers la cuvette, avec un angle de  $128^{\circ}25'$ . L'ouvrage réparé a été remis en service en 1892 [Figure III-3].



**Figure III-3: Barrage de Cheurfas I après construction en 1892. (ABDOU et BEN HELLAL, 2019)**

- Les crues exceptionnelles de l'hiver **1927-1928**, qui entraînent la rupture du barrage de Fergoug, ont attiré l'attention sur le barrage de Cheurfas I. Pour remédier à l'insuffisance de son profil, le barrage a été renforcé par la mise en place de tirants d'ancrage. La réalisation de ce dispositif devait permettre le rétablissement de la retenue normale à sa cote primitive 229 m. De même, il a été prévu une surélévation du plan d'eau pouvant atteindre 3 m (232 m).
- En **1932**, un petit barrage voûté de 6 m de haut et de 70 m de long a été construit à 300 m en aval, dans le but de créer un matelas hydraulique qui protège le pied de l'édifice contre les affouillements consécutifs aux déversements.
- En **1961**, lors des tests de tension des tirants, un allongement important du câble a été observé au sein de certaines sections de câble ou encore lors de la coupe des fils de câble dans une section extérieure entre la tête et la crête du barrage ;
- En **1992**, le barrage d'El chorfa a été construit pour remplacer son prédécesseur le cheurfa I qui a été emporté par l'envasement.

### III.2.3. Destination des eaux du barrage d'El Chorfa

Le barrage d'El Chorfa a une capacité de stockage initiale de 82 millions de m<sup>3</sup>, sa capacité actuelle est de 70,21 millions de m<sup>3</sup> en raison d'une fuite chronique s'écoulant à l'avant de sa digue, ce qui correspond à une cote de 225.60 m. il permet une régulation annuelle de 45 hm<sup>3</sup>. (ANBT, 2021). Ce barrage est destiné à créer un bassin d'accumulation permettant de régulariser les apports naturels de l'oued Mebtouh, pour assurer l'irrigation du périmètre de Sig et aussi l'alimentation de la zone industrielle de cette commune. Récemment, le barrage d'El Chorfa est destiné à satisfaire l'alimentation en eau potables. (ANBT, 2021)

## III.3. Caractéristiques du barrage d'El Chorfa

### III.3.1. Données sur le barrage

Le tableau III-1 présente des données générales sur le barrage.

**Tableau III-1: Données générales sur le barrage d'El Chorfa**

<b>Wilaya</b>	Wilaya de Mascara
<b>Ville la plus proche</b>	SIG
<b>Cours d'eau</b>	Oued Mebtouh (confluence des oueds Mekera et Sarno)
<b>Surface du bassin versant</b>	4 190km <sup>2</sup>
<b>Maître d'ouvrage</b>	Agence Nationale des Barrages
<b>Maître d'œuvre</b>	Agence Nationale des Barrages

<b>Destinations principales du barrage</b>	Irrigation du périmètre de Sig–AEP- AEI
<b>Période d'exécution des travaux</b>	48mois initialement -77 mois à la fin des travaux qui était en Octobre1992
<b>Constructeur/BE</b>	Consortium Kajima–Marubeni-Japon ILF Ingénieurs Conseil–Innsburck Autriche
<b>Année de mise en eau</b>	Mai - Juin1992 - Le19/05/1992, le niveau d'eau était de 200.1m R.B.
<b>Année de la dernière vidange</b>	Jamais réalisée
<b>Prises d'eau</b>	Niveau prise d'eau n°1: 207 m R.B. Niveau prise d'eau n°2:1 87 m R.B. Diamètre des prises d'eau: 1200mm
<b>Evacuateur de crues</b>	capacité maximale (d'après conception): 2388 m <sup>3</sup> /s à 228 m R.B.
<b>Vidange de fond</b>	Pertuis (1.8*2.65 m <sup>2</sup> ) Vanne de garde (1.8*2.75 m <sup>2</sup> ) et vanne de régulation (1.8*2.65m <sup>2</sup> ):vannes wagon Seuil de la vidange : 180m R.B. Capacité d'évacuation d'après conception:100m <sup>3</sup> /s

(Rapport technique ISL ingénierie, 2015)

### III.3.1.1. Hydrologie

Le bassin versant est de type allongé dont la superficie est de 4190 km<sup>2</sup>, il est divisé en 3 sous-bassins :

- Bassin amont de Sidi Bel Abbés d'une superficie de 3155 Km<sup>2</sup>
- Bassin du barrage de Sarno d'une superficie de 282 Km<sup>2</sup>
- Bassin intermédiaire, situé entre la station de Sidi Bel Abbés et le barrage d'El Chorfa (Sarno exclus). (ANBT, 2021)

L'apport moyen annuel est de  $57 \text{ hm}^3$ , le débit annuel moyen est de  $1.86 \text{ m}^3/\text{s}$ , la crue du projet est de  $2388 \text{ m}^3/\text{s}$ . La surface du réservoir au niveau normal est de  $497,4 \text{ ha}$ . La capacité du réservoir au niveau normal est de  $70.21 \text{ hm}^3$ . (ANBT, 2021)

### III.3.1.2. Les apports liquides

Les apports liquides du bassin versant peuvent être estimés avec les données hydrométriques, l'apport de l'oued Mebtouh est très variable selon les années. Cette variabilité a été suivie sur une période de trente d'années d'exploitation. Selon un bilan dressé par les archives de l'ANBT, au terme de la période d'exploitation de 10 ans (2012 à 2022), il a été montré que l'apport moyen annuel avoisine  $57 \text{ hm}^3/\text{an}$ , sachant que l'apport maximale annuel est de l'ordre de  $65,72 \text{ hm}^3$  qui a été observé en 2013. [Figure III-4]

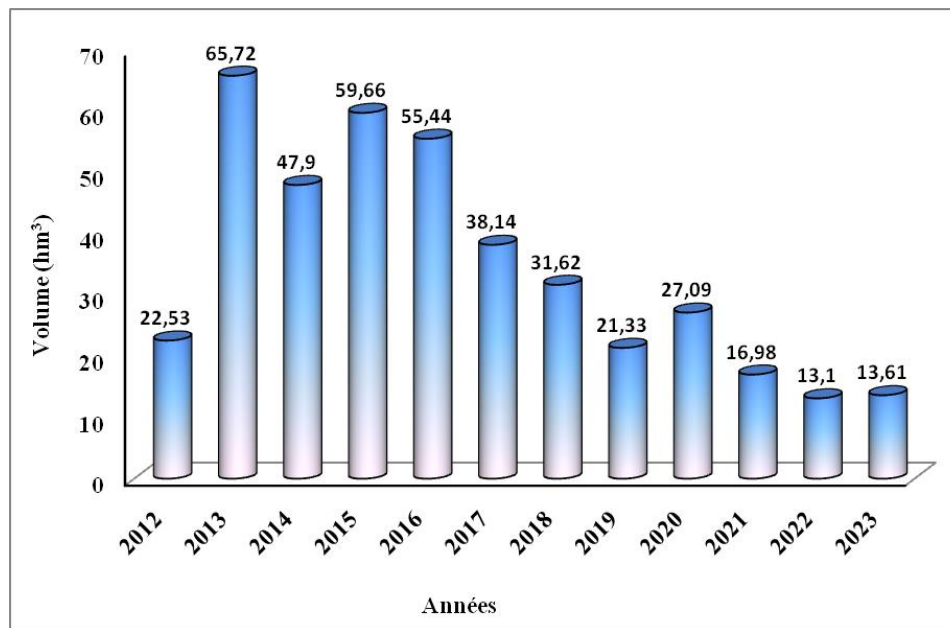


Figure III-4: Variation annuelles des apports liquides du barrage d'El Chorfa. (ANBT, 2023)

### III.3.2. Ouvrages annexes

#### III.3.2.1. Evacuateur de crue

L'évacuateur de crue est dimensionné de manière à évacuer les eaux qui dépassent la cote  $223,30 \text{ m}$ , pour éviter toute déstabilisation du barrage.

Ses éléments principaux sont [Figure III-5] :

- L'ouvrage d'entrée : quatre vannes de type Batardeau sagement de  $7,5 \text{ m}$  de large et de  $10,6 \text{ m}$  de haut, gérées par un système hydraulique permettant leur ouverture ou fermeture pour varier le niveau du CRN.
- Le coursier, qui épouse la forme du parement aval du barrage, achemine l'eau vers le dissipateur d'énergie. [Figure III-6]

Le débit évacué par les trois vannes est de l'ordre de  $2380 \text{ m}^3/\text{s}$ .





Une des vannes Batardeau

Dissipateur d'énergie

**Figure III-5: Les éléments d'évacuateur des crues.****III.3.2.2. Ouvrages de prise**

Les deux prises d'eau étagées ont un diamètre commun de 80 cm, elles sont disposées au-dessus de la vidange de fond, à la côte 189,50 m et 205,20 m [Figure III-6]. Chaque conduite est équipée d'une vanne d'arrêt.

L'eau drainée par ces deux prises est destinée à l'irrigation, en revanche, celle destinée à la consommation humaine est collectée par deux pompes flottantes situées à l'amont du mur du barrage.



Conduite pour l'irrigation

Conduite pour AEP

**Figure III-6: Les deux prises d'eau.****III.3.2.3. Vidange de fond**

La vidange de fond est constituée par un pertuis traversant la partie inférieure du barrage. Ce pertuis est contrôlé par une vanne à glissière précédée par une vanne à glissière de garde. L'entrée de la vidange est fixée à la côte 181.00 m.

Les eaux sont rejetées dans la rivière à l'aval du bassin amortisseur. Le débit évacué à la côte 225 m est de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ .

**III.3.2.4. Entrailles du barrage**

L'intérieur du mur de barrage est jonché de galeries qui servent à la surveillance, et si nécessaire à la consolidation de masse en béton.

Le barrage dispose d'un réseau de galeries internes réparties sur quatre niveaux :

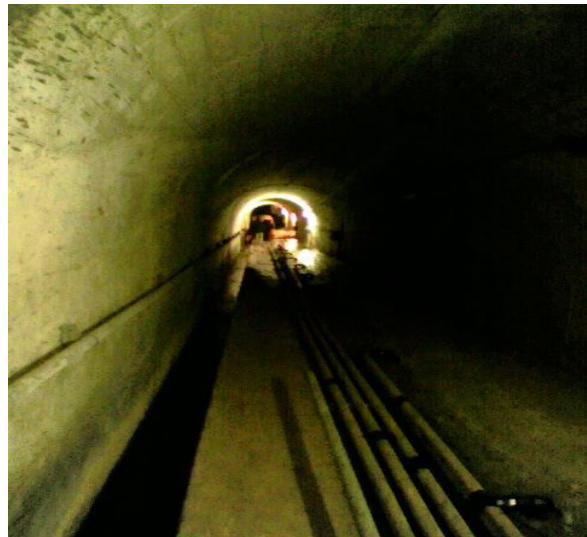
- Trois galeries longitudinales et des galeries transversales (amont-aval), approximativement parallèles à la base du barrage, et utilisées pour l'injection et le drainage de la fondation. [Figure III-7 (a) ;(b)]
- Deux galeries longitudinales avec les galeries transversales associées, à la cote 186.7 m NGA.
- Une galerie longitudinale à la cote 188.7m NGA ayant un accès au parement aval du barrage et à l'autre accès à la chambre des vannes de la vidange de fond et de la prise agricole.
- Une galerie longitudinale à la 208.7m NGA.

Le barrage a été muni d'appareils d'auscultation permettant la mesure des déplacements et des températures du corps du barrage, de la pression interstitielle dans la fondation et des débits de fuite, et cela dans cinq section principale (blocs 2.5.9.12.et 15) qui sont :

- 17 piézomètres
- 10 fisomètres
- 14 Pendules aériens
- 5 Pendules inverses
- Déversoir de jaugeage
- 2 Appareils séismiques



Entrée de la galerie de visite



La galerie d'injection

**Figure III-7: Les galeries dans le barrage.**

### III.3.3. Caractéristiques climatiques

#### III.3.3.1. Climat

Le bassin versant du barrage d'EL Chorfa est soumis à un climat semi-aride, le régime est caractérisé par une nette opposition entre saison sèche et humide.

#### III.3.3.2. Précipitation

La zone d'étude du barrage El Chorfa est située dans une région semi-aride, l'aspect climatologique du bassin hydrographique est caractérisé par un régime à deux périodes pluvieuses, l'une en hiver (de novembre à décembre), l'autre au printemps (mars à début juin) séparées par une période sèche en été (juillet à septembre) pratiquement sans précipitations. (ANBT, 2023)

Les précipitations relevées à la station El Chorfa sur une période de 10 ans (2011-2021), montre que la région a subi des précipitations irrégulière. La valeur moyenne annuelle est de l'ordre de 98,3 mm/an, alors que la valeur maximale annuelle des précipitations était de 206.7 mm, enregistrée en 2012. D'un autre côté, l'année la plus sèche est celle de 2021, avec une valeur minimale des précipitations de 1 mm. [Figure III-8]

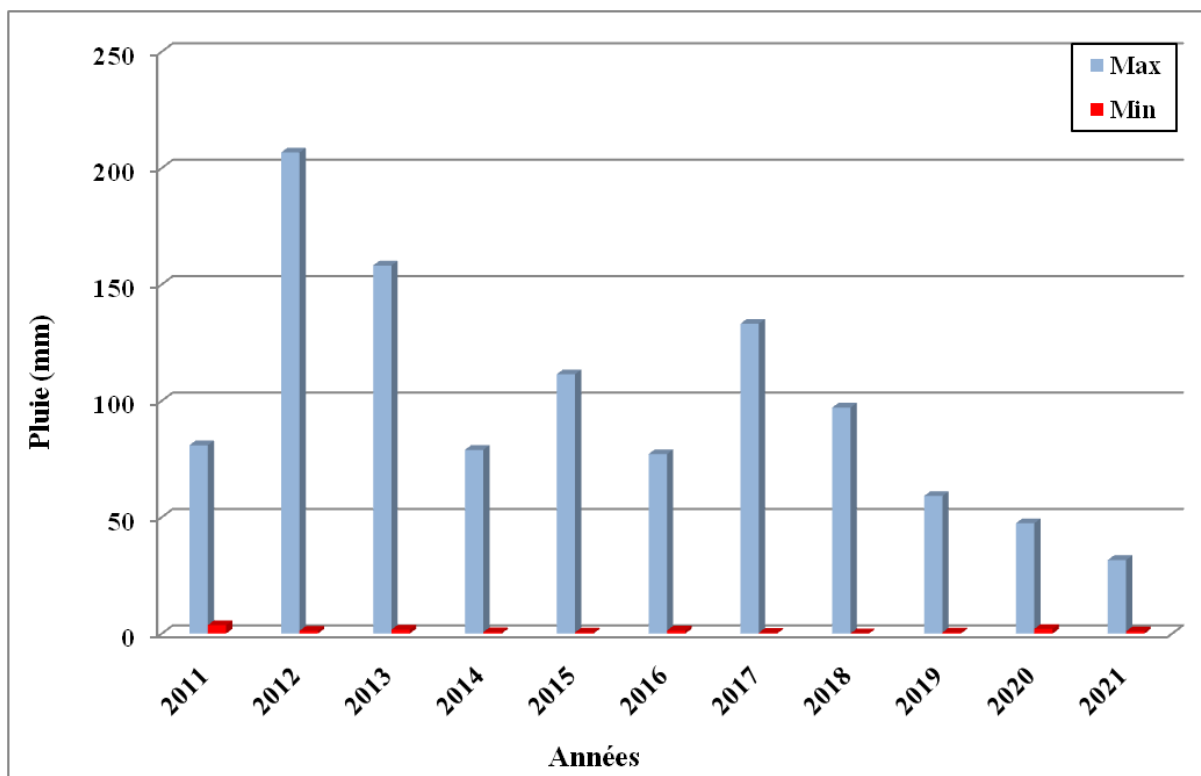


Figure III-8: La pluviométrie moyenne annuelle entre 2011-2021. (ANBT, 2023)

#### III.3.3.3. Température

Le bassin versant du barrage d'EL Chorfa est soumis à un climat semi-aride avec une température qui varie entre 0,5 °C et 39 °C. La figure III-9 présente les répartitions des températures annuelles minimales (m), annuelles moyenne (M+m)/2, et annuelles maximales

(M) pour une série de 14 ans d'observation. Nous remarquons que les températures moyennes sont très proches. La température moyenne annuelle pour la station : Chorfa barrage est d'environ 17°C.

Selon le bulletin enregistré par le service de la météorologie, on note que le mois le plus chaud est celui d'août (39,03°C) et le plus froid est celui de janvier (0,5°C).

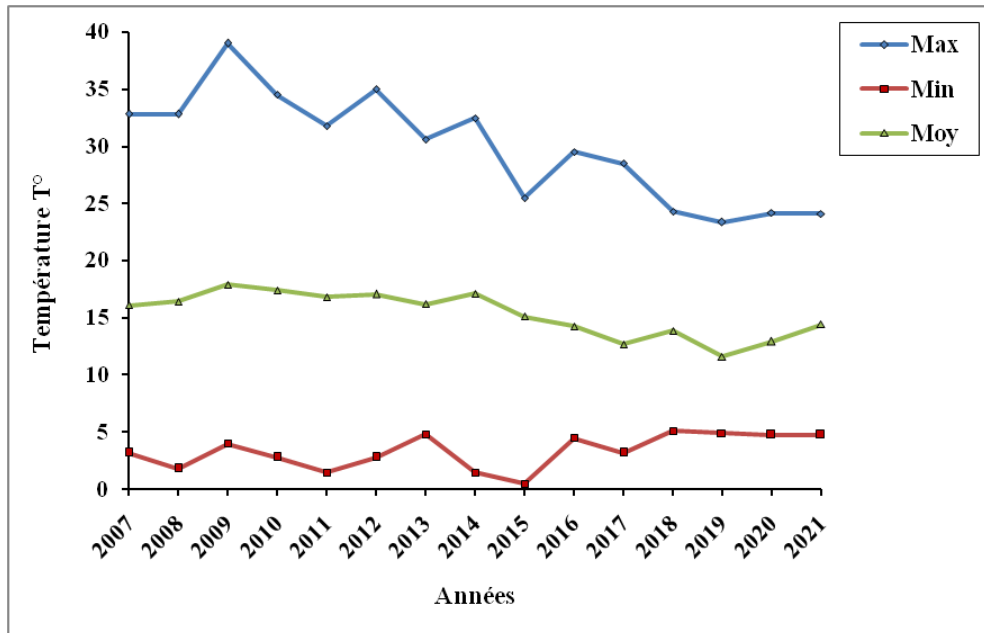


Figure III-9: Températures annuelles minimales, annuelles moyenne, et annuelles maximales du barrage El Chorfa entre 2007-2021. (ANBT, 2023)

#### III.3.3.4. L'évaporation potentielle

Dans les zones semi-arides et arides, le phénomène d'évaporation est considérable, il est dû principalement à la forte amplitude thermique pendant les saisons sèches, une forte insolation presque continue durant toute l'année et une présence considérable de vents secs avec une grande vitesse. (REMINI, 2005)

Les données d'évaporation du barrage El Chorfa présentées par l'agence national des barrages et transferts, permettent d'évaluer l'évaporation annuelle moyenne qui est d'environ 154.70 mm. La figure III-10 représente l'évaporation moyenne interannuelle. La valeur maximale annuelle de l'évaporation est celle qui a été enregistré en 2020, avec une valeur de 427,3 mm/an.

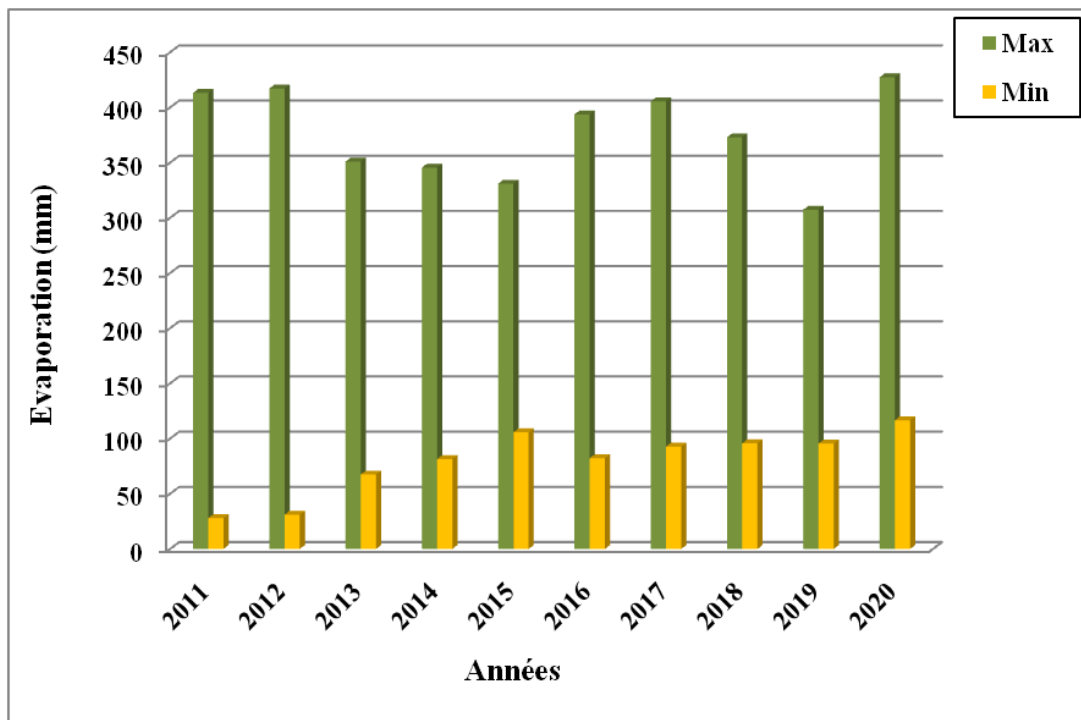


Figure III-10: l'évaporation potentielle annuelle maximale et minimale entre 2011-2020. (ANBT 2023)

### III.3.3.5. Les vents

Le vent joue un rôle essentiel sur l'évaporation, l'érosion et le transport solide. Environ 78% de la superficie de l'Algérie, est caractérisée par des vents avec des vitesses dépassant 3m/s. On estime que 40% de ces vitesses sont supérieures à 5 m/s. Au niveau de la zone nord-ouest (où se situe la wilaya de Mascara), la vitesse moyenne du vent est d'environ 6.02 m/s.

### III.3.3.6. Les apports solides

De 1992 à 2008, le réservoir d'El Chorfa se serait envasé de 4,8 hm<sup>3</sup> avec un envasement annuel de 0,30 hm<sup>3</sup>/an. D'après les derniers relevés enregistrés en 2019, il se serait envasé de 10.18 hm<sup>3</sup> avec un taux d'envasement annuel de 0.67 hm<sup>3</sup> (ANBT, 2023)

### III.3.3.7. L'insolation

Le rayonnement solaire représente la source d'énergie primaire associée aux deux facteurs écologiques fondamentaux ; lumière (éclairage) et la chaleur (température). La durée moyenne annuelle d'insolation est de 5.9 h/j avec un maximum de 9.7 h/j en juillet et un minimum de 2.9 h/j en décembre.

### III.3.3.8. L'humidité

L'humidité moyenne mensuelle est de 95% maximum et 5% minimum. (ANBT, 2023)

### III.3.3.9. Couvert végétal

Le couvert végétal est pratiquement inexistant sur les zones marneuses et généralement peu denses sur les versants. La couverture forestière actuelle du bassin est en dégradation continue suite à l'action anthropique et aux incendies récentes. Les espèces dominantes sont surtout le chêne vert, les thuyas et le pin d'Alep. On trouve aussi, une arboriculture riche, pratiquement tout le long de l'oued et dans la vallée.

### III.4. Géologie et hydrogéologie

La région d'El Chorfa est située dans les chaînons septentrionaux de l'Atlas tellien. Le terrain de fondation du site se compose de 2 différentes formations géologiques dans l'âge géologique du Miocène :

- Du Tortonien essentiellement calcaire qui forme la couche supérieure du site,
- De l'Helvétien essentiellement gréseux et marneux avec quelques intercalations de banc calcaire qui se trouve en dessous à une profondeur variant de 60 à 100 m environ.

La fondation et les appuis du barrage d'El Chorfa sont, entièrement situés dans les calcaires Tortonien, alors que la plus grande partie de la retenue recouvrira les séries tendres et imperméables de l'Helvétien.

Les terrains du miocènes sont plissés selon des axes orientés grossièrement N-S et E-O. Ces deux axes de plissement ont été accompagnés par une fracturation localement très intense des couches plus dure du Tortonien. La perméabilité est donc plus élevée dans ce type de roches en raison de leur état fissuré, la perméabilité ne diminue pas forcément avec la profondeur, puisque la perméabilité est liée aux systèmes de fissuration et aux discontinuités inter stratifiées.

#### III.4.1. Analyse lithologique et stratigraphique

La zone étudiée est constituée d'une succession de couches calcaires très différenciées superposées et plissées d'âge Tortonien suivies d'un Helvétien essentiellement marneux et gréseux [Figure III-11].



Figure III-11: Le contact Helvétien et Tortonien (Geomag, 2021)

La différenciation dans les calcaires a été constatée sur le plan chimique, biologique ainsi que le taux d'oxydation et les caractéristiques physiques de la roche.

Ces calcaires détritiques formés par précipitation chimique et biologique formant ainsi des calcaires biogènes de couleur jaunâtre renfermant des débris de restes animales et végétales fossilisés en masse témoins d'une hécatombe lors de cette période géologique, des calcaires coralliens de couleur rosâtre et des calcaires sableux avec parfois des inclusions marneuses [Figure III-12].

Le Tortonien d'origine calcaire, reste une formation soluble (présence de passages poreux, vacuolaire et autres...). Les fortes circulations d'eau ont favorisés probablement la formation de conduits karstiques, et des horizons à niveau d'oxydation très élevé.

L'helvétien est constitué de marnes étanches ferme et plastique d'une couleur, selon le taux d'oxydation, verdâtre, grisâtre, brunâtre et violacée et des grès oxydés de couleur rougeâtre. (Geomag, 2021)

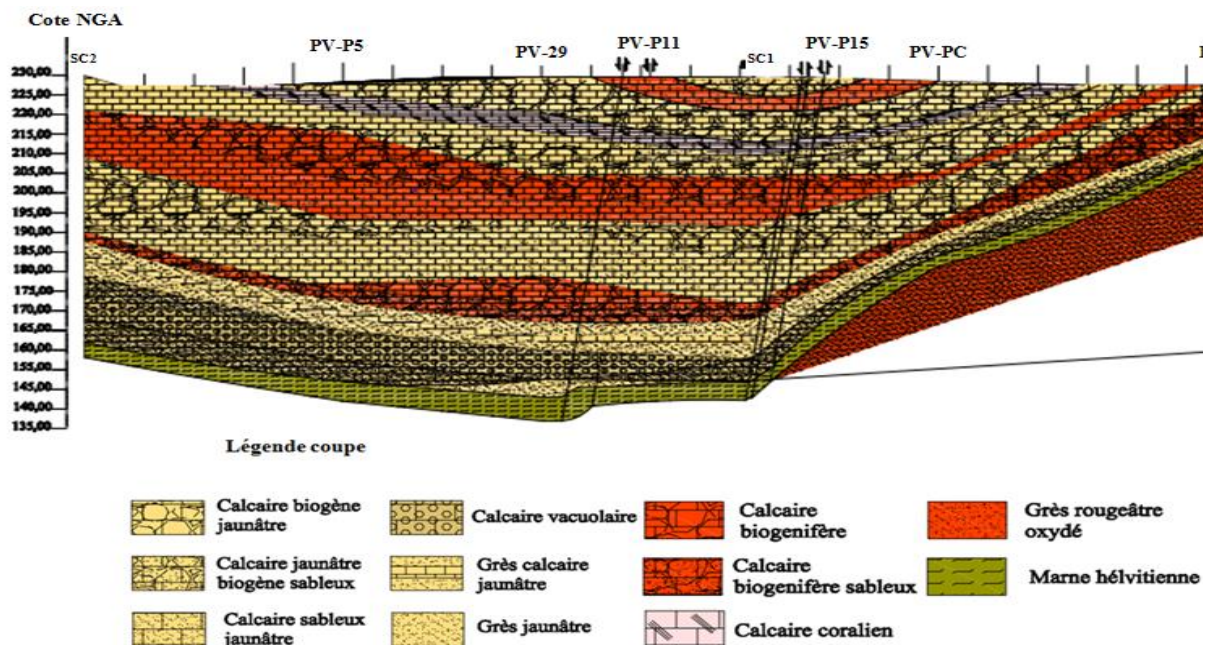


Figure III-12: Coupe géologique du site d'implantation du barrage El Chorfa (Geomag, 2021)

#### III.4.2. Analyse géologique et structurale

La structure géologique générale est une forme synclinale. Des failles normales ont été observées sur le talus bordant la route nationale, montrant un basculement de blocs (NNE) [Figure III-13], avec un rejet important faisant monter le toit de l'helvétien de part et d'autre de la zone de faille sur une verticale de 40 m de la côte 148 à la côte 188 NGA. La faille supposée principale a été repérée au point dont les coordonnées sont :  $x : 2031,97 / y : 4947,63 / z : 230,90$

Ces failles montrent parfois des miroirs à remplissage calciques très déformés [Figure III-14]. Le pendage change brusquement de part et d'autre de la zone de faille.



**Figure III-13: Présentation des failles normales**



**Figure III-14: Remplissage des failles par le calcique**

Une deuxième famille de failles a été repérée près de la retenue à l'amont et à l'aval de l'axe du barrage (WNW). [Figure III-15]

Ces failles superposées parallèlement au plan de stratification ont été créées par des joints stratigraphiques faibles et instables, où le coulis d'anciennes injections est observé. Une famille de failles secondaire est également visible à l'aval du barrage d'une direction ESE, entrecroise les failles WNW suivant un pendage de près de 20° par rapport à l'axe horizontal.



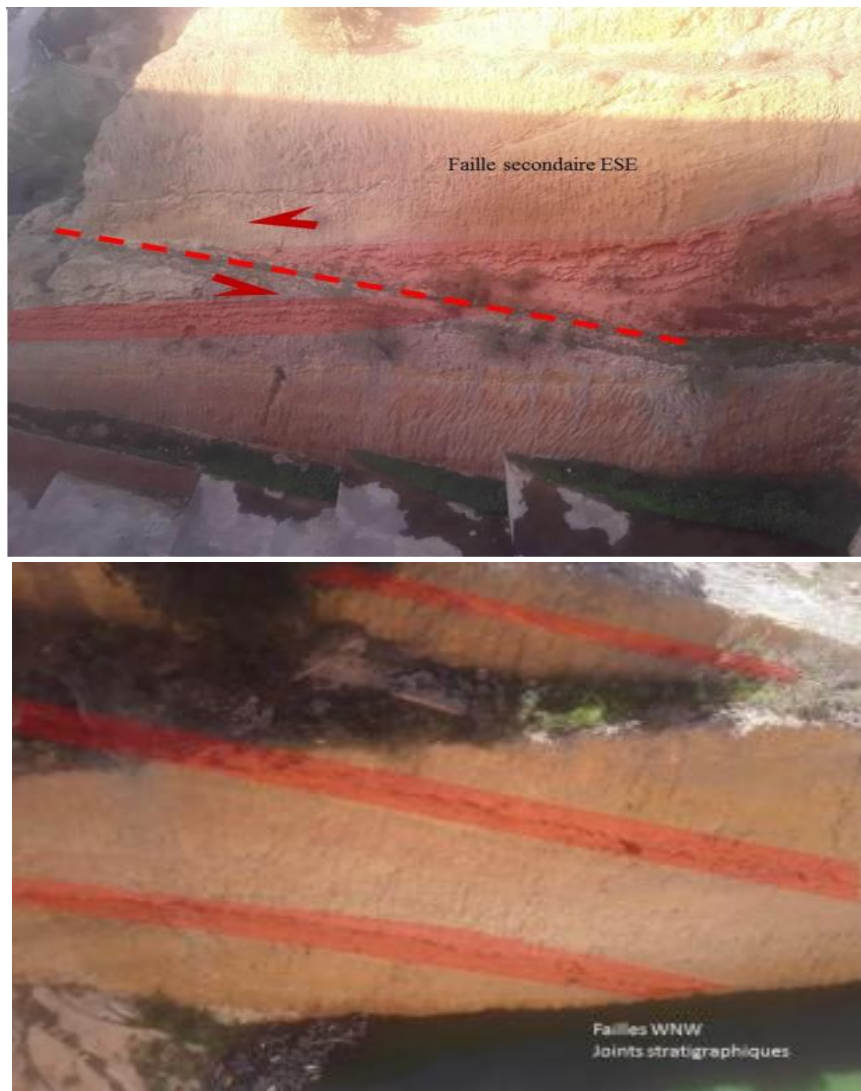


Figure III-15: Présentation des failles secondaires enregistrées.

#### III.4.3. Analyse géotechnique

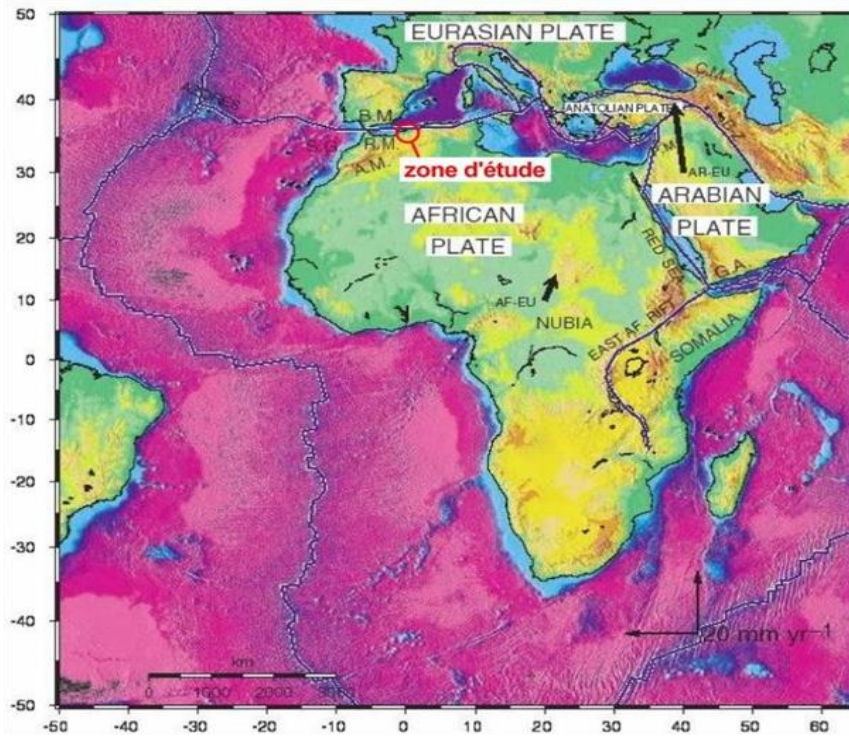
Le carottage réalisé au niveau du prolongement du voile en rive droite à différents points sur une distance de près de 300 m linéaire, a montré que la qualité des couches calcaire est généralement très mauvaise. A l'exception de quelques passages compacts et consolidés montrant des fissures millimétriques, le Tortonien montre une qualité de roche très médiocre, friable et fracturée.

Des enregistrements de paramètre de forage ont été réalisés au cours de cette campagne de reconnaissance montrant parfois des pics de vitesse, une diminution de la pression d'eau et de rotation à des horizons différents témoins de passage vide et/ou friable et confirmant l'aspect caverneux et karstique de cette zone.

#### III.5. Aléa sismique

Le nord de l'Algérie est une zone tectoniquement complexe, qui accommode une partie des effets de la rotation et du mouvement de convergence entre l'Afrique (ou Nubie) et l'Eurasie.

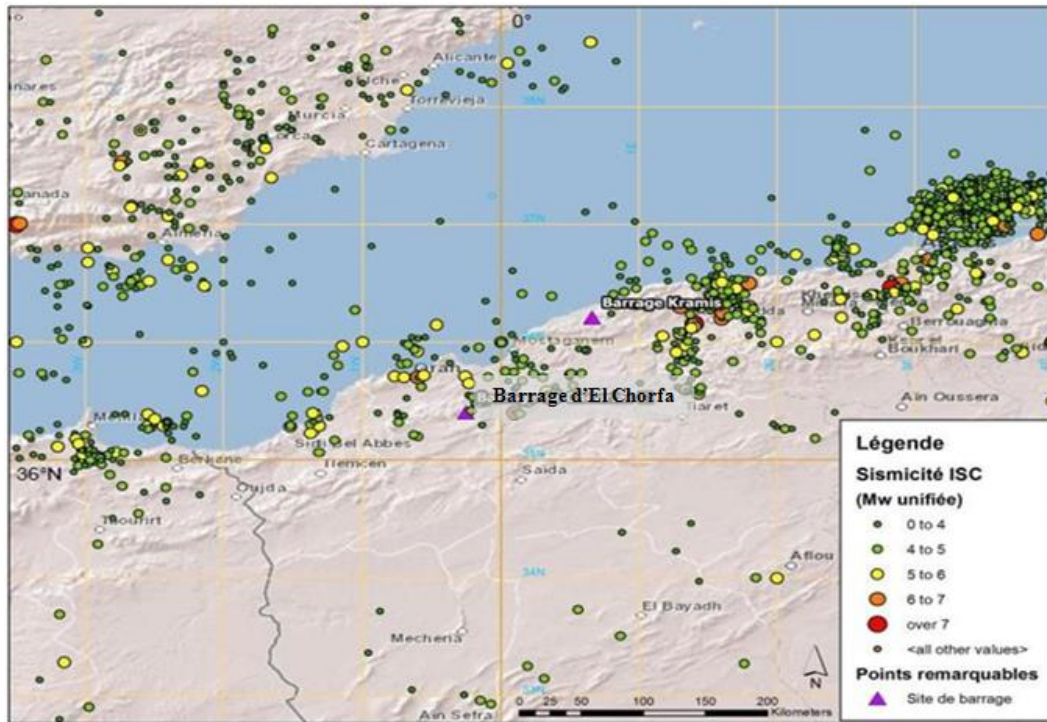
La région, qui comprend le site du barrage d'El Chorfa, est située à proximité de la zone de contact entre les plaques eurasiatique au nord et africaine au sud [Figure III-16]. Cette frontière est soulignée par une ceinture de sismicité le long du 36<sup>ème</sup> parallèle. Cette zone sismique joint les Açores à la Sicile à travers le nord du Maghreb.



**Figure III-16: Localisation de la région d'étude par rapport à la plaque Africaine (McClusky, 2003)**

Les données du catalogue ISC (International Seismological Centre), pour la période allant jusqu'à 2014, ont permis d'observer la distribution de la sismicité dans un rayon d'environ 300 km au tour du barrage d'El Chorfa [Figure III-17]. Le barrage se trouve à environ :

- 60 km du site du séisme d'Oran de magnitude 7,5 (19/10/1790) ;
- 30 km du site du séisme de Mascara de magnitude 6,4 (1819) ;
- 60 km du site du séisme de Mascara El Kalaa de magnitude 7,5 (29/11/1887) ;
- à moins de 17 km du site du séisme de Mascara de magnitude 5,6 (18/08/1994) ;
- à moins de 65 km du site du séisme de magnitude 5,5 (06/06/2008) ;
- à moins de 5 km de l'épicentre d'un séisme de magnitude 4.2 (21/12/2009).



**Figure III-17: Distribution de la sismicité dans un rayon de 300 km environ autour du barrage d'El Chorfa (rapport technique ISL ingénierie, 2015)**

## Conclusion

Les barrages ont une grande importance dans notre société, tant sur le plan économique qu'environnemental. Le barrage d'El Chorfa joue un rôle très important dans son environnement, cette importance réside d'une part, dans la maîtrise de l'approvisionnement en eau, et d'autre part, d'assurer une sécurité en évitant ou en réduisant le danger des crues qui pourraient provoquer des inondations, impliquant des dégâts matériels et un nombre important de victimes. Ce barrage a également permis à la région de Sig de garder sa vocation économique basée sur l'agriculture. Le souci essentiel est de produire, les années sèches, des quantités suffisantes de nourriture et donc d'accroître les surfaces irriguées pendant la saison sèche en utilisant l'eau stockée dans la retenue.

Les fuites d'eau à travers les fondations et les rives d'un barrage peuvent potentiellement entraîner la perte d'eau stockée dans le réservoir. Ces fuites menacent la stabilité du barrage à long terme. Elles résultent généralement d'anomalies de perméabilité, des formations géologiques présentes au site d'implantation de ces ouvrages. Le barrage d'El Chorfa se trouve confronté à ce problème majeur. La perméabilité et la qualité de la masse rocheuse sont parmi les paramètres qui doivent être étudiés pour traiter le problème des fuites.

Enfin, la géologie du site de barrage El Chorfa confirme l'hypothèse, d'une part, de l'existence d'un conduit karstique situé dans la zone de la rive droite en relation directe avec la fuite identifiée à l'aval et le caractère très perméable du sol d'autre.

**CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC ET EVALUATION DES FUTES D'EAU  
DANS LE BARRAGE D'EL CHORFA**

### IV.1. Introduction

La majorité des barrages subit et confronte des problèmes de fuites d'eau à travers les fondations et les berges. Ce phénomène des fuites met en péril la vie du barrage et menace son rôle de réserve d'eau en réduisant considérablement sa capacité utile. La quantification et l'analyse de ce problème est d'une importance primordiale.

Les fuites d'eau dans les retenues des barrages résultent généralement d'anomalies liées à la perméabilité ou aux formations géologiques présentes au niveau du site d'implantation de ces ouvrages. Il est rare que les fuites affectent le corps même de l'ouvrage en béton.

Depuis la mise en eau du réservoir du barrage d'El Chorfa en 2009, une fuite d'eau s'est produite à la cote 204m de la retenue du côté de la rive droite du barrage. C'est dans ce contexte que nous avons entamé une étude d'investigation et de diagnostic du barrage d'El Chorfa, afin d'estimer et quantifier le débit de fuite. Cette étude est basée sur l'analyse de l'évolution du débit de fuite en fonction du temps et en fonction de la cote du plan d'eau dans la retenue du barrage. Par ailleurs, nous nous sommes intéressés à l'étude de la géologie et de la perméabilité du sol du site du barrage.

### IV.2. Opportunité et contexte socioéconomique de la recherche

Les fuites d'eau sont inévitables quel que soit l'emplacement d'un barrage. Dans le cas des barrages poids, elles ont lieu à travers ses rives et ses fondations et rarement à travers le corps de l'ouvrage. En raison de la forte poussée hydrostatique exercée par l'eau de la retenue sur le fond et les berges de l'ouvrage, un volume d'eau s'infiltré et s'évacue.

Le problème des fuites d'eau dans les retenues des barrages préoccupe les services de l'hydraulique. En effet, en plus des pertes en eau précieuses. Il peut même mettre en péril les biens et les populations se trouvant en aval de l'ouvrage.

Les fuites d'eau dans les barrages Algériens sont très marquées par des grands volumes perdus qui affectent l'économie du pays, puisque ces barrages sont destinés essentiellement à l'irrigation et à l'alimentation en eau potable, l'effet est plus important surtout pour ceux qui sont implantés en zone aride où la ressource hydrique se fait de plus en plus rare.

Le barrage d'El Chorfa est l'un de ces barrages qui présente un grand débit de fuite à travers ses rives (voir tableau I-1, chapitre I). Ces fuites d'eau se traduisent par des pertes en eau précieuse et menace véritablement la stabilité mécanique et hydraulique du barrage. Cette menace peut entraîner de sérieux impacts socioéconomiques sur le voisinage et la région.

Cet ouvrage d'art a permis essentiellement à la région de Sig de garder sa vocation économique basée sur l'agriculture durant un demi-siècle, Face au développement de la population dont la croissance n'a guère commencé à se réduire, le problème essentiel est de produire, les années sèches, des quantités croissantes de nourriture et donc de développer les surfaces irriguées : avec de l'eau stockée pendant saison humide.

Dans ce contexte, nous avons estimé indispensable de conduire une étude approfondie et une analyse minutieuse du phénomène de fuites. Nous allons en premier temps quantifier le débit de fuite et montrer l'ampleur du volume perdu. L'analyse du débit de fuite nous

permettra de proposer des solutions pour l'imperméabilisation des sols au niveau de la zone de fuite.

### IV.3. Problématique du barrage d'El Chorfa

Le barrage El Chorfa est confronté sérieusement au problème des fuites d'eau : en classant les barrages Algériens selon les volumes d'eau perdue, il occupe la 8<sup>ème</sup> place ( $3.237 \times 10^6 \text{ m}^3$ ) (Benfetta h, 2017). Il ne peut toujours pas préserver plus de 70 millions de  $\text{m}^3$ , en raison d'une fuite (résurgence) chronique s'écoulant à l'avant de sa digue et qui reste une source d'inquiétude pour ses riverains (La voix de l'oranie, 2009). La localité d'El Chorfa abrite quelque 3.000 habitants, parmi eux 135 riverains, qui se disent très préoccupés en raison de cette fuite chronique s'écoulant au pied aval rive droite du barrage (La voix de l'oranie, 2009).

Une fissure « cassure » se trouve entre la digue et le sol de la montagne, à laquelle cette digue est amarrée. Il faut rappeler qu'un séisme a frappé la région en 1994 et dont l'épicentre avait été localisé à Hacine, wilaya de Mascara, à moins de 17 km du site du barrage. L'exploitant l'a ressenti et l'entendu car les vannes avaient fait du bruit en 1994. (ANBT 2021). Le barrage a été équipé par deux sismographes situés en crête et en pied de l'ouvrage, les mesures de secousses sismiques ne sont pas analysées. L'exploitant a indiqué que le CRAAG a récupéré les appareils en 1994.

Le barrage d'El Chorfa est situé à proximité de la zone de contact entre les plaques eurasiatique au nord et africaine au sud. Cette zone se signale par une ceinture où la sismicité est diffuse mais relativement forte. D'après les données du catalogue ISC (International Sismological Centre), une activité sismique a été enregistrée à moins de 5 km du barrage. Les séismes qui ont frappé la région en 1994, 2008 et 2009 ont atteint des magnitudes allant de 4,2 à 5,6.

Nous avons décrit dans le chapitre précédent (chapitre III), que les failles NNE, WNW et la montée du toit de l'Helvétien sont apparus après le séisme de 1994. On peut dire que la cause de cette fuite d'eau est due à la déformation des couches géologiques dans le contact de l'appui rive droite avec la montagne. Les fortes circulations d'eau ont favorisées probablement la formation de conduits karstiques dans cette zone donc les fuites d'eau sont provoquées principalement par des causes naturelles.

### IV.4. Analyse des fuites au niveau de la rive droite

Depuis la mise en eau du réservoir du barrage d'El Chorfa en 2009, une fuite d'eau s'est produite à la cote 204m de la retenue dans la rive droite. Ces fuites sont collectées dans un chenal naturel puis dans un chenal bétonné où une mesure à la règle est réalisée. Ce canal de drainage existait déjà depuis la construction du barrage et il servait habituellement à drainer le caniveau de ruissellement des eaux de pluie sur le parement aval du barrage [Figure IV-1]. Il est fort probable qu'une partie des débits de fuite s'infilte dans la fondation avant de retrouver le chenal bétonné. Les débits de fuite mesurés sont donc très certainement sous-estimés.



**Figure IV-1: Présentation du canal de mesure (ANBT, 2021)**

#### **IV.4.1. Historique des fuites observées**

La mise en eau est réputée avoir commencée en mai- juin 1992. Le 19 mai 1992, le niveau d'eau était à la cote 200,1 m. D'après l'exploitant, les dates clefs de suivi des fuites sont les suivantes :

- Début 2009 : début de suivi des fuites, le débit enregistré était d'environ 9 l/s avec un niveau de la retenue de 218,5 m. Ces fuites étaient caractérisées avec entrainement de sable fin.
- Automne 2012 : un tarissement du débit de fuite lié avec un tarissement du niveau de la retenue à 211 m.
- Début 2013 : un débit de fuite important, le débit enregistré était d'environ 90 l/s avec un niveau de la retenue de 222 m. Pour la date de 07/04/2013, le débit de fuite devenait de l'ordre de 60 l/s pour une cote de plan d'eau autour de 220 m.
- Juillet 2014, le débit de fuite le débit enregistré était d'environ 60 l/s avec un niveau de la retenue de 220.19 m. L'observation du contact en pied rive droite « barrage/rocher d'appui » a permis de constater qu'il est sec à la cote de 193m et ruisselant à la cote 207 m [Figure IV-2]. Par ailleurs, lorsque la cote de la retenue est de 206 m, toute la rive droite est humide et on observe un conduit de grande taille au niveau du radier où l'eau s'écoule [Figure IV-3].

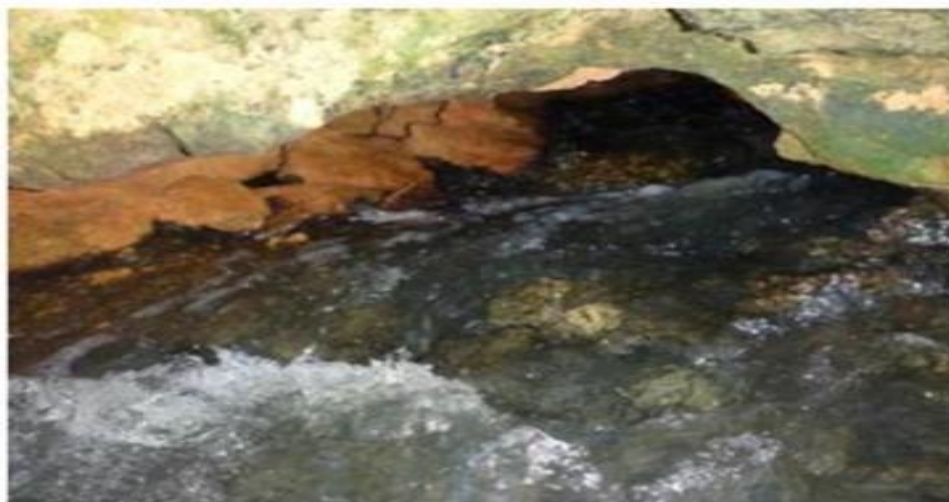


Contact barrage roche sec à la cote 193 m. Contact barrage roche ruisselant à la cote 207 m.

**Figure IV-2: Présentation des zones sec et humide dans la rive droite (ANBT, 2021)**



Zone humide et fuite au pied aval rive droite



Écoulement souterrain visible au pied aval droit

**Figure IV-3: Fuite d'eau à la rive droite du barrage (ANBT, 2021)**

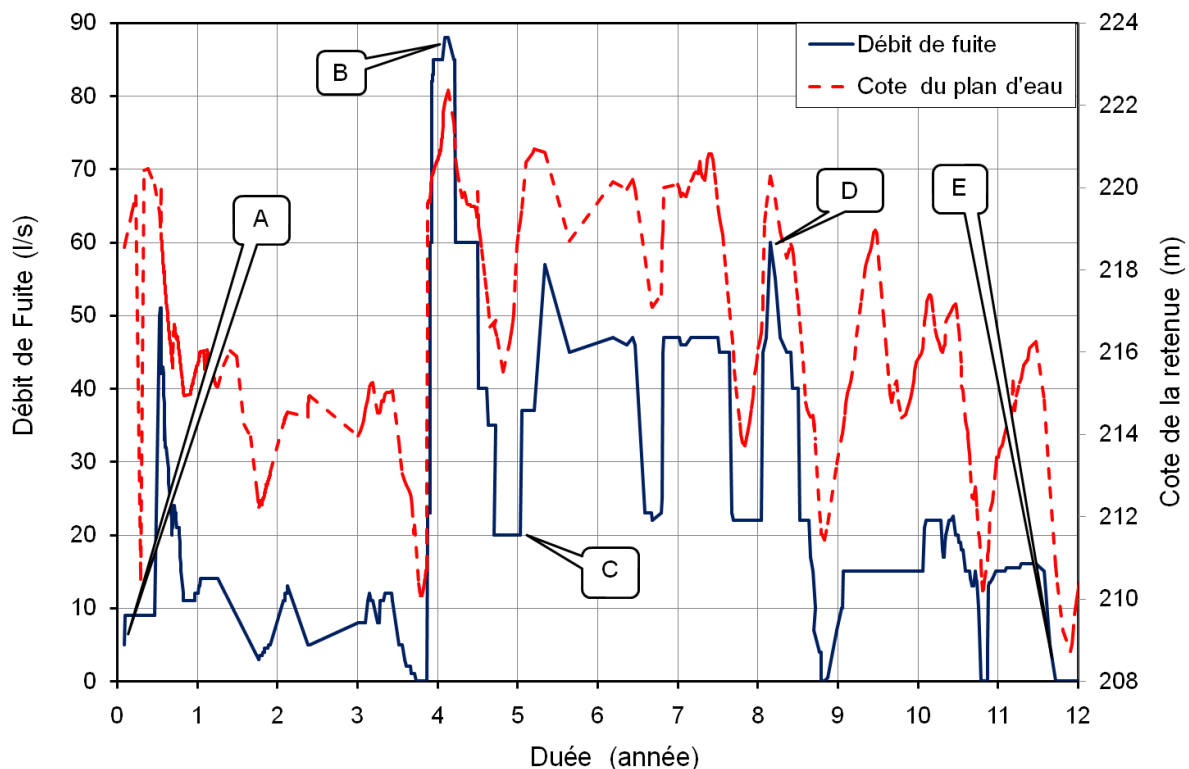


- Le 04 février 2015, le débit de fuite était de l'ordre de 46 l/s pour une cote du plan d'eau autour de 220,15 m. En effet, le débit de fuite resterait de l'ordre de 46 l/s pour une cote de plan d'eau autour de 219 m en 07 octobre 2015.

#### IV.4.2. Analyse des débits de fuite

Cette étude est basée sur le suivi temporel de l'évolution du débit de fuite en fonction de la cote du plan d'eau dans la retenue du barrage.

La figure IV-4 représente la variation du débit de fuite en fonction du temps et en fonction de la cote de la retenue. Le point A correspond à la date de février 2009 où la résurgence d'eau de 9 l/s a apparu lorsque la cote a atteint 209 m. Une augmentation de la résurgence au cours du temps est indiquée sur le graphe jusqu'au point B en 2013 où le débit de fuite a atteint la valeur de 90 l/s à la cote 223m en janvier 2013. Par la suite, la valeur du débit diminue avec le rabattement du plan d'eau. Elle est environ 20 l/s en 2014 (point C) lorsque la cote de la retenue est à 212m. Cette diminution est suivie d'une autre augmentation pour atteindre 60 l/s à la cote 219m. Par la suite, on remarque un tarissement de la résurgence jusqu'à la disparition complète de la fuite avec un débit nul à la cote 208m. Donc, on peut facilement conclure que la zone présentant un problème de fuite se situe à une cote supérieure à 208m.



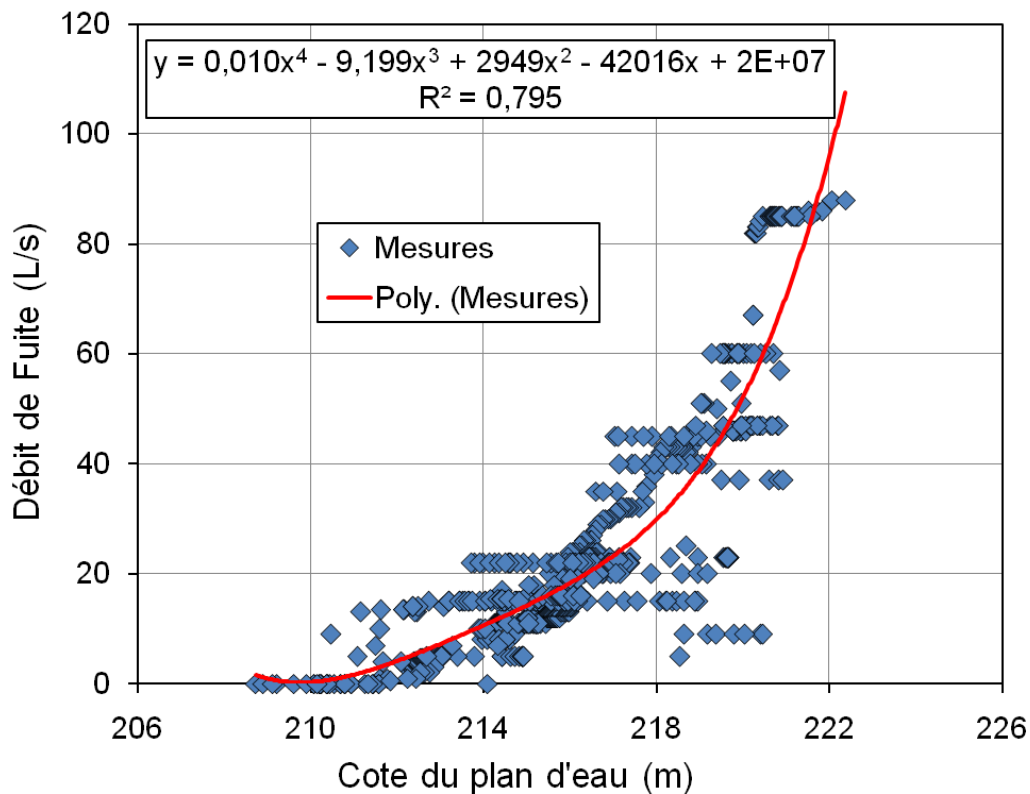
**Figure IV-4: Variation du débit de fuite en fonction du temps et en fonction de la cote de la retenue.**

La figure IV-5 représente la variation du débit de fuite en fonction de la cote de la retenue du barrage. L'analyse de la figure IV-5 permet de tirer les remarques suivantes :

- Le débit de fuite est presque nul lorsque la cote de la retenue est inférieure à 208 m.

- Le débit de fuite varie proportionnellement avec la cote du plan d'eau.
- On peut conclure que l'origine de l'eau de la fuite est 100% de la retenue du barrage c'est-à-dire qu'il n'y a aucune nappe approximative qui participe à l'alimentation de la fuite.

Ces remarques permettent de faire un zoom et une étude sur la géologie et la perméabilité des sols au niveau de la rive droite et au voisinage des points de contact sol-béton de l'ouvrage.



**Figure IV-5: Variation du débit de fuite en fonction de la cote de la retenue.**

Nous rappelons que les fuites sont mesurées au niveau d'un canal de drainage servant initialement (et encore) à drainer le caniveau de ruissellement des eaux de pluie sur le parement aval du barrage. Il est fort probable qu'une partie des débits de fuite s'infilte dans la fondation avant de retrouver le chenal bétonné. Les débits de fuite mesurés sont probablement sous-estimés. La valeur brute des débits peut donc être considérée comme peu fiable. Cette mesure est à considérer plus qualitativement que quantitativement.

#### IV.5. Analyse des fuites au niveau de la rive gauche

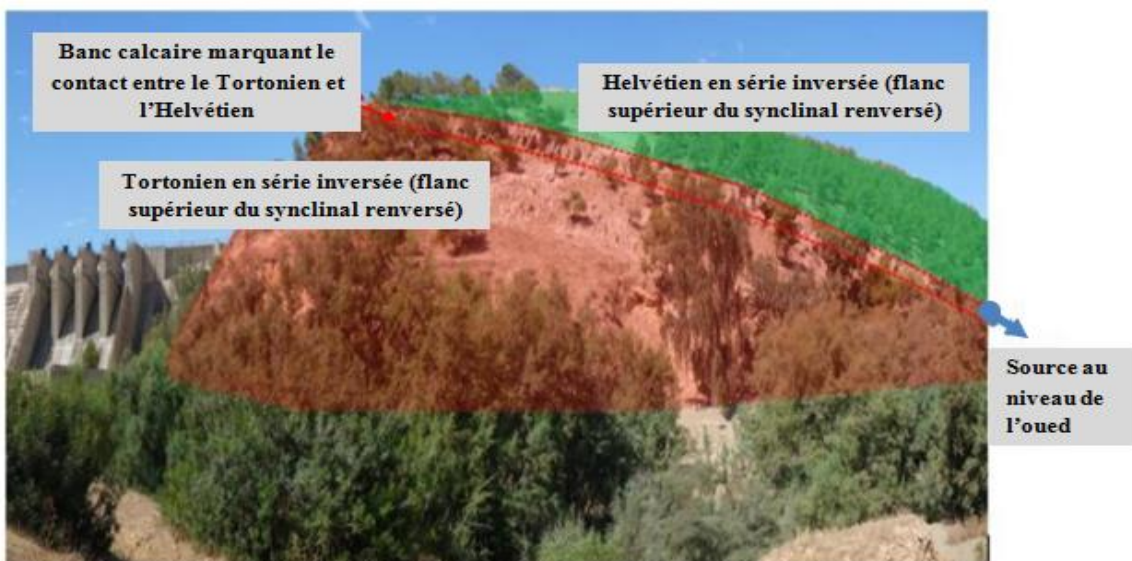
D'après la visite de l'ANBT en 2015, des zones humides ont été observés en aval rive gauche à environ 350 m du barrage, ce qui confirme qu'il y a une fuite. Il s'agit de deux sources qui sortent à la base de la terrasse limoneuse légèrement au-dessus du niveau d'eau [Figure IV-6]. Il est recommandé d'aménager leurs sorties avec un déversoir triangulaire de façon à suivre l'évolution de leurs débits en fonction des variations de la retenue.



**Figure IV-6: Seuil aval et sources rive gauche (ANBT, 2021)**

Géologiquement, les sources observées en 2015 se trouvent au droit de la retombée des calcaires vacuolaires et karstifiés situés au-dessus des marnes de l'Helvétien.

La figure IV-7 représente une interprétation géologique basée sur l'analyse ancienne de Gignoux et Barbier (1954): il ne s'agit pas d'une faille du côté Ouest mais plutôt d'un pli, et non d'une faille du côté Nord, mais plutôt d'une retombée des calcaires vacuolaires et karstifiés. Elle est située au-dessus des marnes de l'Helvétien, ce qui serait cohérent avec les fuites observées.



**Figure IV-7: Source à l'aval et interprétation géologique de la rive gauche (ANBT, 2021).**

#### IV.6. Prélèvement par carottage pour l'étude du sol

Le prélèvement par carottage est une méthode utilisée pour extraire un échantillon de sol non remanié. Ces carottes sont ensuite analysées pour obtenir des informations détaillées sur la composition et les propriétés du sol. Les résultats obtenus de tous les travaux de carottage réalisés sur la zone d'étude sont présentés dans ce qui suit. Nous présentons une description détaillée des carottes dans leur contexte stratigraphique et structurale.

##### IV.6.1. Prélèvement au niveau de la rive droite

Dans le but de réaliser une étude de reconnaissance du sol du côté de la rive droite du barrage d'El Chorfa, deux plots d'essai ont été réalisés : Plot d'essai I et plot d'essai II.

Le plot d'essai I est situé au niveau de la rive droite. Il a été réalisé dans le but de cerner le comportement des calcaires Tortonien très différenciés. L'emplacement de ce plot d'essai ainsi que les forages de reconnaissance sont représentés sur la figure IV-8.

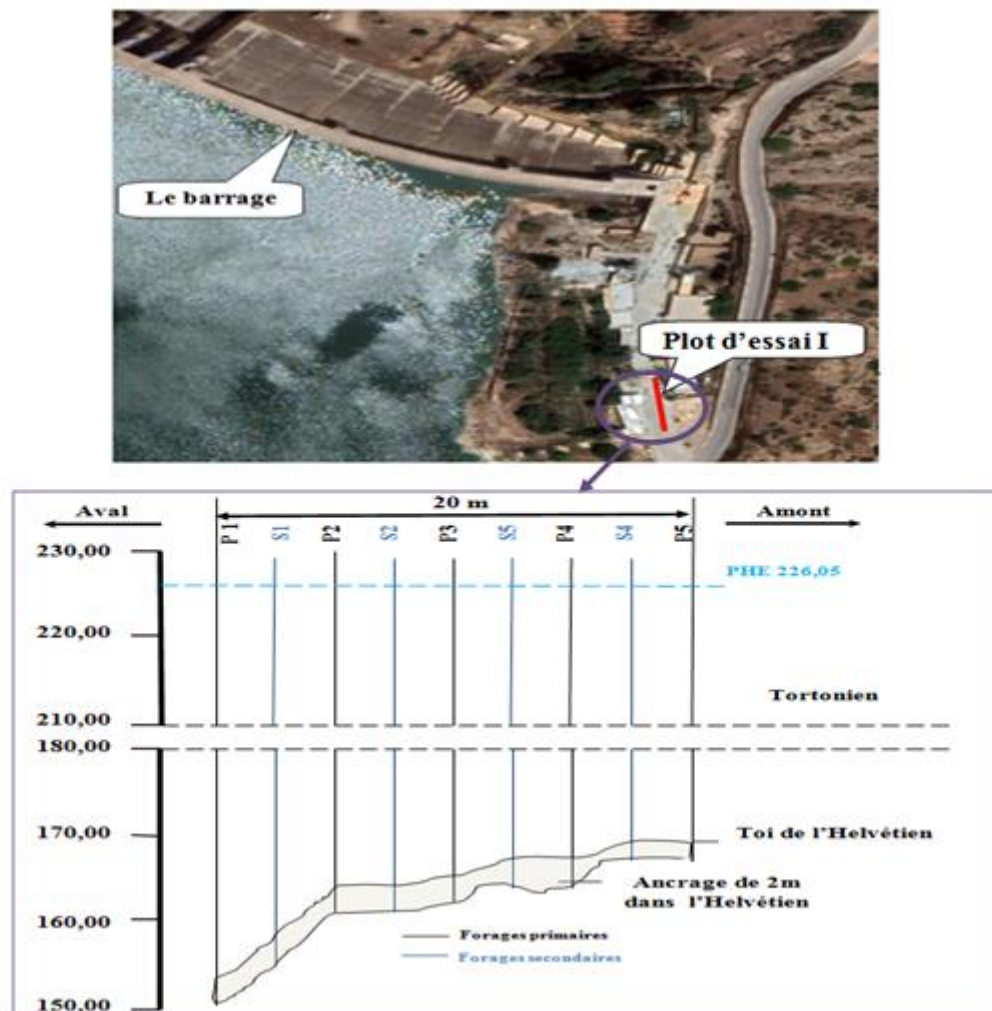


Figure IV-8: Emplacement du plot d'essai I.

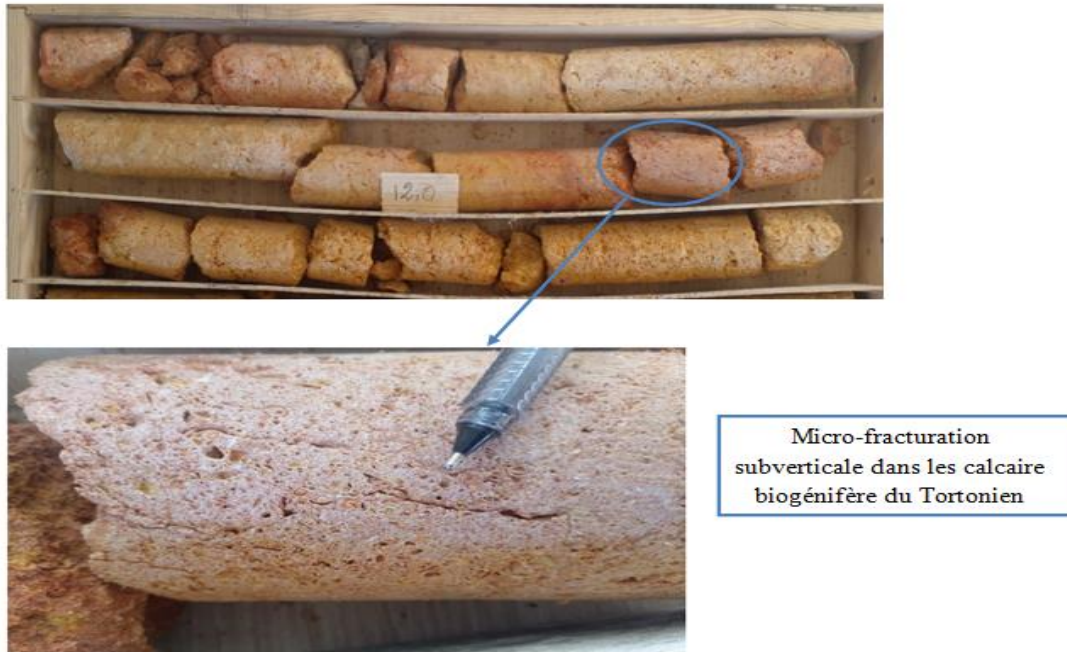
Les photos des figures IV-9 à IV-12 montrent des échantillons des carottes prélevées dans le plot d'essai I (forage P1):

- Entre les cotes 226-221 m, nous observons un horizon présentant une couche de calcaire très perforé. Ces calcaires sont compacts et très consolidés avec l'apparition d'un état de fragmentation prononcé d'un pendage subverticale à la profondeur de 5m [figure IV-9].



**Figure IV-9: Photographie des caisses de carottes au niveau de la rive droite dans le forage n°1 à la profondeur de 5,8 m (ANBT, 2022 ; Geomag, 2022)**

- Entre les cotes 215-211m, nous observons une couche de calcaire biogénifère de couleur rougeâtre. Elle est compacte et très consolidé montrant des microfissures d'un pendage subvertical à la profondeur 12 m [Figure IV-10].



**Figure IV-10: Photographie des caisses de carottes dans le forage n°1 à la profondeur de 12,6 m (ANBT, 2022 ; Geomag, 2022).**

- Entre les cotes 203-199 m, nous observons une couche de calcaire biogénifère de couleur rougeâtre. Elle est compacte et très fracturée montrant une fracturation oblique en fines fissures à la profondeur de 26,5 m. La roche devient très fragmentée à sa base et ne présente aucune résistance à la profondeur de 24m [Figure IV-11].



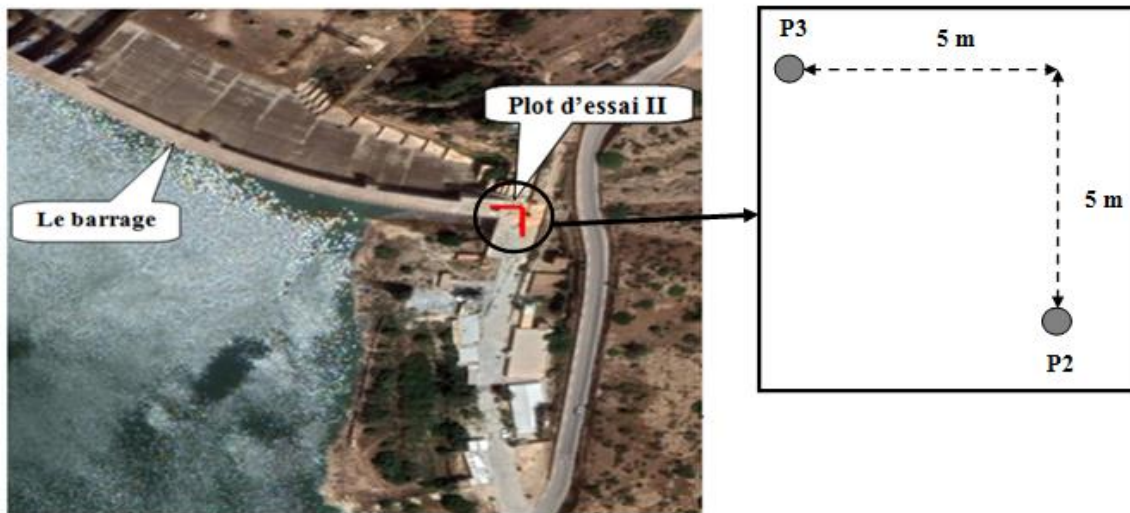
**Figure IV-11: Photographie des caisses de carottes dans le forage n°1 à la profondeur de 24-26,5 m.**

- Entre les cotes 189-185 m, nous observons des couches de calcaire légèrement marneux de couleur verdâtre très riche en débris de fossile, et de grès calcaire légèrement oxydé de couleur marron. La photo montre que ces calcaires sont compacts et très consolidés avec une fracturation oblique [Figure IV-12].



**Figure IV-12: Photographie des caisses de carottes dans le forage n°1 à la profondeur de 38-42 m.**

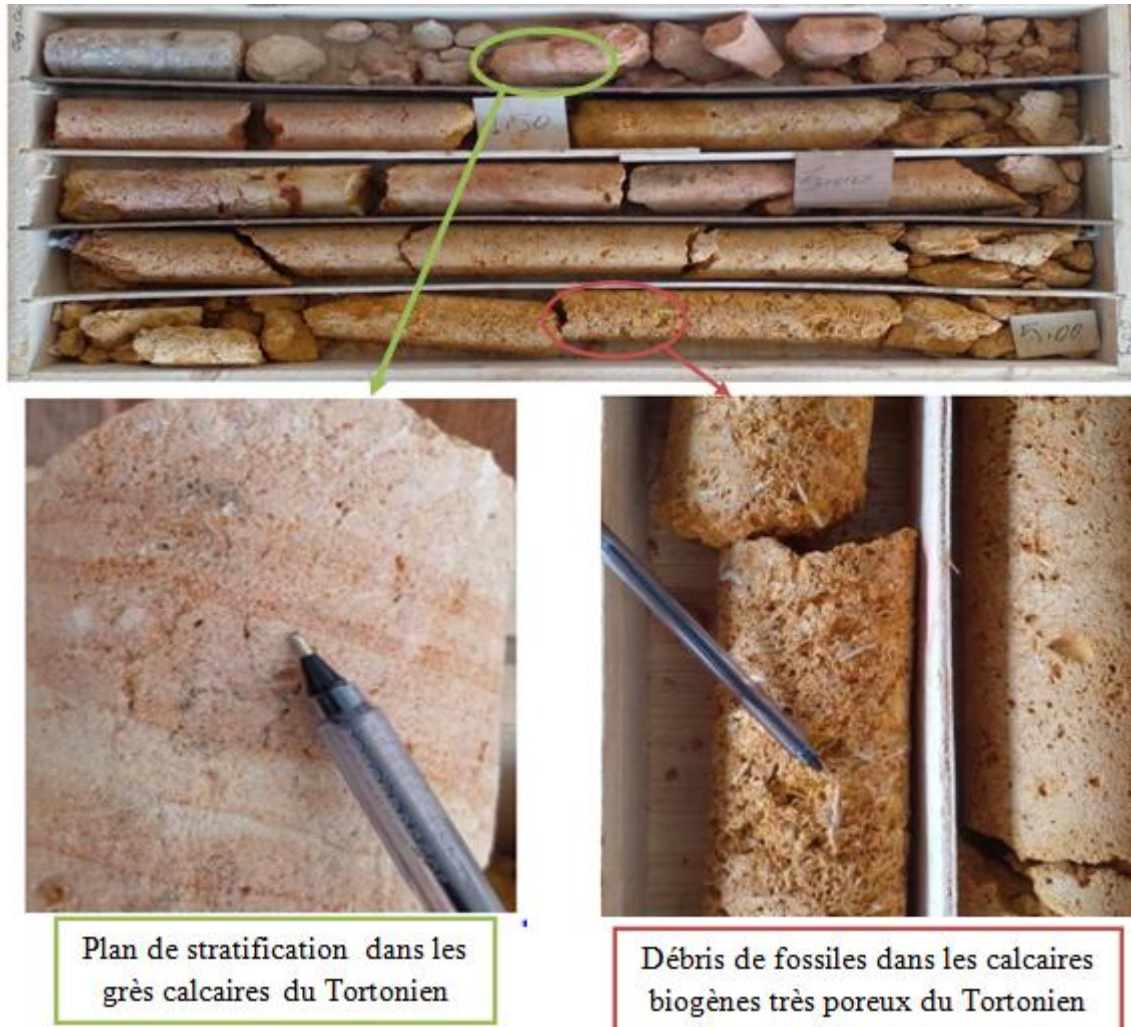
Concernant le plot d'essai II, il est situé au droit de l'intersection formé par le prolongement du voile en rive droite et la continuité du voile principal du barrage. L'emplacement de ce plot d'essai ainsi que les forages de reconnaissance sont représentés sur la figure IV-13.



**Figure IV-13: Emplacement du plot d'essai II dans la rive droite.**

Les photos des figures IV-14 à IV-17 montrent des échantillons des carottes prélevées dans le plot d'essai II dans la zone du prolongement du voile rive droite au niveau de forage P2 :

- Entre les cotes 226-221 m, nous observons un horizon présentant le plan de stratification dans les calcaires de Tortonien à la profondeur 0.5 m. Ces calcaire biogène jaunâtre sont compacts et consolidé avec des passages fragmentés, ils sont très riches en débris de fossiles et présentent une forte porosité à la profondeur 5 m [Figure IV-14].



**Figure IV-14: Photographie des caisses de carottes dans le forage P2 à la profondeur de 0-5 m.**

- Entre les cotes 187-183 m, nous observons une couche de grès à grains moyens de couleur rougeâtre oxydé compact, très consolidé mais très fracturé au niveau de la base de cette couche à la profondeur de 41 m. Au niveau des cotes 183-181 m, nous observons le calcaire de couleur rougeâtre. Il est très poreux, compact mais très fracturé à la profondeur de 45 m [Figure IV-15].





**Figure IV-15: Photographie des caisses de carottes dans le forage P2 à la profondeur de 40-45 m.**

- Entre les cotes 172-167 m, nous observons une couche de calcaire vacuolaire de couleur blanchâtre. Elle est compacte et très fracturée renfermant des cristaux de calcite bien cristallisés à l'intérieur des vacuoles à la profondeur de 60 m [Figure IV-16].



**Cristaux de calcite dans les vacuoles des calcaires vacuolaires du Tortonien**

**Figure IV-16: Photographie des caisses de carottes dans le forage P2 à la profondeur de 55-61 m.**

- Entre les cotes 160-156 m, nous observons une couche d'argile versicolore constituée d'une alternance de bancs millimétriques d'argiles verdâtre, grisâtre, brune et violette. Ces argiles de l'Helvétien sont compactes étanches et imperméable et montrant un pendage de 20 à 22° par rapport à l'horizontal [Figure IV-17].



**Figure IV-17: Photographie des caisses de carottes dans le forage P2 à la profondeur de 66-71 m.**

Les photos des figures IV-18 à IV-20 montrent des échantillons des carottes prélevées dans le plot d'essai II suivant l'axe du barrage au niveau de forage **P3**:

- Entre les cotes 223-218 m, nous observons une couche de calcaire biogène jaunâtre très perforé à la profondeur 7.5 m. Ces calcaires sont compacts mais plus fracturés à la base, ils possèdent une forte précipitation chimique provoquant des pores dans la roche au niveau de la partie basse de la couche [Figure IV-18].



Calcaire biogène du Tortonien  
très perforé

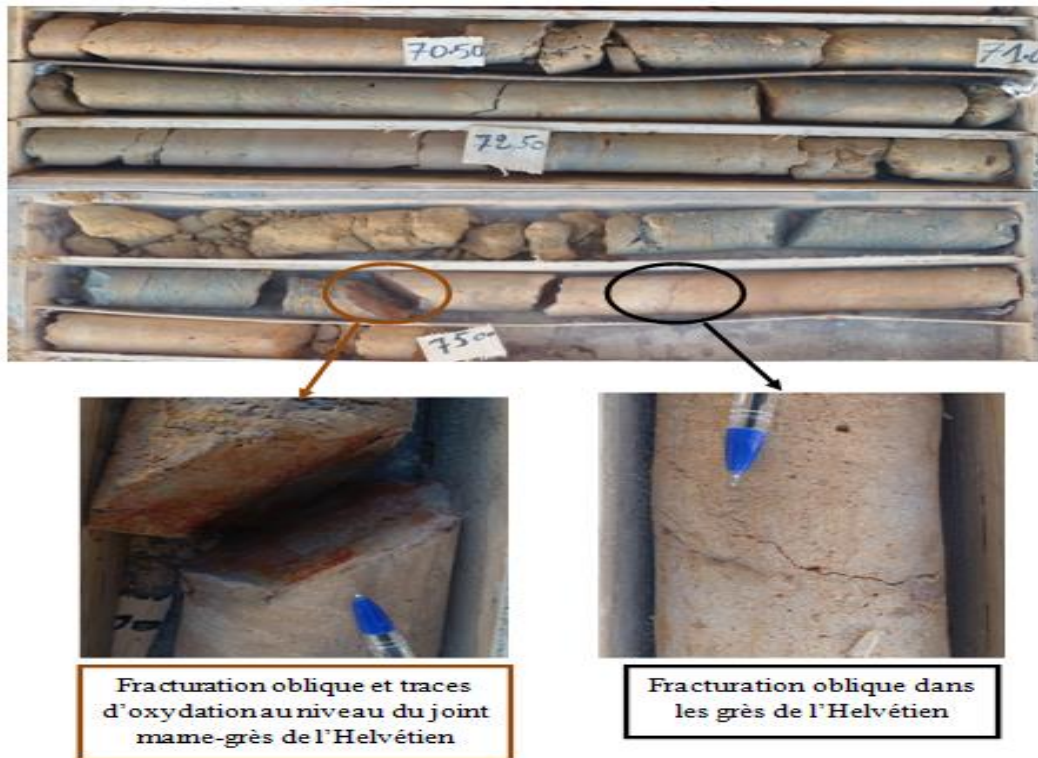
**Figure IV-18: Photographie des caisses de carottes dans le forage P3 à la profondeur de 4-9 m.**

- Entre les cotes 214-207m, nous observons le grès calcaire. Il est compact et très consolidé contenant des inclusions marneuses en forme de taches de couleur verdâtre et montre une fracturation oblique [Figure IV-19]. Ces calcaires gréseux sont oxydés plus en s'enfonçant en profondeur, ce qui explique la forte oxydation de la base de la couche par une circulation d'eau souterraine conduisant probablement à son érosion en créant un vide d'environ 30cm de largeur. Ce constat a été confirmé après le traitement du sol par injection.



**Figure IV-19: Photographie des caisses de carottes dans le forage P3 à la profondeur de 12-19 m.**

- Entre les cotes 157-154 m, nous observons l'argile versicolore avec une dominance verdâtre et des passages en alternance d'argiles brune. Cette argile est compacte et très ferme [figure IV-20]. Nous observons aussi la marne grise à bleutée à partir de la profondeur de 73m. Il est compact et très fermé. Cette marne représente le toit de l'Helvétien à la côte 154 m et constitue un horizon étanche naturellement. Par ailleurs, entre les cotes 153-152 m, le grès à grains fins de couleur jaunâtre est observé, il est compact et très consolidé avec une fracturation oblique à subhorizontale à la profondeur de 74.5 m, et un joint stratigraphique oblique très oxydé au niveau de la fracture à la profondeur de 74 m.



**Figure IV-20: Photographie des caisses de carottes dans le forage P3 à la profondeur de 70-75 m.**

#### IV.6.2. Prélèvement au niveau de la fondation

Le plot d'essai III est situé au niveau du bloc 15 qui se trouve dans une position médiane des blocs construits au-dessus de la cote 179m. L'emplacement de ce plot d'essai ainsi que les forages de reconnaissance sont représentés sur la figure IV-21.



**Figure IV-21: Emplacement du plot d'essai III.**

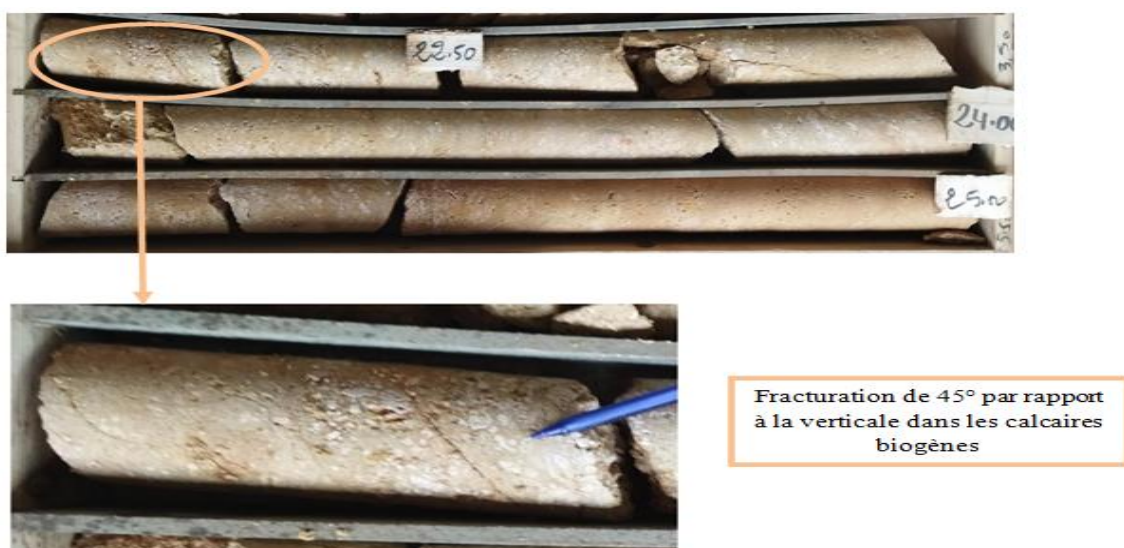
Les photos des figures IV-22 à IV-25 montrent des échantillons des carottes prélevées dans le plot d'essai III au niveau de la fondation du barrage (forage P1):

- Entre les cotes 187-177 m, nous observons le béton du barrage dans la base de la fondation à la profondeur 6.5 m. Ensuite, nous avons le calcaire gréseux légèrement marneux de couleur verdâtre à la profondeur 7.5 m. Entre les profondeurs 8-9 m, nous observons le grès à grains moyens à matrice calcaire de couleur rougeâtre très compacte. Ces grès montrent une forte fracturation horizontale [Figure IV-22].



**Figure IV-22: Photographie des caisses de carottes dans le forage P1 à la profondeur de 5-10 m.**

- Entre les cotes 165-162 m, nous observons une couche composée de calcaire biogène de couleur jaune-blanchâtre. Il montre un passage oxydé entre 21,80 et 22m de profondeur et une fracturation de 45 à 55° par rapport à la verticale. Nous observons le grès calcaire marneux de couleur jaunâtre à brune à la profondeur 25 m, il est compact et très consolidé avec une fracturation oblique à subhorizontale [Figure IV-23].



**Figure IV-23: Photographie des caisses de carottes dans le forage P1 à la profondeur de 22-25 m.**

- Entre les cotes 140-131 m, nous observons le calcaire vacuolaire de couleur blanchâtre très fracturé. Il montre une micro karstification et une formation calcique cristalline à l'intérieur des vacuoles. Le marno-calcaire de couleur jaunâtre avec une matrice marneuse de couleur verdâtre compact mais très friable est observé à la profondeur de 57 m [Figure IV-24].



**Figure IV-24: Photographie des caisses de carottes dans le forage P1 à la profondeur de 52-57 m.**

- Entre les cotes 130-127 m, nous observons une couche composée du grès calcaire biogène très riche en débris de fossiles légèrement oxydé au sommet et très fracturé à la base. nous avons aussi le grès à grains fins et moyens compact et très consolidé de couleur blanchâtre. Il montre une fracturation oblique d'un angle de 45° par rapport à l'horizontale [Figure IV-25].



**Figure IV-25: Photographie des caisses de carottes dans le forage P1 à la profondeur de 57-60 m.**

**IV.6.3. Prélèvement au niveau de la rive gauche**

Le plot d'essai IV est situé au niveau de la rive gauche du barrage. L'emplacement de ce plot d'essai ainsi que le forage de reconnaissance sont représentés sur la figure IV-26.



**Figure IV-26: Emplacement du plot d'essai IV.**

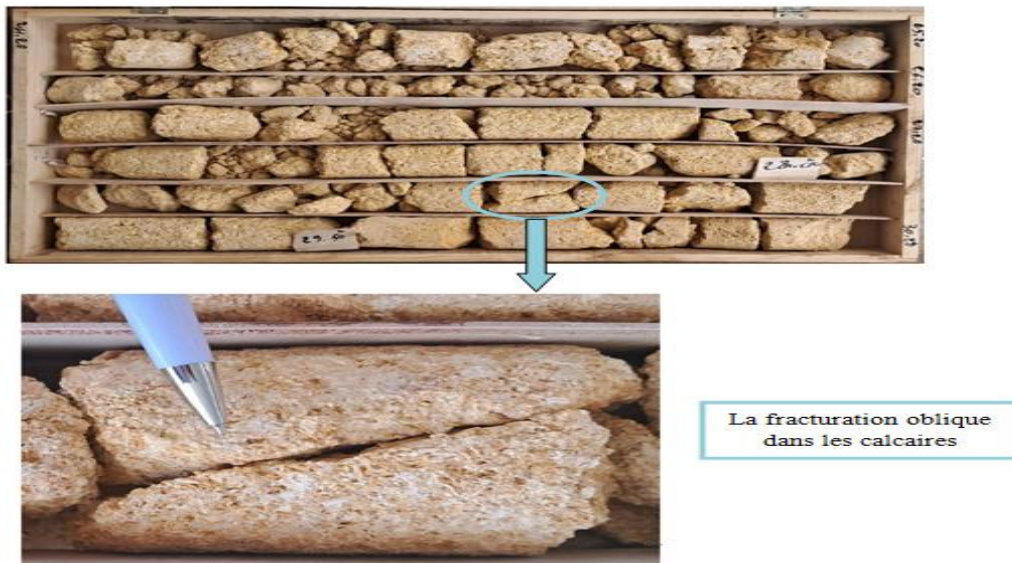
Les photos des figures IV-27 à IV-29 montrent des échantillons des carottes prélevées dans le plot d'essai IV au niveau de la rive gauche du barrage (forage **PRG-03**):

- Entre les cotes 214-209 m, nous observons le grès calcaire à grains fins et moyen peu fracturé de consistance dure et de couleur rougeâtre zoogène très riche en fossiles. Nous avons le grès-calcaire à grains fins et moyens très consolidés de couleur jaunâtre à rougeâtre contenant des fissures millimétriques à 16 m de profondeur [Figure IV-27].



**Figure IV-27: Photographie des caisses de carottes dans le forage PRG-03 à la profondeur de 13-18 m.**

Entre les cotes 202-197 m, nous observons une couche du calcaire biogène jaunâtre. Elle est compacte et très fracturée. Il montre une fracturation oblique à subhorizontale, très riche en débris de fossiles [Figure IV-28].



**Figure IV-28: Photographie des caisses de carottes dans le forage PRG-03 à la profondeur de 25-30 m.**

- Entre les cotes 196-191 m, nous observons le grès peu calcaire, jaune légèrement fracturé de consistance dure compacte et consolidée à la profondeur de 34 m. Nous avons le calcaire peu gréseux jaune très poreux altéré faiblement consolidé peu fracturé à 36 m de profondeur [Figure IV-29].



**Figure IV-29: Photographie des caisses de carottes dans le forage PRG-03 à la profondeur de 31-36 m.**

#### IV.7. Etude de la perméabilité in-situ

Les essais d'eau effectuée sont de type Lugeon. Ils ont été réalisés dans les zones les plus pertinentes, et sont exécutés selon la norme française «NF EN ISO 22282-3» (chapitre II) avec des pressions maximales de l'ordre de 50%, des pressions maximales préconisées pour les injections. Les résultats des essais réalisés sont décrits ci-après :



## IV.7.1. Au niveau de la rive droite « Plot d'essai I »

## IV.7.1.1. Forage primaire P1

La figure IV-30 représente l'évolution de la perméabilité dans le forage **P1**. On note :

- Une très forte absorption a été enregistrée entre les cotes 223-220m, avec des valeurs lugeon de 670 et 480 UL. Une forte absorption a été constatée entre les cotes 220 et 217 m, de l'ordre de 101,6 UL. Cet horizon peut être caractérisé comme très perméable (équivalent Darcy :  $10^{-5}$  à  $6.7 \times 10^{-5}$  m/s). Le comportement du sol est très différencié qui montre un écoulement turbulent et désordonné.
- Une moyenne absorption a été enregistrée aux cotes : 214, 208 et 182 m avec des valeurs lugeon de 30, 20 et 49 UL respectivement. Entre les cotes 214-208 m, les valeurs enregistrées ont été inférieures à 25 UL. Le sol est peu perméable et dilatant (équivalent Darcy :  $2 \times 10^{-6}$  à  $4.9 \times 10^{-6}$  m/s). La dilatation du sol est accompagnée par une consommation assez élevée et parfois associée à des débousses. Ces débousses sont enregistrés entre les côtes 208 et 202 m mais a des valeurs lugeon moyennement élevées.
- Au-delà de la cote 205 m, les valeurs lugeon sont assez basses de 8 à 20 UL (équivalent Darcy :  $8 \times 10^{-7}$  à  $2 \times 10^{-6}$  m/s), avec des écoulements laminaires.

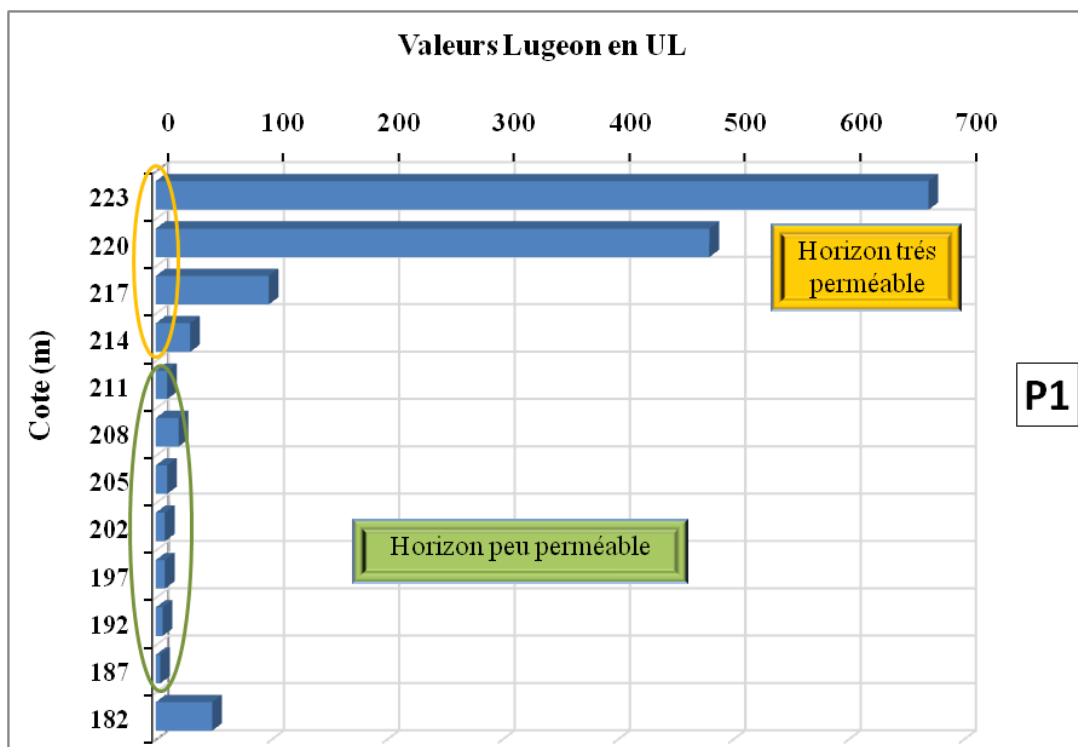


Figure IV-30: Evolution de la perméabilité dans le forage **P1** dans le plot I.

## IV.7.1.2. Forage primaire P2

La figure IV-31 représente l'évolution de la perméabilité dans le forage **P2**. On note :

-Une très forte absorption a été enregistrée entre les côtes 226-223 (240 UL) (équivalent Darcy :  $2.4 \times 10^{-5}$  m/s), et une forte absorption a été constatée entre les côtes 220-217 m (126 UL) (équivalent Darcy :  $1.26 \times 10^{-5}$  m/s). Un débouillage a été constaté entre 223-217 m, résultant d'un claquage au cours de l'essai permettant l'ouverture et le lessivage des fissures qui a mené à une très forte absorption.

-Une absorption moyenne a été enregistrée entre les côtes 214-205 m qui varie de 6 à 36 UL jusqu'à la côte 205 m (équivalent Darcy :  $6 \times 10^{-7}$  à  $3.6 \times 10^{-6}$  m/s). Un horizon imperméable a été rencontré entre les côtes 205-202 m avec une valeur lugeon de 0,01 UL (équivalent Darcy :  $10^{-9}$  m/s).

Les valeurs lugeon enregistrés ont montré une transition d'un horizon très perméable à un horizon moyennement à faiblement perméable. Les essais d'eau effectués ont montré aussi un comportement dilatant et laminaire dans l'horizon situé entre les cotes 214 et 208 m.

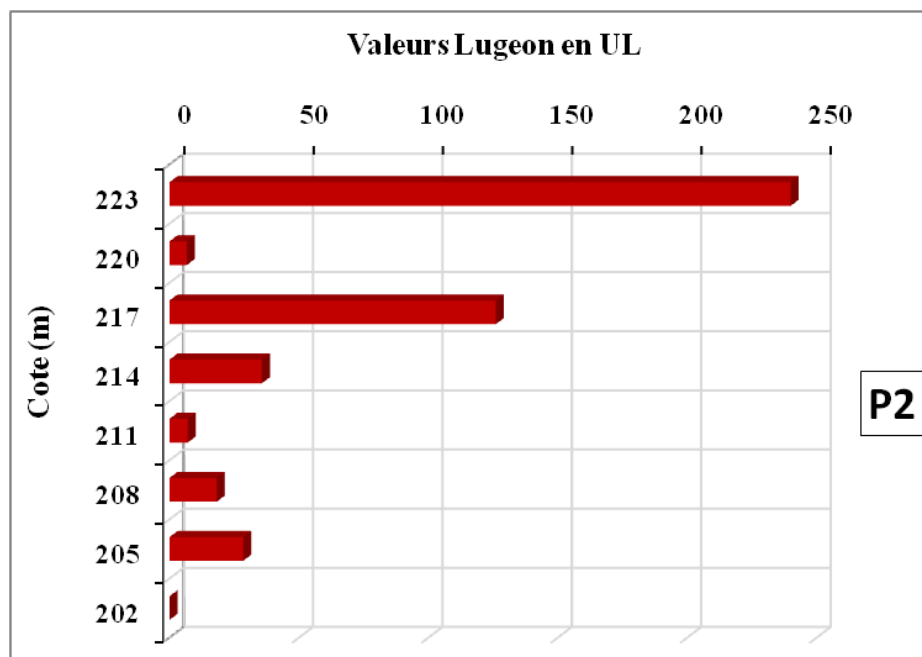


Figure IV-31: Evolution de la perméabilité dans le forage P2 dans le plot I.

#### IV.7.1.3. Forage primaire P3

L'évolution de la perméabilité dans le forage **P3** est représentée dans la figure IV-32. On note :

-Une très forte absorption a été enregistrée entre les cotes 220-208 m avec une valeur maximale lugeon de 349 UL et une forte absorption a été constatée également entre les cotes 223-214 m supérieure à 100 UL, aucune montée en pression n'a été enregistrée même à un débit maximum de la pompe qui excède les 100 l/min. L'horizon entre les cotes 223-214 m est très perméable (équivalent Darcy :  $10^{-5}$  à  $3.49 \times 10^{-5}$  m/s).

-Une absorption moyenne a été enregistrée entre les cotes 206-182 m qui varie entre 2.5 à 57.4 UL (équivalent Darcy :  $2.5 \times 10^{-7}$  à  $5.74 \times 10^{-6}$  m/s) avec un écoulement laminaire. Une absorption assez élevée mais qui reste stable et constante. Cet horizon peut être caractérisé comme peu perméable.

- Une faible absorption a été enregistrée entre les cotes 182-162 m avec des valeurs lugeon de 0.2 à 0.8 UL (équivalent Darcy :  $2 \times 10^{-8}$  à  $8 \times 10^{-8}$  m/s). Cet horizon peut être caractérisé comme imperméable.

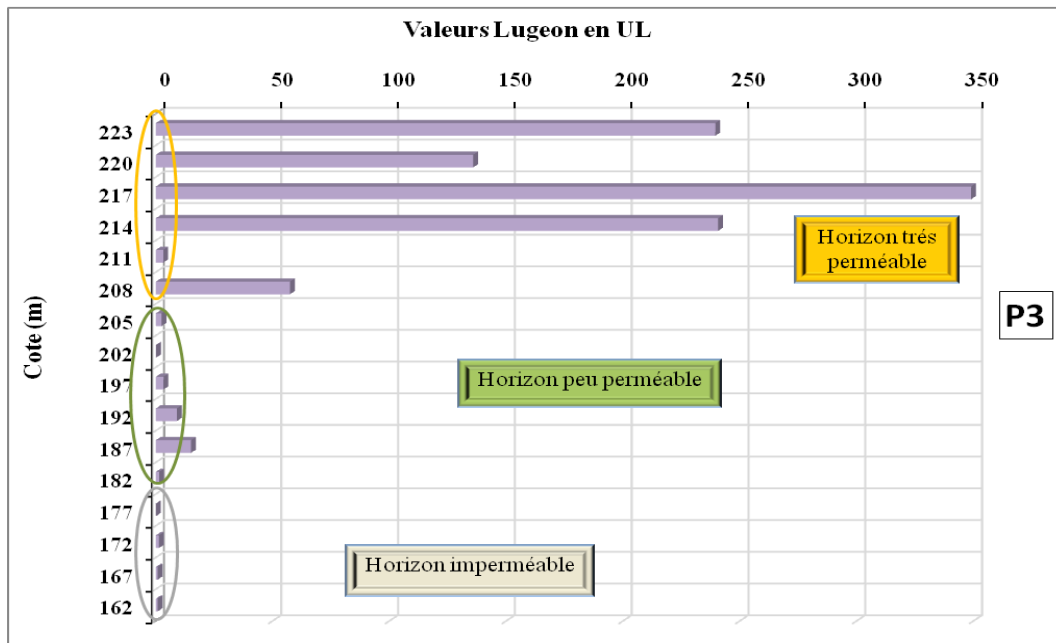


Figure IV-32: Evolution de la perméabilité dans le forage P3 dans le plot I.

#### IV.7.1.4. Forage primaire P4

L'évolution de la perméabilité dans le forage P4 est représentée dans la figure IV-33. On note :

- Une forte absorption entre les cotes 226 et 217 m qui dépasse 100 UL, cet horizon est très perméable (équivalent Darcy :  $10^{-5}$  m/s).
- Une absorption moyenne a été enregistrée entre les cotes 214-202 m qui varie entre 4 à 58 UL (équivalent Darcy :  $4 \times 10^{-7}$  à  $5.8 \times 10^{-6}$  m/s) avec un écoulement turbulent et un claquage. Cet horizon est perméable.

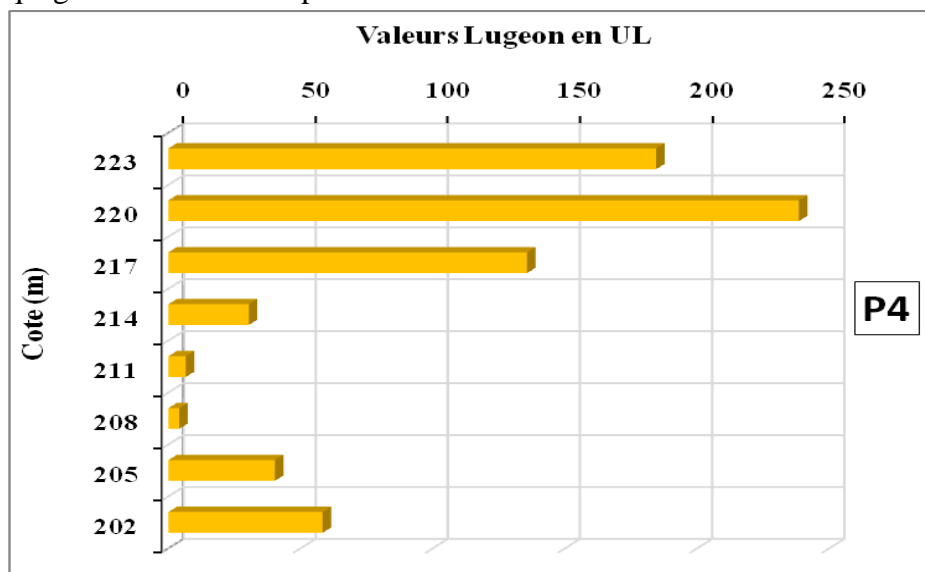


Figure IV-33: Evolution de la perméabilité dans le forage P4 dans le plot I.

## IV.7.1.5. Forage primaire P5

L'évolution de la perméabilité dans le forage **P5** est représentée dans la figure IV-34. On note :

- Une très forte absorption a été enregistrée entre les cotes 226-217 m avec des valeurs lugeon entre 150 à 404 UL (équivalent Darcy :  $1.5 \times 10^{-5}$  à  $4.04 \times 10^{-5}$  m/s), La tranche n°01 de la cote 226 à la cote 223 montre une absorption totale sans aucune montée en pression notée à un débit maximum de la pompe. Les deux tranches qui suivent 223 à 217 m ont montré un écoulement turbulent. Cet horizon est très perméable.

- Une absorption moyennement élevée entre les cotes 214-192 m avec des valeurs lugeon entre 5.6 à 92 UL (équivalent Darcy :  $5.6 \times 10^{-7}$  à  $9.2 \times 10^{-6}$  m/s). Lors de l'essai, un débouillage et lessivage des fissures sous une absorption atteignant 17 UL (équivalent Darcy :  $1.7 \times 10^{-7}$  m/s) a été constaté au niveau de la tranche n°05 entre les cotes 214 et 211 m. Cet horizon est perméable.

Dans la tranche n°06, entre les cotes 211 et 208 m, l'essai montre un bourrage de vide jusqu'au palier de pression la plus élevée où un claquage a basculé le comportement du sol en débouillage sous une pression maximale de 1,9 bar.

-Une faible absorption a été enregistrée entre les cotes 187-157 m avec des valeurs lugeon entre 0.7 à 5UL (équivalent Darcy :  $7 \times 10^{-8}$  à  $5 \times 10^{-7}$  m/s). Cet horizon est peu perméable.

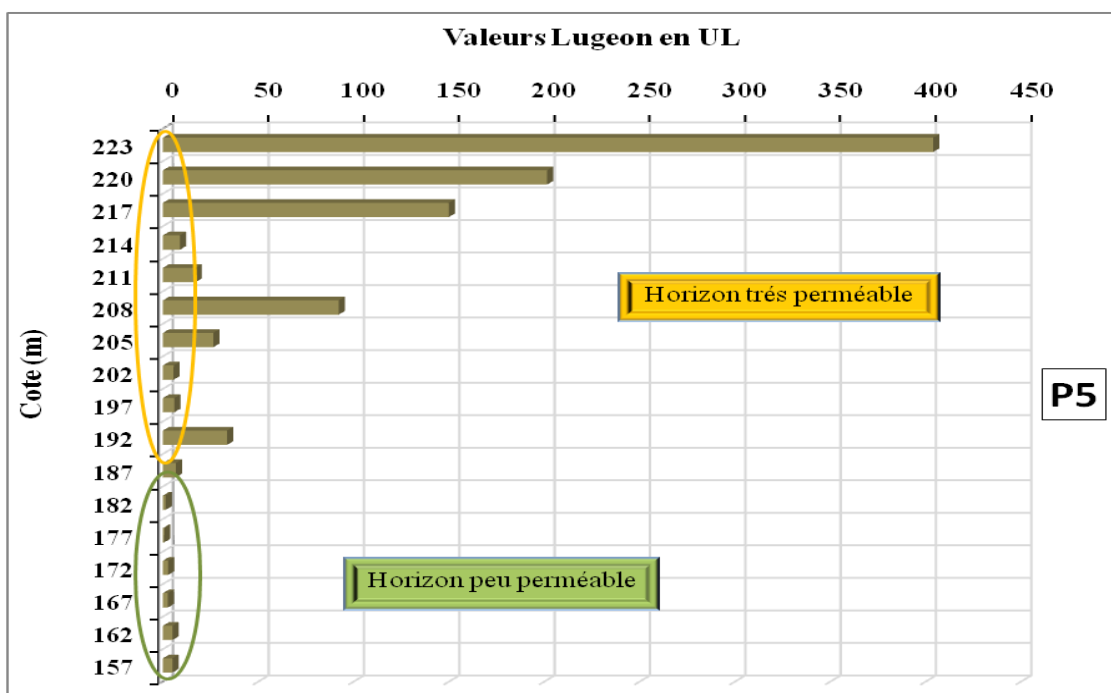


Figure IV-34: Evolution de la perméabilité dans le forage P5 dans le plot I.

## IV.7.1.6. Forage secondaire S1

La figure IV-35 représente l'évolution de la perméabilité dans le forage **S1**. On note que les valeurs Lugeon sont nettement moins importantes que dans les deux forages primaires

adjacents. Les valeurs lugeon dans ce forage varient de 3 à 37 UL (équivalent Darcy :  $3 \times 10^{-7}$  à  $3.7 \times 10^{-6}$  m/s).

Le sol montre des incohérences et des écoulements turbulents en majorité associé à des déboussures et lessivages des fissures.

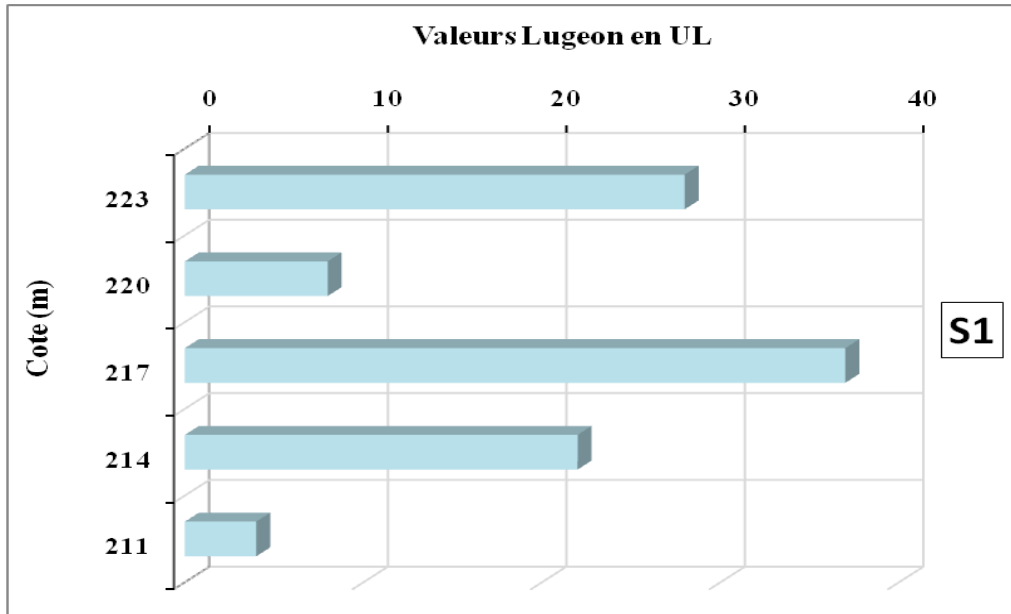


Figure IV-35: Evolution de la perméabilité dans le forage S1 dans le plot I.

#### IV.7.1.7. Forage secondaire S2

L'évolution de la perméabilité dans le forage S2 est représentée sur la figure IV-36. On note une absorption moins forte que dans les forages primaires adjacents. Les valeurs lugeon varient entre 14 à 60 UL (équivalent Darcy :  $1.4 \times 10^{-6}$  à  $6 \times 10^{-6}$  m/s). Le forage montre un comportement turbulent associé à des déboussures et des claquages.

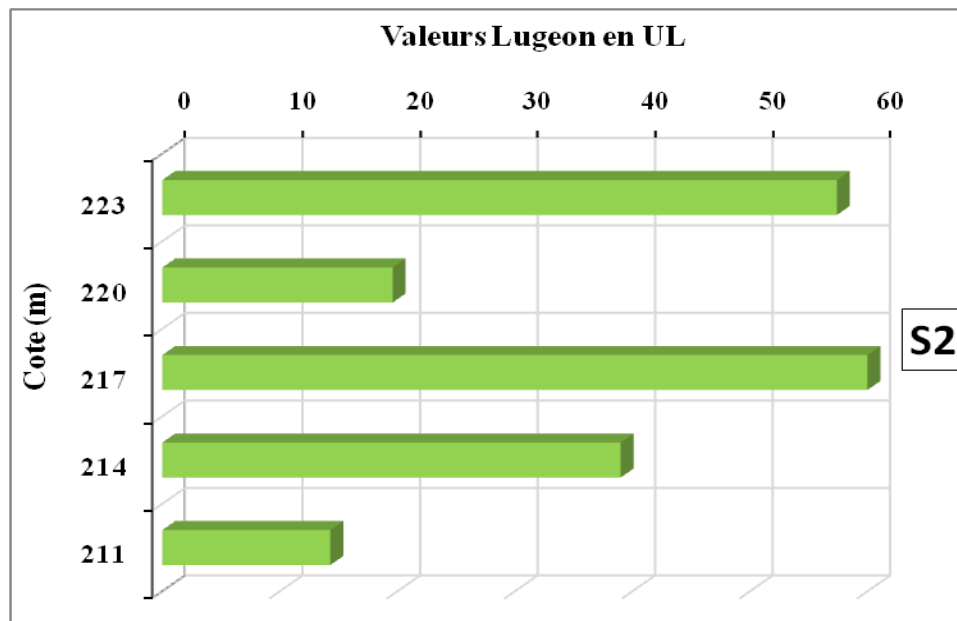


Figure IV-36: Evolution de la perméabilité dans le forage S2 dans le plot I.

## IV.7.1.8. Forage secondaire S3

La figure IV-37 représente l'évolution de la perméabilité dans le forage S3. On note que les essais d'eau ont révélés une forte absorption sous un régime turbulent ou un débouillage. Ces absorptions ont été localisées entre les cotes 226-223 m avec 142.5 UL (équivalent Darcy :  $1.42 \times 10^{-5}$  m/s), et 220-217 m 182.1 UL (équivalent Darcy :  $1.82 \times 10^{-5}$  m/s). Le sol montre une dilatation et un écoulement laminaire hors des deux horizons précédents.

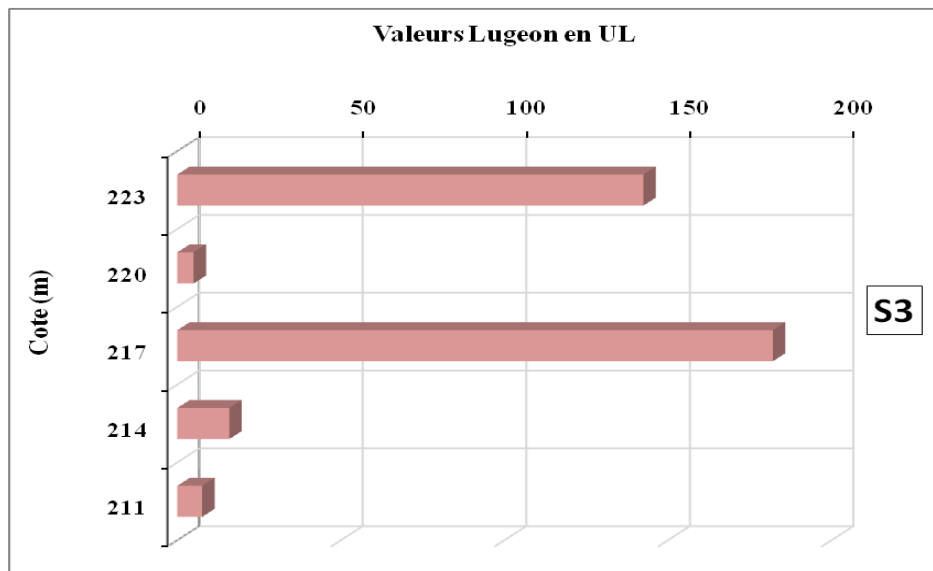


Figure IV-37: Evolution de la perméabilité dans le forage S3 dans le plot I.

## IV.7.1.9. Forage secondaire S4

L'évolution de la perméabilité dans le forage S4 est représentée sur la figure IV-38. C'est le forage qui montre la plus forte absorption dans le plot d'essai I, il a été enregistré des valeurs lugeon entre 140 et 770 UL (équivalent Darcy :  $1.4 \times 10^{-5}$  à  $7.7 \times 10^{-5}$  m/s) avec un régime turbulent et un débit maximum de la pompe dans la première tranche.

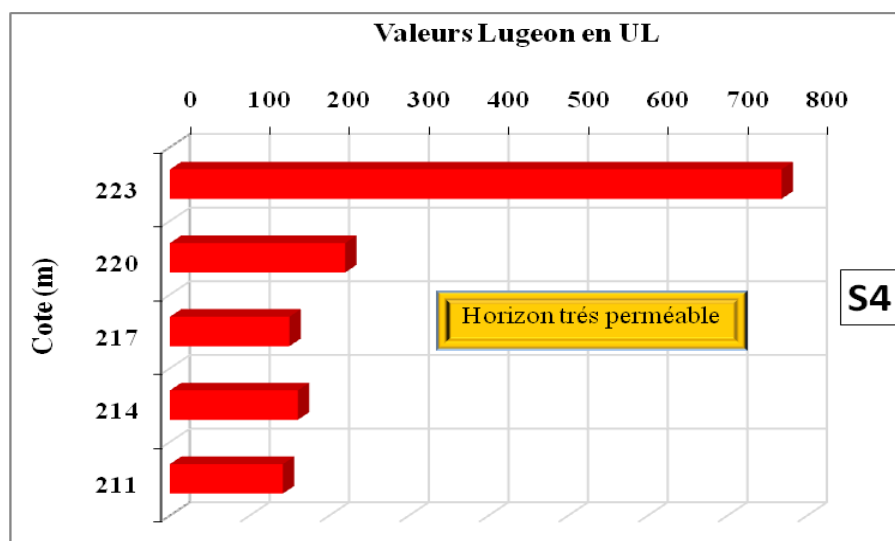


Figure IV-38: Evolution de la perméabilité dans le forage S4 dans le plot I.

## IV.7.2. Au niveau de l'intersection la rive droite « Plot d'essai II »

La figure IV-39 représente l'évolution de la perméabilité dans les forages **P1** et **P2** au niveau de la fuite dans la rive droite « intersection formé par le prolongement du voile en rive droite et la continuité du voile principal du barrage ». On note que :

- Les essais d'eau exécutés entre les cotes 226-196 m dans les forages primaires montrent une certaine stabilité du rocher (aucun claquage) à l'exception de l'horizon qui est cerné entre les cotes 211-201 m.
- Sur une longueur de 10ml le comportement du sol a basculé d'un horizon peu perméable voir très perméable. On note le passage des valeurs lugeon de valeurs très basses entre 1.5 à 24 UL (équivalent Darcy :  $1.5 \times 10^{-7}$  à  $2.4 \times 10^{-7}$  m/s) à des valeurs très élevées de l'ordre de 80 à 139 UL (équivalent Darcy :  $8 \times 10^{-6}$  à  $1.39 \times 10^{-5}$  m/s) dans le forage **P3** suivant l'axe du barrage, et de l'ordre de 103 à 129 UL (équivalent Darcy :  $1.03 \times 10^{-5}$  à  $1.29 \times 10^{-5}$  m/s ) dans le forage **P2** suivant l'axe du prolongement du voile.

L'écoulement bascule d'un écoulement laminaire dans un sol dilatant à des écoulements turbulents. Ces fortes absorptions sont probablement dues à la présence d'une cavité, une faille ou un conduit karstique qui mènent directement à la zone de résurgence de la fuite à l'aval.

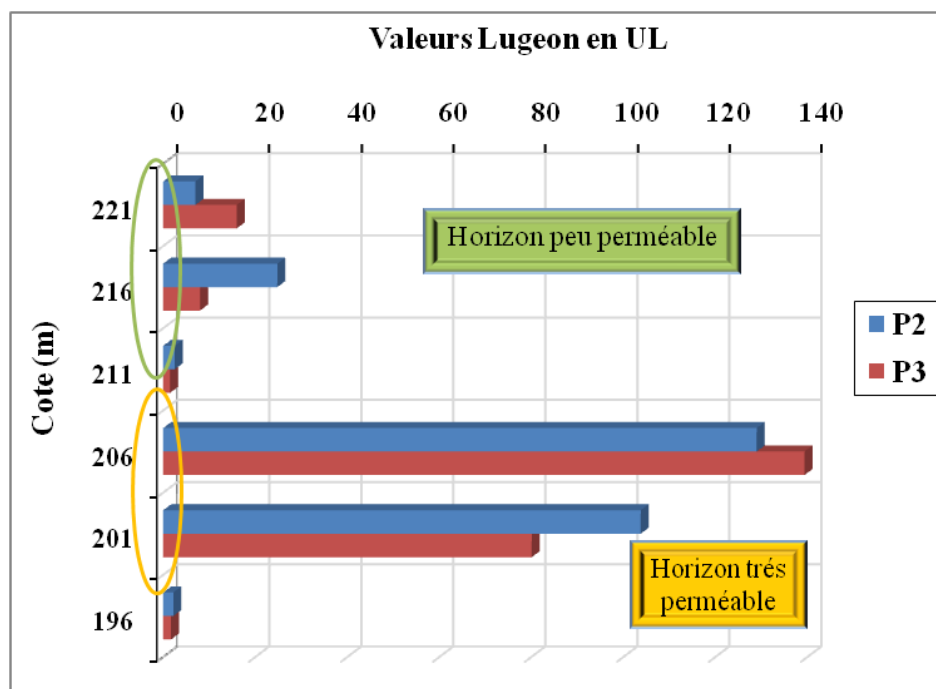


Figure IV-39: Evolution de la perméabilité dans les forages P2 et P3 au niveau de la fuite dans le plot II.

## IV.7.3. Au niveau de la fondation « Plot d'essai III »

Le phénomène le plus frappant lors de l'exécution des essais d'eau (Lugeon) est la communication avec les drains adjacents ainsi que la légère montée en pression du piézomètre

situé dans la chambre de pendule qui se trouve à proximité du plot d'essai. Les résultats et l'analyse de ces essais ont permis de noter :

#### IV.7.3.1. Forage P1

Les essais d'eau au niveau du forage **P1** ont révélé des valeurs Lugeon permettant de répartir les formations traversées en deux horizons [Figure IV-40].

- Un horizon perméable entre les cotes 192-162 m, avec des valeurs Lugeon comprises entre 2 et 5 UL (équivalent Darcy :  $2 \times 10^{-7}$  à  $5 \times 10^{-7}$  m/s).
- Un horizon peu perméable entre les cotes 162-152 m, avec des valeurs Lugeon de l'ordre de 1 et 2 UL (équivalent Darcy :  $1 \times 10^{-7}$  à  $2 \times 10^{-7}$  m/s).
- Un horizon imperméable entre les cotes 152-137 m, avec des valeurs Lugeon inférieure ou égale 0,1 Unité Lugeon (équivalent Darcy :  $1 \times 10^{-8}$  m/s).

Le comportement du sol pendant les essais de perméabilité permet de distinguer trois horizons.

- Un horizon de nature rocheuse fracturée. Les différentes valeurs Lugeon obtenues ont une relation directe avec les dimensions des fissures dans la roche. Les écoulements dans ce type de fissures et généralement laminaire avec quelques turbulences et parfois des bourrages de fissures par l'eau de l'essai. Ces fissures sont locales car, aucun débouillage n'a été constaté.

- Un horizon imperméable qui se rapporte éventuellement à la formation marneuse de l'Helvétien.

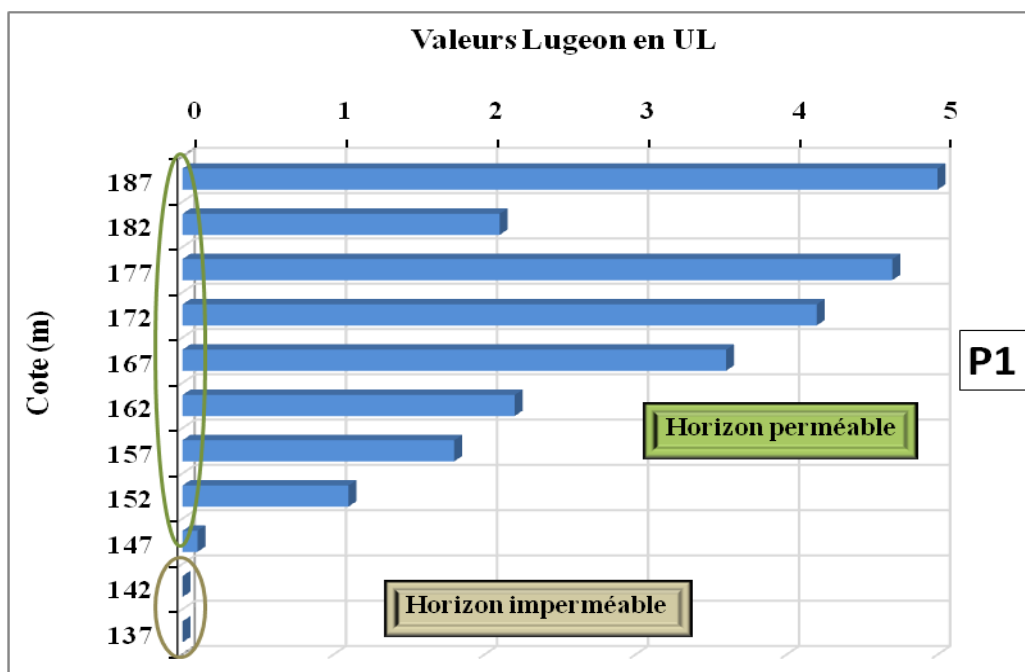


Figure IV-40: Evolution de la perméabilité dans le forage P1 dans le plot III.



## IV.7.4. Au niveau de la rive gauche « plot d'essai IV+V »

La figure IV-41 représente l'évolution de la perméabilité dans le forage **PRG-03**. On note :

- Une très forte absorption a été enregistrée entre les cotes 223-217m à l'exception de la zone de contact béton-rocher dans la rive gauche à la cote 223m, avec de valeur lugeon de 148 UL (équivalent Darcy :  $1.48 \times 10^{-5}$  m/s).
- Une moyenne absorption a été enregistrée sur la totalité du forage avec des valeurs lugeon qui varient entre 3 et 49 UL (équivalent Darcy :  $3 \times 10^{-7}$  à  $4.9 \times 10^{-6}$  m/s).

Pour la plupart des essais exécutés au niveau du forage **PRG-03**, l'écoulement s'est caractérisé par un régime turbulent. En effet, 54,2 % des essais réalisés ont manifesté une turbulence, ce type d'écoulement est rencontré dans les terrains à fissuration moyennement à largement ouverte.

- Les horizons compris entre les cotes « 202-197 m », « 177-172 m » et « 132-127 m » ont montré un écoulement laminaire ce qui représente 12,5% des essais réalisés. L'écoulement laminaire est témoin de présence des fissures finement ouvertes.
- Il a été constaté aussi un horizon dilatant entre les cotes 127-122 m, le phénomène de dilatation est traduit par une ouverture temporaire du sol à haute pression qui reprend sa taille initiale après décharge.

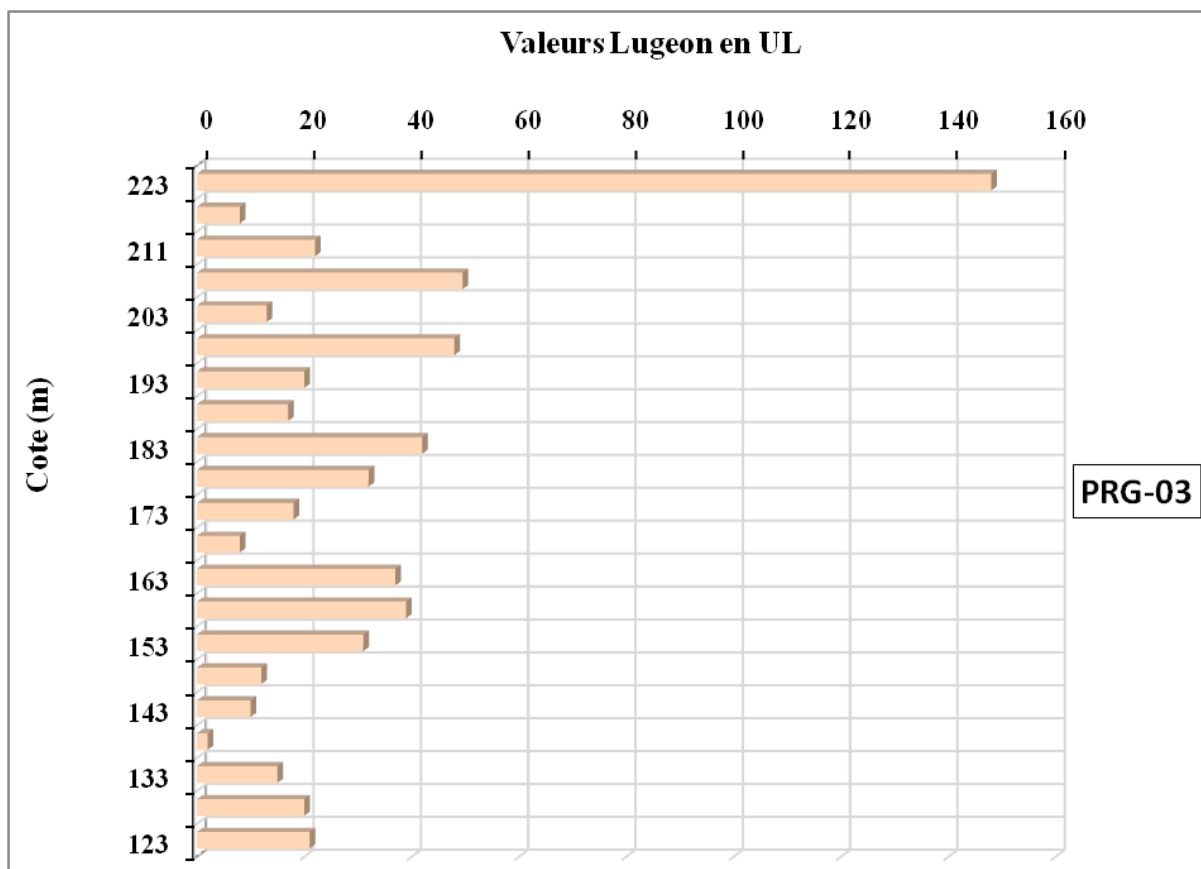


Figure IV-41: Evolution de la perméabilité dans le forage **PRG-03** dans le plot IV.

#### IV.8. Etude de la perméabilité au laboratoire

La mesure expérimentale de la perméabilité réalisée en laboratoire sur des échantillons de petites tailles apportent des informations importantes sur le comportement des roches en conditions naturelles, à condition que les échantillons soient représentatifs de la roche étudiée.

Une roche est un matériau plus ou moins hétérogène, selon l'échelle à laquelle on le considère. L'échelle microscopique est la plus petite échelle à laquelle un système puisse être considéré comme continu. Dans le cas des roches, il s'agit de l'échelle des grains et des pores. Pour pouvoir investiguer les propriétés physiques des roches à l'échelle du laboratoire, par des mesures expérimentales, il faut être capable de définir une taille d'échantillon à laquelle on va effectuer les mesures des propriétés que l'on souhaite étudier.

Avant de pouvoir extrapoler les mesures effectuées sur des échantillons (de l'ordre du centimètre) à l'échelle du massif rocheux (plusieurs mètres), il faut nécessairement prendre en compte les discontinuités présentes à plus grande échelle tel que les fractures, les joints de stratification entre les couches, les failles etc. En pratique, on considère souvent que les mesures en laboratoire constituent une borne inférieure pour les résultats de perméabilité.

##### IV.8.1. Echantillons de roche testés

Le carottage réalisé a traversé toutes les couches du tortonien de la rive droite avec une entrée de 2 m dans l'helvétien. La figure IV-42 montre la caisse de carottes prélevées à une profondeur allant de 50 à 55 m. Dans le cadre de ce projet de doctorat, nous avons choisi de tester des échantillons provenant de cette profondeur. Cet intervalle de profondeur correspond à la zone « suspecte » où se produisent les résurgences. Les carottes prélevées à cette profondeur sont de nature calcaire gréseuse jaunâtre compacte et poreuse, très consolidé, contenant rarement des traces de fossiles.



Figure IV-42: Photographie des caisses de carottes (14/12/2021)

##### IV.8.2. Principe des méthodes de mesure de la perméabilité au laboratoire

Notre objectif était de mettre en œuvre deux types de mesures :

- Mesure en régime permanent par l'essai à charge constante et l'essai à charge variable. Ils sont réalisés au laboratoire des sciences et technique de l'eau (LSTE) à l'université de Mascara;
- Mesure en régime non permanent en utilisant la méthode par impulsion « pulse transient method ».

L'essai à charge constante devait permettre de vérifier la validité de la loi de Darcy pour les roches étudiées. L'essai à charge variable est réalisé une fois le régime permanent établi. Et l'avantage principale de la méthode par impulsion est la rapidité : les valeurs de la perméabilité des sols peuvent être obtenues dans quelques minutes ou quelques heures. D'autre part, Les résultats de mesure obtenus en laboratoire vont permettre de contrôler ceux obtenus in-situ.

Le principe de ces deux méthodes de mesure a été décrit au chapitre II (II.2).

#### IV.8.3. Conception et réalisation du perméamètre à paroi rigide

Le perméamètre est conçu de manière à pouvoir mettre en œuvre deux méthodes de mesure de la perméabilité : mesure à charge constante et à charge variable. Les composantes principales du perméamètre sont représentées schématiquement sur la figure IV-43.

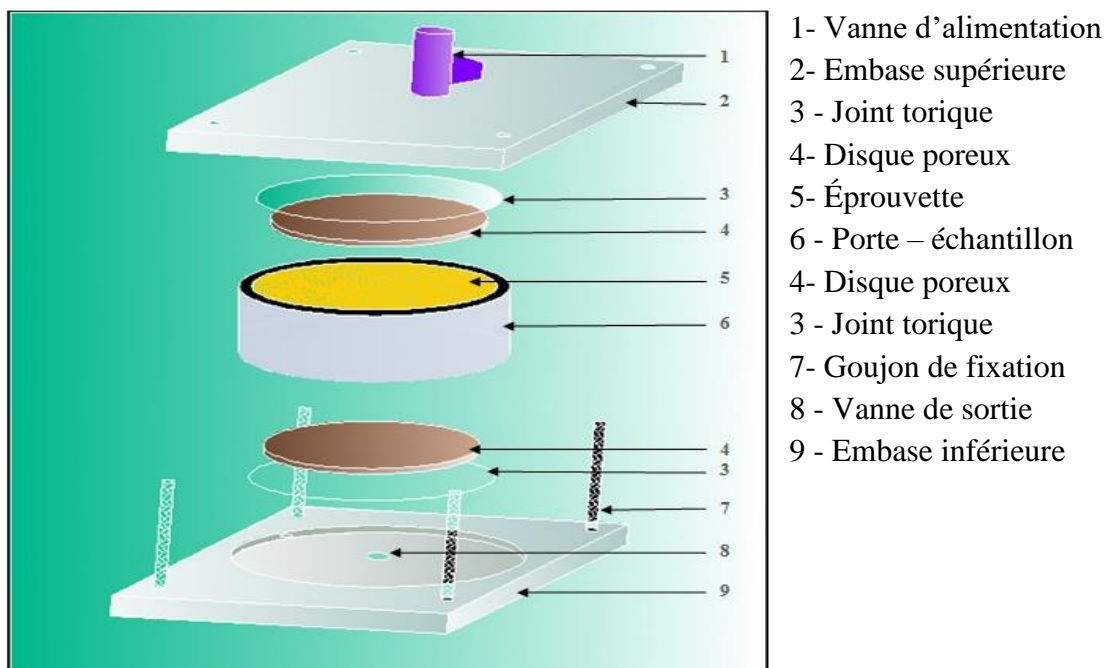


Figure IV-43: Schémas de principe du perméamètre à paroi rigide.

Le porte échantillon a été fabriqué à partir d'un bloc plein de Teflon par tournage à l'atelier de mécanique de l'université de Mascara. Le diamètre intérieur du perméamètre, correspond à celui des carottes, est de 78 mm et sa hauteur est de 90 mm [Figure IV-44].



**Figure IV-44: Fabrication du porte-échantillon (03/2022).**

Les deux embases supérieure et inférieure ont été fabriquées à partir d'une plaque de polyamide [Figure IV-45].



**Figure IV-45: Fabrication des embases (03/2022).**

La circulation de l'eau entre les deux extrémités de l'échantillon se fait par un trou qui servira à placer une alimentation en eau sur la face supérieure de l'échantillon et un autre pour récupérer l'eau sortante à la face inférieure [Figure IV-46].



**Figure IV-46: Perforation des embases pour assurer la circulation de l'eau (03/2022).**

Les goujons de fixation sont placés sur l'embase inférieure. Afin d'éliminer les fuites d'eau et assurer l'étanchéité du perméamètre, des rainures ont été ré-usinées sur la surface des deux embases en contact avec le porte-échantillon [Figure IV-47].



**Figure IV-47: Ré-usinage des rainures (03/2022)**

#### IV.8.4. Procédure expérimentale

La figure IV-48 représente une vue d'ensemble du dispositif expérimental utilisé dans ce projet.



**Figure IV-48: Dispositif expérimental utilisé (03/2022).**

L'échantillon à étudier est découpé dans la carotte de roche à la hauteur de 70 mm [Figure IV-49] puis il est placé dans l'anneau du perméamètre. Afin de garantir une répartition homogène de l'eau sur toute la surface de l'échantillon, une couche de sable d'un centimètre d'épaisseur est placée de part et d'autre de l'échantillon. Cette couche joue le rôle de pierre poreuse.



**Figure IV-49: Préparation de l'échantillon de roche testé (03/2022).**

Des papiers filtres préalablement saturés d'eau de type whatman sont insérés à l'interface sable-embase pour éviter la dispersion des particules de sable dans les tuyaux [Figure IV-50].



**Figure IV-50: Mise en place de la couche de sable et des papiers filtre (03/2022).**

Des papiers filtres préalablement saturés d'eau de type whatman sont insérés à l'interface sable-embase pour éviter la dispersion des particules de sable dans les tuyaux [Figure IV-51].



**Figure IV-51: Mise en place d'un joint pour renforcer l'étanchéité du système (03/2022).**

Le perméamètre ainsi monté est relié à sa face supérieure par un tube souple à une bouteille de Mariotte [Figure IV-52]. Cette dernière, fixée sur une planchette, peut coulisser verticalement afin d'imposer une charge hydraulique constante «  $h_0$  ». Le début de l'essai est défini dès la mise en contact de la face supérieure de l'échantillon avec l'eau. Le volume d'eau qui a traversé l'échantillon de roche est récupéré à la face inférieure du perméamètre.



Figure IV-52: Montage de l'essai (03/2022).

#### IV.8.5. Programme expérimental réalisé

La méthode de mesure à charge constante est délicate à mettre en œuvre pour l'étude des roches de faible perméabilité. En effet, elle requiert des conditions expérimentales très contrôlées du fait des durées de mesures pouvant atteindre plusieurs jours et de la grande influence des fuites qui peuvent apparaître dans le dispositif expérimental. A la fin de cet essai, un essai à charge variable a été effectué.

Pour comparer les résultats à ceux de l'essai en régime permanent, il était nécessaire d'effectuer le pulse test sur le même échantillon de roche. La méthode consiste à soumettre l'échantillon de sol d'épaisseur connue à une pression instantanée à l'une de ses extrémités (appelée réservoir supérieur). L'observation de la dissipation de la pression en fonction du temps permet la détermination de la perméabilité.

La disposition générale des appareillages est la même que celle utilisée dans l'essai en régime permanent. Les éléments essentiels sont [Figure IV-53]:

- Un perméamètre ;
- Trois contrôleurs pression-volume ;
- Un capteur de pression branché à la base de l'échantillon ;
- Des réservoirs d'injection d'eau.



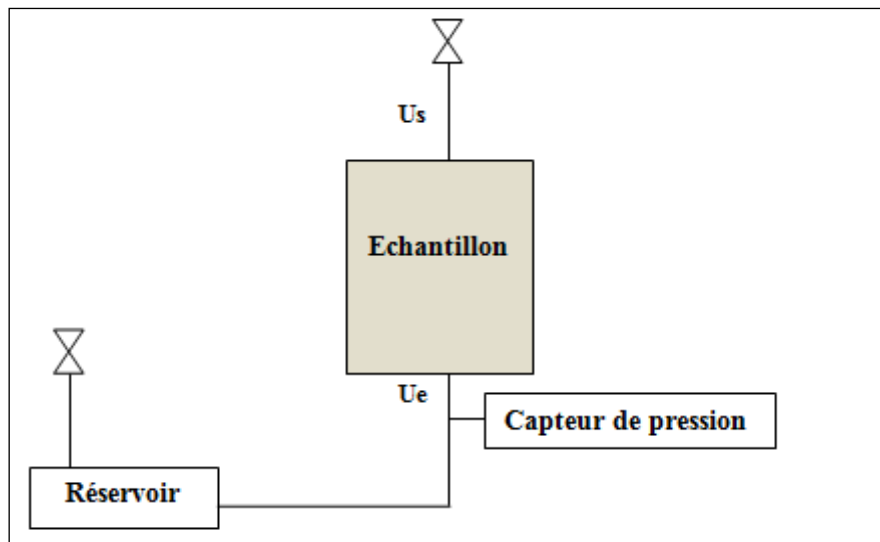


Figure IV-53: Principe du « Pulse Test ».

Le programme expérimental réalisé est résumé sur le tableau IV-1.

Tableau IV-2: Programme expérimental réalisé.

Régime	Essai	Charge hydraulique « h »	Gradient hydraulique	Incrément de charge
Permanent	Charge constante	Constante = 60 cm	10.71	/
	Charge variable	Charge maximale appliquée au début de l'essai = 125 cm	/	6 cm
Non-permanent	Pulse test	Charge initiale = 2m = 20 KPa		

## IV.9. Résultats et discussions

### IV.9.1. Essai à charge constant

La première phase de l'essai consiste en la saturation de l'échantillon. Pour la première série d'essai « essai à charge constante », Les volumes sont suivis dans le temps ainsi les débits sont calculés. Les graphiques des figures IV-54 et IV-55 montrent l'évolution temporelle des volumes et débits d'eau entrants et sortants dès l'échantillon. On constate que le volume augmente au début de l'essai et tend vers un palier de stabilisation. Ce palier correspond à l'établissement du régime d'écoulement permanent. Les sauts observés sur les courbes correspondent aux moments où l'essai est arrêté la nuit. Le régime d'écoulement permanent est atteint au bout de 173 h soit environ une semaine.

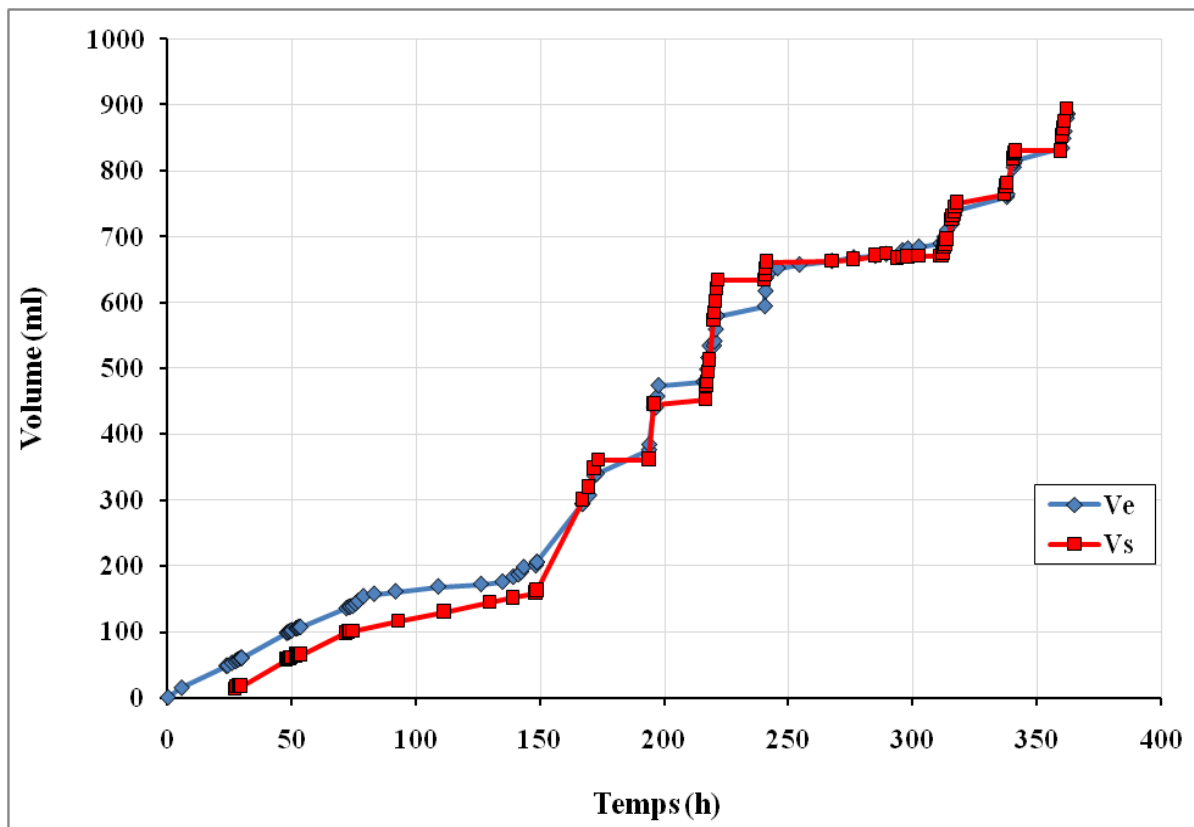


Figure IV-54: Evolution temporelle des volumes.

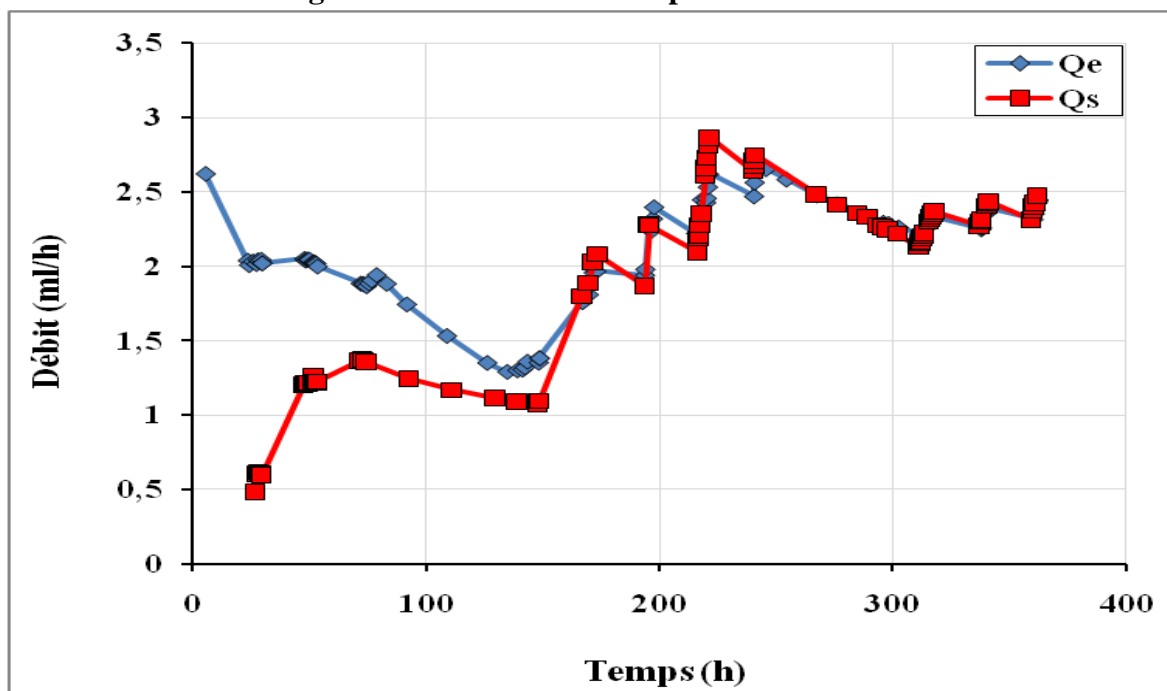


Figure IV-55: Evolution temporelle des débits.

Nous représentons sur la figure IV-56 les résultats de calcul de la perméabilité à partir des volumes d'eau infiltrés dans l'échantillon de roche en appliquant la loi de Darcy.

$$v = k * i$$

Avec

v: vitesse d'écoulement (m/s) ;

k : Coefficient de perméabilité (m/s) ;

i : Gradient hydraulique.

La représentation de la perméabilité en fonction de la durée de l'essai permet d'en déduire une cinétique à travers un diagramme  $k = f(t)$ . Ces cinétiques sont représentées sur la figure IV-56. On constate une décroissance de la perméabilité calculée à partir des volumes d'eau entrant dans l'échantillon. Cette décroissance est liée à la première phase de saturation. Puis, on note une tendance vers un palier de stabilisation qui représente l'établissement du régime d'écoulement permanent. La perméabilité est calculée sur ce palier et est égale à  $1,3 \cdot 10^{-8}$  m/s.

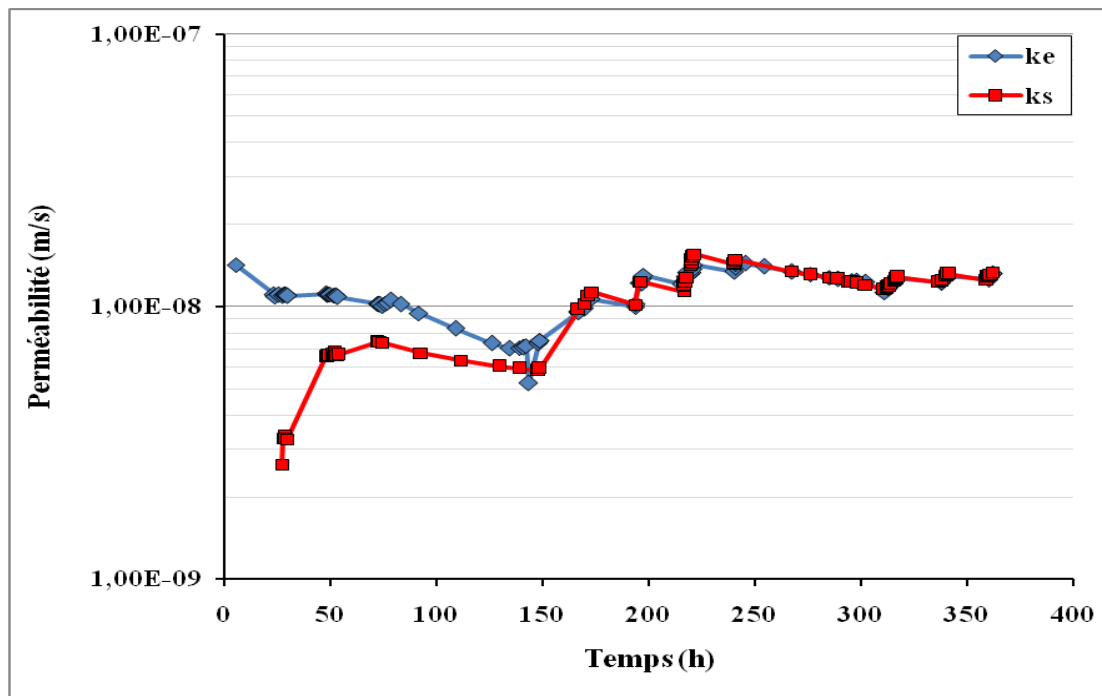


Figure IV-56: Evolution temporelle de la perméabilité.

#### IV.9.2. Essai à charge variable

Les résultats de perméabilité présentés sur la figure IV-57 correspondent à l'essai de mesure à charge variable. Nous rappelons que les calculs ont été effectués en utilisant la formule suivante :

$$k = 2,3 \frac{a}{A} \frac{L}{(t_2 - t_1)} \log \frac{h_1}{h_2}$$

Avec :

- A : Section de l'échantillon ( $m^2$ ) ;  
 a : Section du tube ( $m^2$ ) ;  
 $t_i$  : Temps d'écoulement à l'instant « i » (s) ;  
 L : Longueur de l'échantillon (m) ;  
 $h_i$  : Charge hydraulique à l'instant  $t_i$  (m).

Les résultats montrent une cinétique similaire à celle observée pour la perméabilité mesurée à charge constante. Elle décroît puis tend vers un palier de stabilisation. La perméabilité est calculée sur ce palier. Elle est égale à  $2,5.10^{-8}$  m/s.

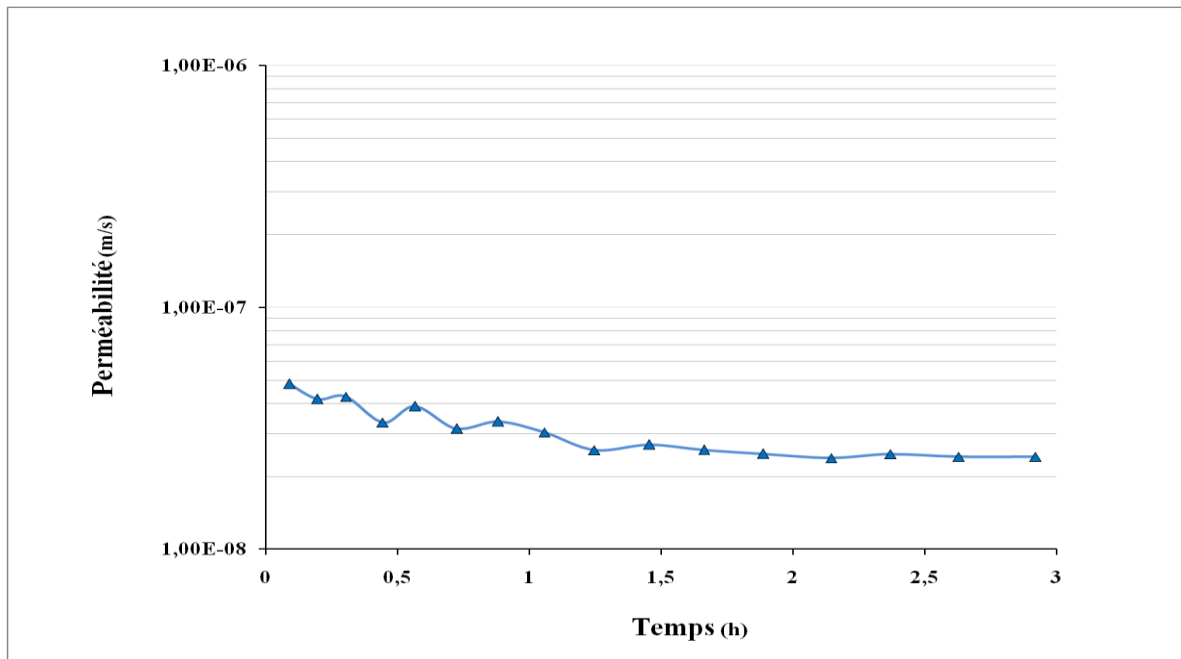
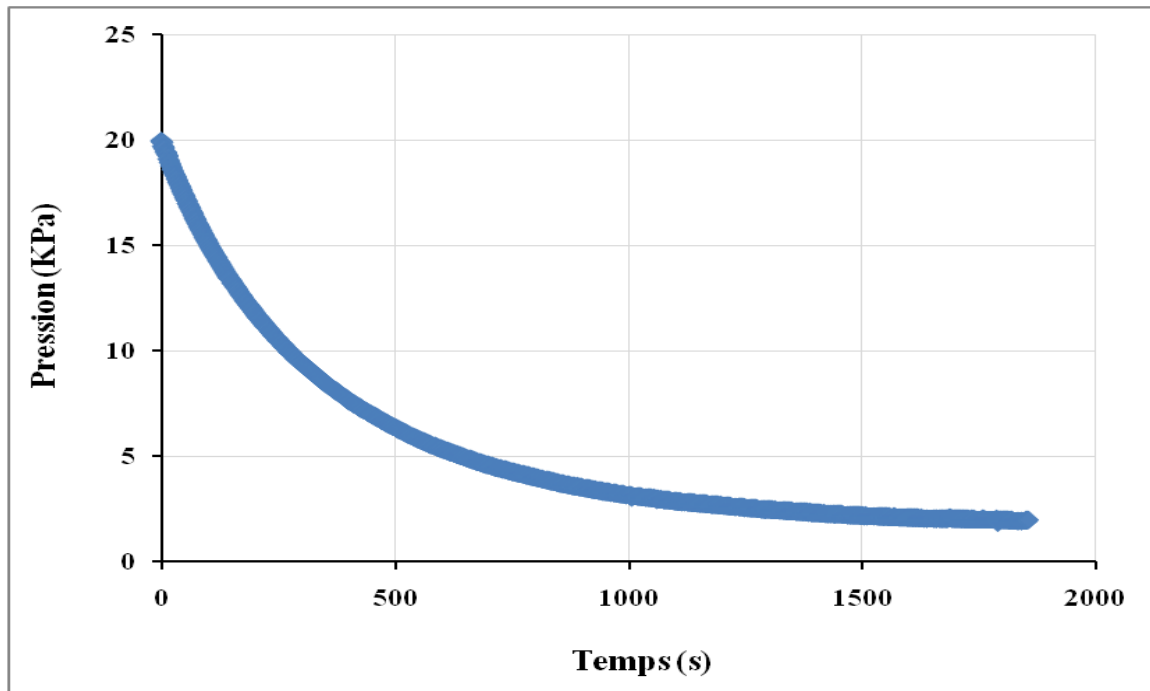


Figure IV-57: Evolution temporelle de la perméabilité mesurée à charge variable.

### IV.9.3. Pulse test

Les résultats obtenus sur l'échantillon de sol en régime non-permanent lors de l'essai pulse sont représentés sur les figures IV-58 et IV-59. La figure IV-58 représente la courbe de dissipation du choc impulsionnel réalisé ( $\Delta u_w = 20$  KPa). On remarque que la pression chute jusqu'à une stabilisation à une valeur inférieure ( $\leq 5$  KPa) à la pression initiale appliquée. La pression évolue logiquement.



**Figure IV-58: Evolution de la pression en fonction du temps.**

L'interprétation de l'essai pulse est basée sur l'analyse de l'évolution de la vitesse d'infiltration déduite de la dissipation de la pression en fonction du temps. La méthode consiste donc à estimer d'abord le volume d'eau infiltré en fonction du temps. Entre l'instant  $t$  et l'instant  $t+\Delta t$ , celui-ci est donnée par :

$$\Delta V_w = V_w \times \Delta u_w \times C$$

Avec :

$C$  : coefficient de compressibilité de l'eau (1/KPa) ;

$V_w$  : volume d'eau initiale ( $m^3$ ) ;

$\Delta V_w$  : volume d'eau infiltré ( $m^3$ ) ;

$\Delta u_w$  : variation de la pression de l'eau pendant le temps  $\Delta t$  (KPa).

Le débit d'infiltration est ensuite déduit de l'expression suivante sur l'intervalle de temps  $\Delta t$  :

$$Q = \frac{\Delta V_w}{\Delta t}$$

Avec :

$Q$  : débit d'infiltration ( $m^3/s$ ) ;

$\Delta t$  : intervalle de temps (s).

A tout moment, une valeur de perméabilité  $k$  peut être calculée à partir de la loi de Darcy en considérant le débit  $s'$  s'écoulant sous la charge hydraulique moyenne pendant l'intervalle de temps considéré.

$$k = \frac{V}{i} = \frac{Q}{i \times S}$$

Avec :

$V$  : vitesse d'infiltration (m/s) ;

$Q$  : débit d'infiltration (m<sup>3</sup>/s) ;

$S$  : section de l'échantillon (m<sup>2</sup>) ;

$i$ : gradient hydraulique.

Le gradient hydraulique est donné par l'expression suivante :

$$i = \frac{\text{différence de charge}}{\text{chemin parcouru dans l'échantillon}}$$

$$i = \frac{he - hf + Zf(t)}{Zf(t)}$$

Avec :

$Z_f$  : profondeur du front d'humidification au temps  $t$  (m) ;

$he$  : charge hydraulique à l'entrée (m) ;

$hf$  : charge hydraulique au niveau du front d'humidification (m).

Dans le cas d'un échantillon saturé, le front d'humidification représente toute la hauteur ( $H$ ) de l'échantillon ( $Z_f=H$ )

$$i = \frac{he + H}{H}$$

L'expression du coefficient de perméabilité devient :

$$k = \frac{\Delta V_w \times H}{\Delta t \times S \times (he + H)}$$

La perméabilité a été déduite de la courbe de dissipation et représentée sur la figure IV-59. La valeur de la perméabilité calculée à partir des incréments de temps  $\Delta t$  présente une dispersion bien marquée dans les premières dizaines de secondes suivies d'une tendance vers un palier de stabilisation de ces fluctuations au bout de 1100 secondes environ. Nous avons

estimés la valeur de la perméabilité moyenne en ne retenant que le palier de stabilisation. La perméabilité est calculée sur ce palier. Elle est égale à  $2,28 \cdot 10^{-8}$  m/s.

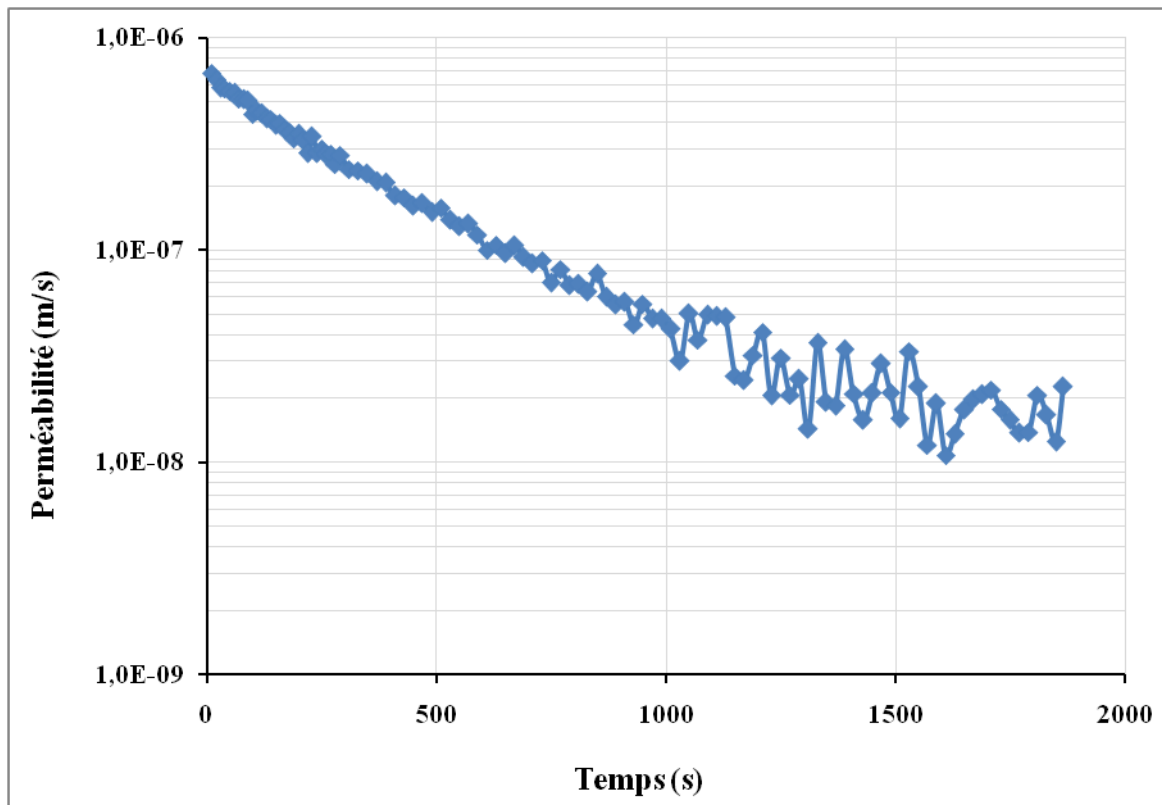


Figure IV-59: Evolution de la perméabilité en fonction du temps.

#### IV.10. Comparaison des résultats

Pour le même échantillon de roche, nous avons effectué des mesures de perméabilité en laboratoire en deux régimes différents (permanent et non-permanent) avec trois méthodes différentes «à charge constante, à charge variable et par la méthode d'impulsion». Les résultats obtenus ont été ensuite comparés à celui obtenu par la mesure in-situ «Essai lugeon». L'objectif est la mise en œuvre de mesures comparatives entre les différentes méthodes testées. Ces mesures sont résumées sur le diagramme de la figure IV-60.

On note un décalage entre les valeurs obtenues au laboratoire mais celles-ci restent du même ordre de grandeur.

Les mesures réalisées au laboratoire ont conduit à des résultats sensiblement identiques. L'ordre de grandeur est conservé. Ces résultats sont en concordance avec ceux de la littérature (Chapitre II, figure II-16). Ils montrent le caractère très peu perméable de la roche testée [Figure IV-43]. Par ailleurs, on note un écart important entre les mesures au laboratoire et in-situ. On note un rapport de perméabilité au laboratoire et in-situ, allant de 567 jusqu'à 603. Selon Brace (1984), pour les roches, on admet des écarts de perméabilité allant de 1 à 10. La forte valeur de perméabilité observée, à cette profondeur de l'étude, caractérise un sol très perméable et ne correspond pas à la nature de roche étudiée. La comparaison de cette valeur

avec les mesures réalisées en laboratoire permet de confirmer l'hypothèse de l'existence d'un conduit karstique ou caverneux dans cette zone. Ce dernier est en relation directe avec les résurgences apparues. Des travaux d'injection sont nécessaires pour le traitement de cette zone.

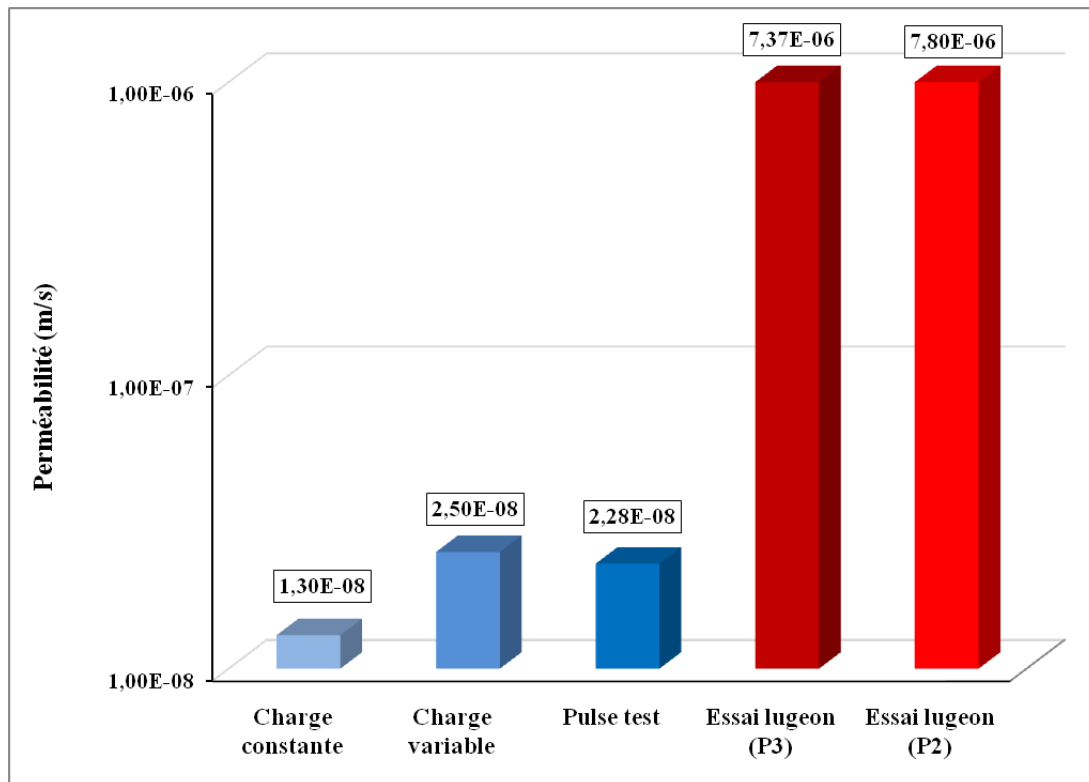


Figure IV-60: Comparaison des résultats de perméabilité.

## Conclusion

L'étude du problème des fuites d'eau au niveau des barrages relève d'une très grande importance, vu les risques engendrés sur la stabilité des barrages, mais aussi sur les pertes en eau, dont l'importance est primordiale pour les zones où cette ressource se fait rare, à l'instar des zones semi arides particulièrement en Algérie.

Le problème des fuites d'eau au niveau des barrages Algériens est dû à la présence des zones qui sont, du point de vue stratigraphique et structurale, fragile favorables aux infiltrations préférentiels d'eau provoquant des fuites. En effet, la stratification étant de faible épaisseur, le site de barrage d'El Chorfa testé (5 m ou 2.5 m) englobent donc plusieurs couches : la perméabilité n'est donc pas forcément la perméabilité de la couche ou des couches, mais une perméabilité liée aux systèmes de fissuration et aux discontinuités inter-stratifiées.

La réduction des pertes d'eau est basée sur l'application de différentes techniques dont, parmi celles-ci, l'imperméabilisation des sols (Turkmen, 2003). Le prochain chapitre s'intéresse à cette technique : l'injection du coulis (ciment + bentonite) dans le sol rocheux de site d'implantation du barrage d'El Chorfa, afin de garantir la stabilité du barrage.



**CHAPITRE V : TRAITEMENT DES FUITES DANS LE BARRAGE  
D'EL CHORFA**

## V.1. Introduction

Le problème des fuites d'eau est caractérisé par sa complexité. Il touche la majorité des barrages à travers le monde et ne peut être étudié de la même façon. Les travaux qui ont été élaborés par les différents chercheurs (chapitre I) ont montré les difficultés pour aboutir à un résultat final fiable. Les techniques de traitement des fuites d'eau, à travers les barrages poids, les plus utilisées sont les injections. Le voile d'injection reste l'unique remède à ce problème.

Le barrage d'El Chorfa est l'un des barrages algériens fortement sujets aux problèmes de fuite d'eau à travers les fondations et les berges. Pour réduire ces fuites d'eau, une campagne d'injection a été programmée. Un coulis (ciment-bentonite) a été injecté.

Dans ce chapitre, nous présentons les résultats des mesures d'essais d'injection réalisés dans le cadre des travaux de confortement du barrage « El Chorfa ». Le but essentiel de cette campagne d'essai est de remédier aux fuites d'eau qui menace la sécurité ainsi que les fonctions que doit remplir ce barrage. Les caractéristiques du coulis injecté, le matériel utilisé ainsi que les résultats obtenus sont détaillés.

## V.2. Essais de Contrôle de coulis

Des essais de contrôle sont réalisés afin de déterminer les caractéristiques rhéologiques du coulis à savoir la viscosité, la densité et la décantation d'une part. D'autre part, des essais en écoulement sont également réalisés afin de déterminer le type de fluide injecté, son comportement et le modèle rhéologique décrivant ce coulis, ces essais sont réalisés au laboratoire de la rhéologie, transport et traitement des fluides complexes à l'université des sciences et technologie d'Oran, USTO-MB.

### V.2.1. Matériaux et appareillage

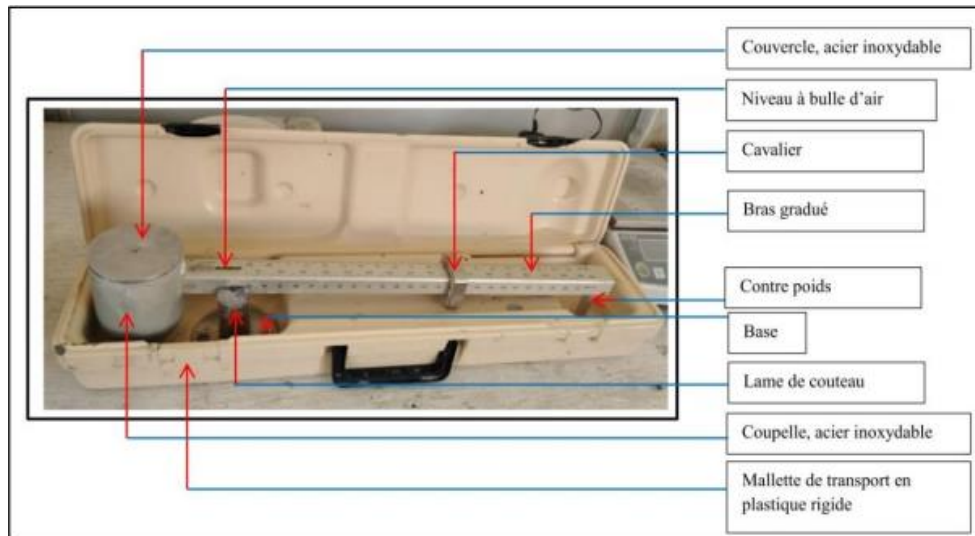
Les matériaux utilisés dans la composition du coulis sont :

- Ciment CRS : Le Ciment CRS (ciment résistant aux sulfates) est fabriqué par la société Lafarge Holcime situé dans la région Hammam Dalàa wilaya de M'SILA. Il est constitué de 95% de clinker. Des constituants secondaires (de 0 à 5%) peuvent être incorporés dans ce ciment tel que les sels minéraux anhydres instables (en particulier silicates et aluminates de chaux). Du sulfate de calcium sous forme de gypse est rajouté en tant que régulateur de prise.

-L'argile utilisée est une bentonite qui provient du forage de MAGHNIA (ouest d'Algérie) et commercialisée par la Société ENOF.

L'appareillage utilisé pour les différents essais de caractérisation est :

-La densité est mesurée à l'aide d'un densimètre ou balance Baroïde. On procède en versant une quantité de coulis dans le récipient du densimètre jusqu'au débordement puis on remet le couvercle en éliminant l'air contenu dans la tasse [Figure V-1]. La lecture se fait directement sur la tige graduée.



**Figure V-1: Densimètre (Mesure de la densité des fluides).**

-La décantation est mesurée avec des éprouvettes graduées de 2L [Figure V-2], et la lecture se fait chaque heure. Le taux de décantation est exprimé en pourcentage (chaque graduation représente 1%).



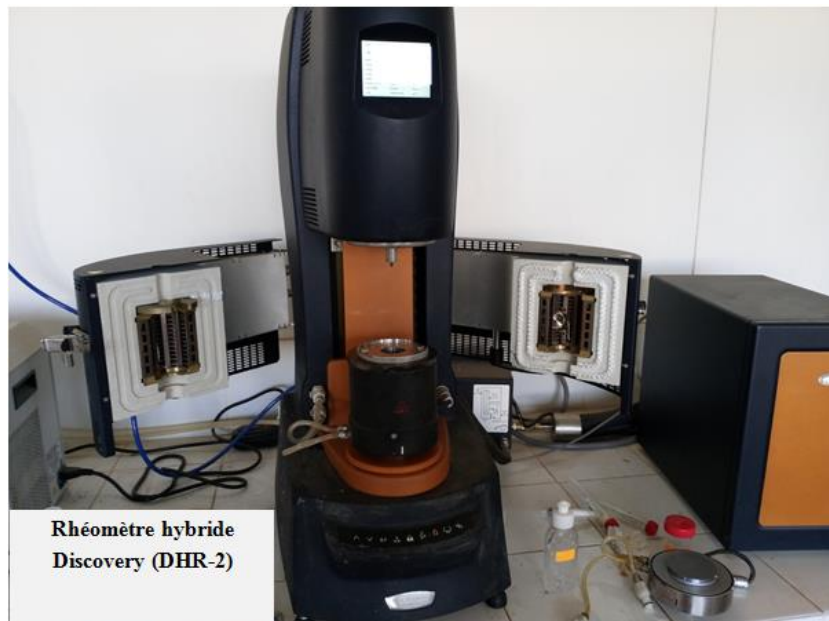
**Figure V-2: Mesure de la décantation.**

-Pour la mesure de la viscosité, le principe de l'essai consiste à mesurer la vitesse d'écoulement du coulis avec un cône de Marsh. [Figure V-3]. On utilise un entonnoir avec une sortie calibrée de 4mm, une quantité de 1L est versée dans un récipient gradué et on mesure le temps nécessaire à son écoulement à l'aide d'un chronomètre.



**Figure V-3: Cône de Marsh (Mesure de la viscosité).**

-Toutes les mesures rhéologiques ont été effectuées à l'aide d'un rhéomètre hybride Discovery (DHR-2) [Figure V-4] qui est un rhéomètre à cisaillement rotatif doté d'une gamme d'options de mesure, notamment la viscosité, la contrainte de cisaillement...etc. Il est piloté par le logiciel TRIOS. Il dispose d'un système Peltier de contrôle de température qui permet d'avoir une réponse très rapide à tout changement de température.



**Figure V-4: Rhéomètre hybride Discovery (DHR-2) (29/10/2023).**

L'unité utilisée est une cellule spécifique pour les matériaux de construction, de forme cylindrique [Figure V-5]. Le coulis est versé dans une coupelle à cylindres concentriques. Le mouvement de coulis par rotation est assuré par un rotor anti-abrasion robustes spécialement conçus pour tester des échantillons à grandes particules, tels que les boues et les mélanges de béton. Le rotor à aubes, la cage à claire-voie et la coupelle de grand diamètre favorisent un mélange adéquat de l'échantillon tout en l'empêchant de glisser des surfaces de la coupelle et du rotor [Figure V-6].

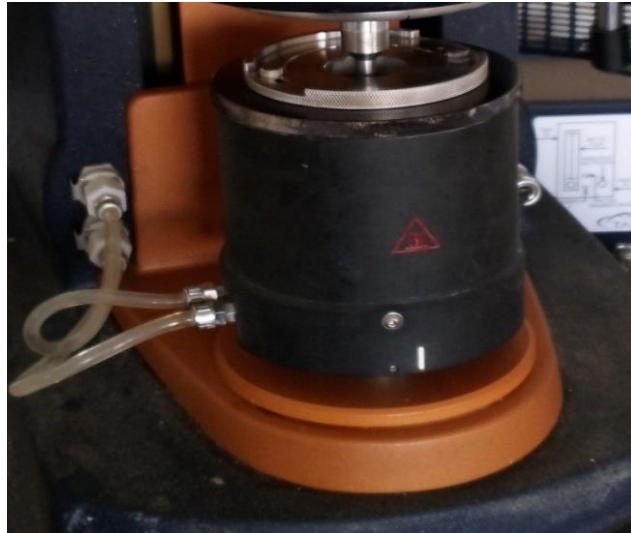


Figure V-5: Cylindre concentrique Peltier : l'unité utilisée pour les essais (29/10/2023).

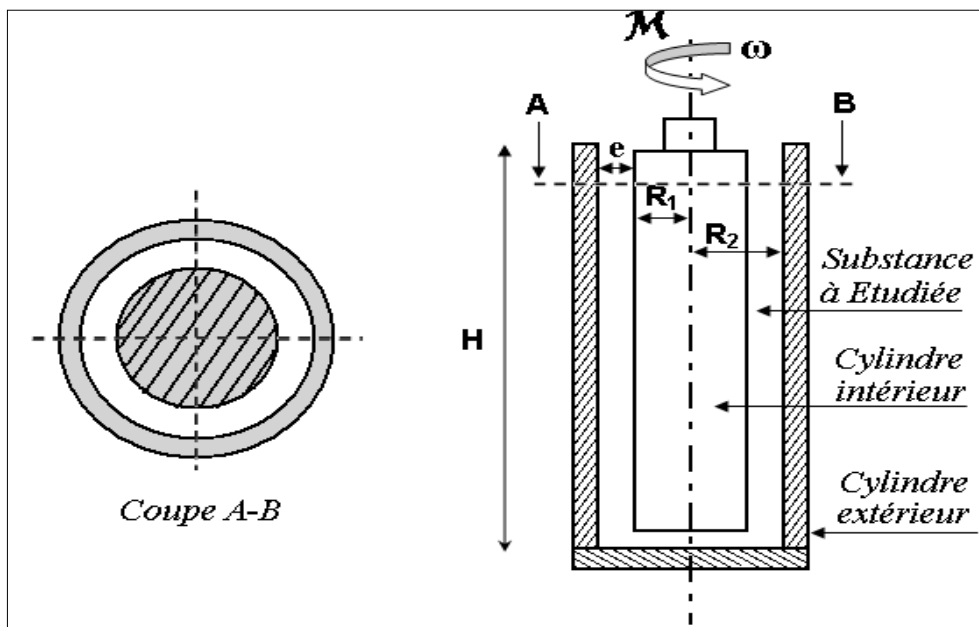


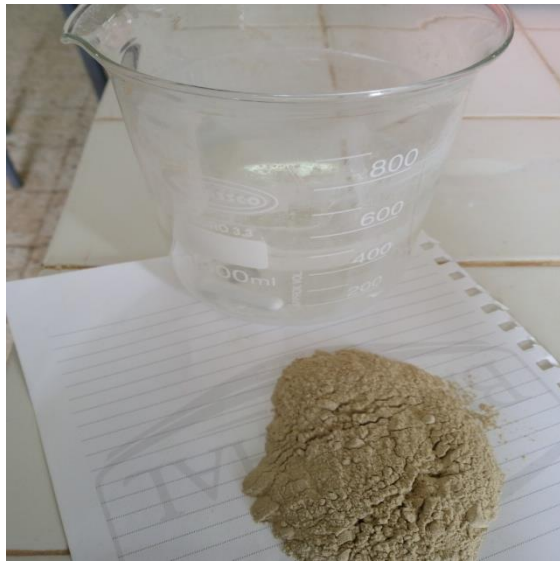
Figure V-6: Schéma explicatif d'un cylindre concentrique (intérieur rotatif).

### V.2.2. Mode opératoire

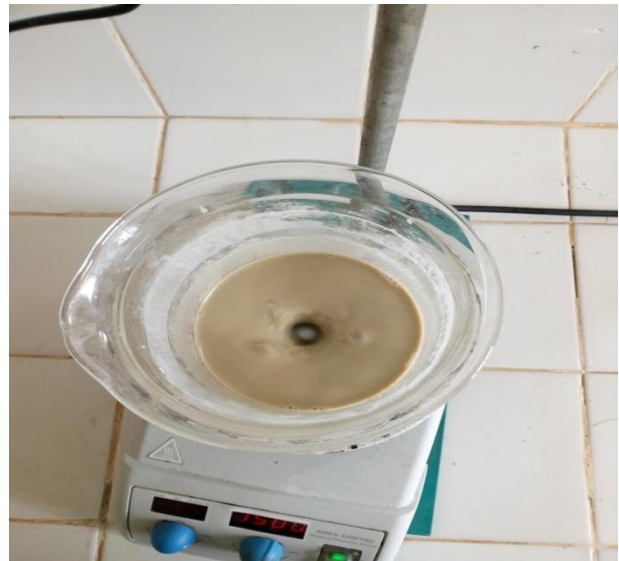
Pour préparer la suspension de bentonite de référence (2%), nous procédons comme suit : Dans un premier temps, une quantité d'eau déminéralisée, préalablement déterminée, est soumise à une agitation. La bentonite à la concentration voulue, est alors versée par petites quantités dans cette eau pour éviter la formation d'agrégats. Pour assurer une bonne homogénéisation, le système obtenu est soumis à une agitation continue pendant ¼ heure.

Les mélanges "ciment-bentonite " sont préparés de la même manière que nous venons de décrire ci-dessus. Nous préparons simultanément une suspension de bentonite [Figure V-7] et une solution de ciment CRS [Figure V-8] aux concentrations voulues. Après ¼ heure

d'agitation, la solution de ciment est ajoutée à la suspension de bentonite de base. Le mélange ainsi obtenu est agité pendant ¼ heure avant de passer à l'essai.

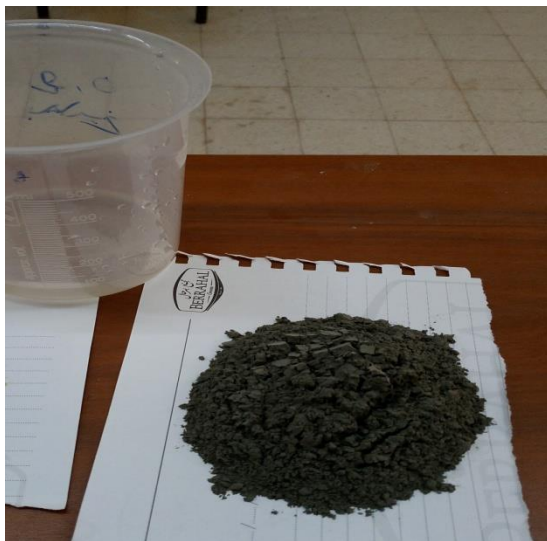


Poudre de bentonite



L'agitation de mélange bentonite+eau

**Figure V-7: Préparation du mélange de la bentonite (29/10/2023).**



Poudre de ciment CRS



L'agitation de mélange ciment+eau

**Figure V-8: Préparation du mélange de ciment (29/10/2023).**

Le tableau V-1 représente les différentes quantités des matériaux utilisées pour la préparation des coulis testés.

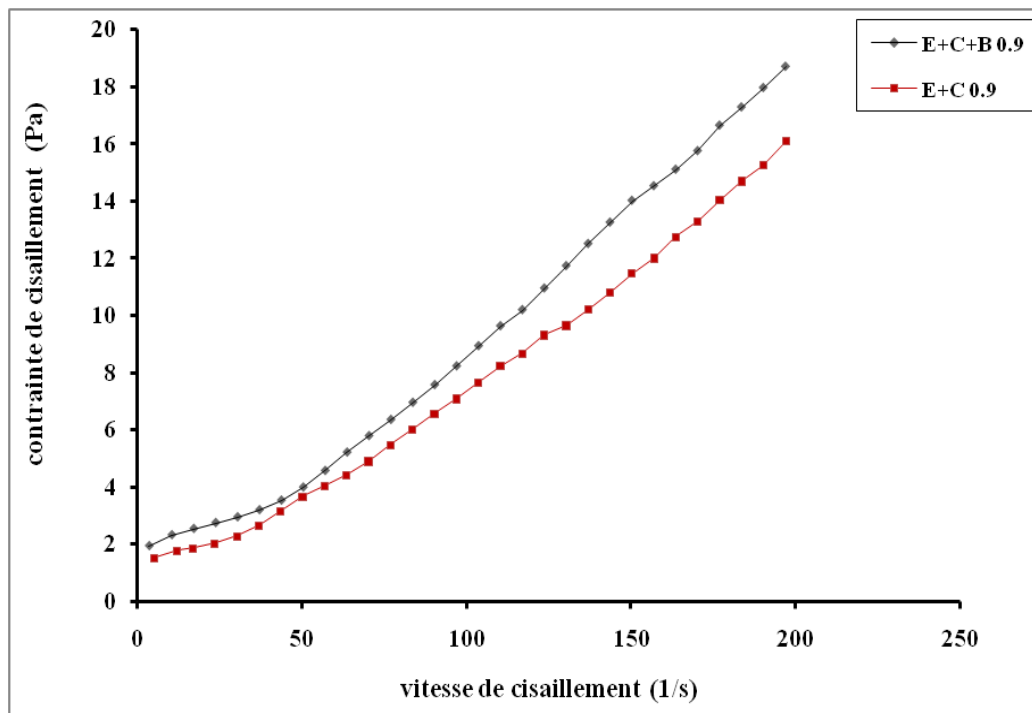
**Tableau V-3: Quantités des matériaux utilisées pour la préparation des coulis testés.**

Rapport E/C	Quantités des produits utilisés en gramme (g)		
	Eau	Ciment	Bentonite
0,9	90	100	2
0,7	70	100	2
0,65	65	100	2

### V.2.3. Les caractéristiques rhéologiques des différents coulis testés

Les résultats des essais d'écoulement réalisés sur les coulis eau-ciment et eau-ciment-bentonite sont illustrés sur les figures [V-9 et V-10].

L'analyse des courbes de la variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la vitesse du cisaillement [figure V-9] montre que les coulis ont un comportement non newtonien avec une contrainte seuil. On constate également que cette valeur augmente avec l'ajout de la bentonite : 1,53 Pa sans bentonite et 1,94 Pa avec bentonite. On note également que l'écart entre les deux courbes devient minimale à la vitesse  $50 \text{ s}^{-1}$ . Au-delà de cette vitesse, l'écart entre les deux courbes augmente. La contrainte de cisaillement de mélange eau-ciment-bentonite devient supérieur à celle du mélange eau-ciment.



**Figure V-9: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la vitesse de cisaillement des coulis(E+C) et (E+C+B).**

Les rhéogrammes de la figure V-10 montre une évolution décroissante de la viscosité en fonction de la vitesse de cisaillement. Pour des vitesses inférieure à  $50 \text{ s}^{-1}$ , on note une différence dans les valeurs de la viscosité des deux mélanges avec une valeur maximale de  $0,57 \text{ Pa.s}$  correspondante au mélange « E+C+B ». Au-delà de la vitesse  $50 \text{ s}^{-1}$ , les viscosités apparentes des deux mélanges deviennent quasiment identique.

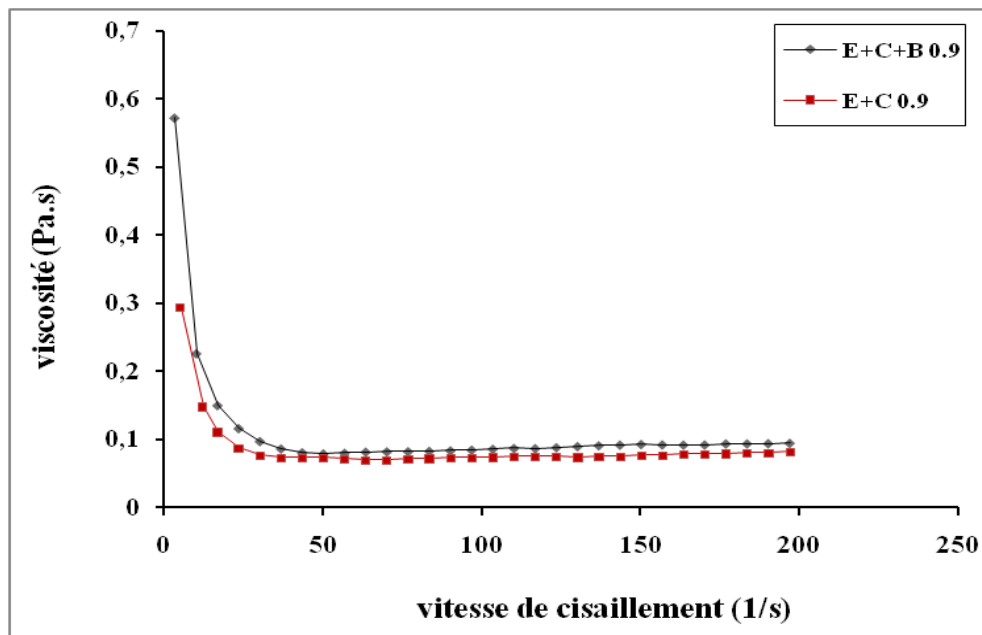


Figure V-10: Variation de la viscosité en fonction de la vitesse de cisaillement des coulis (E+C) et (E+C+B).

Les résultats de l'analyse rhéologiques des mélanges testés (avec et sans bentonite) permettent d'en déduire que la bentonite réduit la sédimentation des particules de ciment et améliore la stabilité du coulis.

Les figures V-11 et V-13 présentent les rhéogrammes des différents coulis contenant la bentonite avec différent rapport E/C (0.65 ,0.7 et 0.9).

La figure V-11, montre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la vitesse du cisaillement. La cinétique des courbes peut être décrite par le modèle de Herschel-Bulkley qui représente une généralisation des modèles de Bingham ( $p=1$ ) et de celui d'Ostwald ( $\tau_0=0$ ) :

$$\tau = \tau_0 + K \times \gamma^p$$

- $\tau_0$  est la contrainte seuil ;
- $K$  étant l'indice de consistance (une constante) ;
- $p$  est l'indice d'écoulement qui représente la déviation avec un fluide newtonien.

On note le caractère de fluide à seuil, ou plastiques avec une contrainte seuil pour les coulis testés. Ces fluides à seuil (plastiques), ne s'écoulent qu'à partir d'une certaine contrainte de sollicitation appelée seuil de contrainte ou seuil d'écoulement [Figure V-12] (TAIBI, 2017). Si la contrainte appliquée au fluide est inférieure à cette contrainte seuil, le fluide ne s'écoule pas. Si la contrainte critique est atteinte, on entre dans le régime liquide. Pour ce type des fluides, les représentations les plus simples et les plus utilisées sont les modèles de Bingham ou d'Herschel-Bulkley.



On note également qu'il y a une relation inverse entre le rapport E/C et la contrainte de cisaillement avec une contrainte maximale correspondante au coulis ayant le rapport E/C=0,65. Ce coulis est le plus dense.

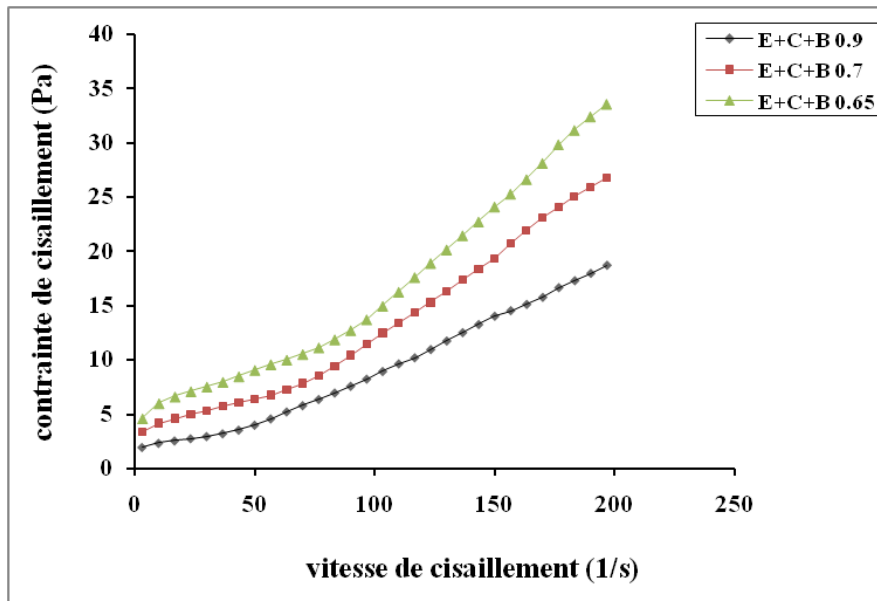


Figure V-11: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la vitesse de cisaillement de différents coulis utilisés.

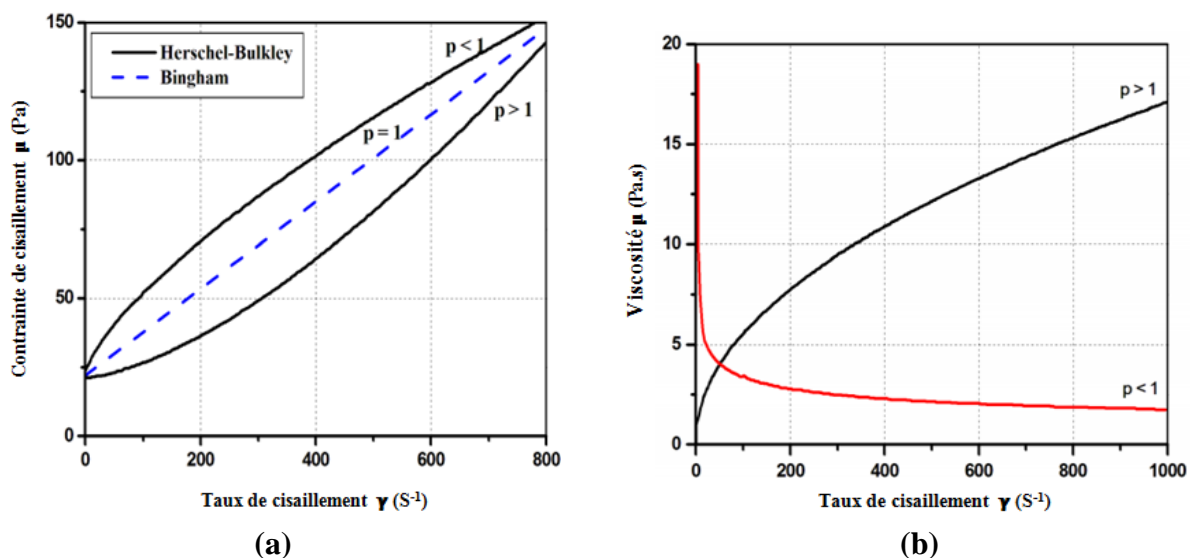


Figure V-12: (a) Courbes d'écoulement en contraintes de cisaillement et (b) Courbes d'écoulement en viscosité (TAIBI, 2017).

La figure V-13 montre que la viscosité des coulis varie inversement avec le rapport E/C pour des vitesses inférieure à 50 s<sup>-1</sup>. Au-delà de cette vitesse, les viscosités deviennent quasiment identiques. La viscosité maximale (1.36 Pa.s) correspond au mélange ayant un rapport E/C= 0,65.

Le coulis ayant un rapport E/C de 0.65 est le plus visqueux, il sera utilisé dans le cas où l'épaisseur des fissures devient importante. En effet, dans le cas des fortes absorptions de coulis dans un forage où l'épaisseur des fissures est importante, la technique d'injection classique est appliquée, elle permet des épaissements de coulis à des rapports E/C plus bas.

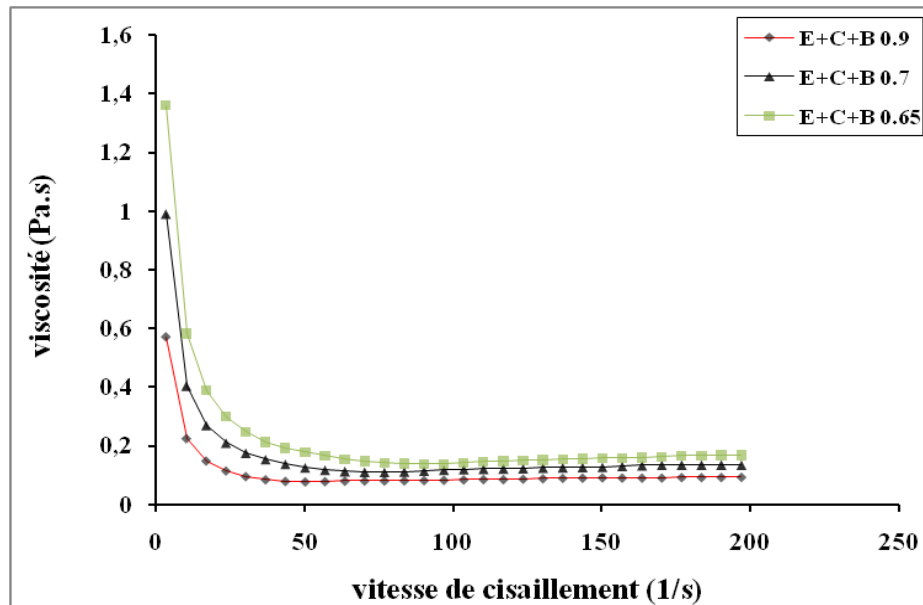
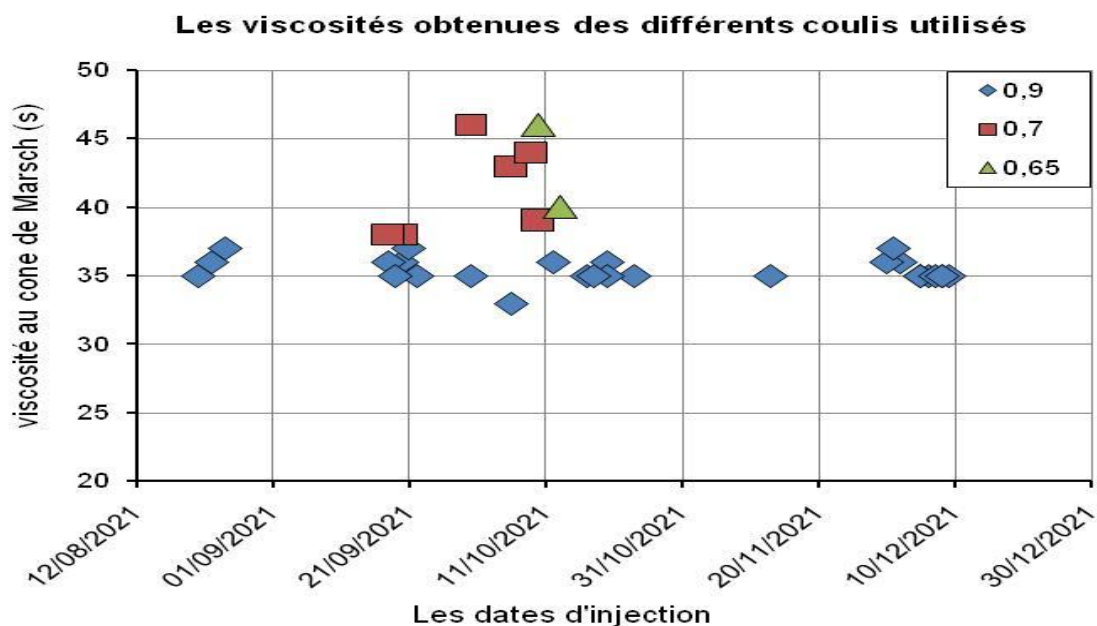


Figure V-13: Variation de la viscosité en fonction de la vitesse de cisaillement pour les différents coulis utilisés.

Les paramètres rhéologiques, des différents coulis utilisés, à savoir la densité, la décantation et la viscosité au cône de March ont été contrôlés lors des opérations d'injection [Figure V-14]. On constate que le coulis eau-ciment bentonite (E+C+B) est un coulis stable et permet d'obtenir des caractéristiques rhéologiques constantes avec une densité comprise entre 1,50 et 1,70 g/c, une décantation minimale inférieure à 5% en 2h et une viscosité comprise entre 33 et 45 secondes.



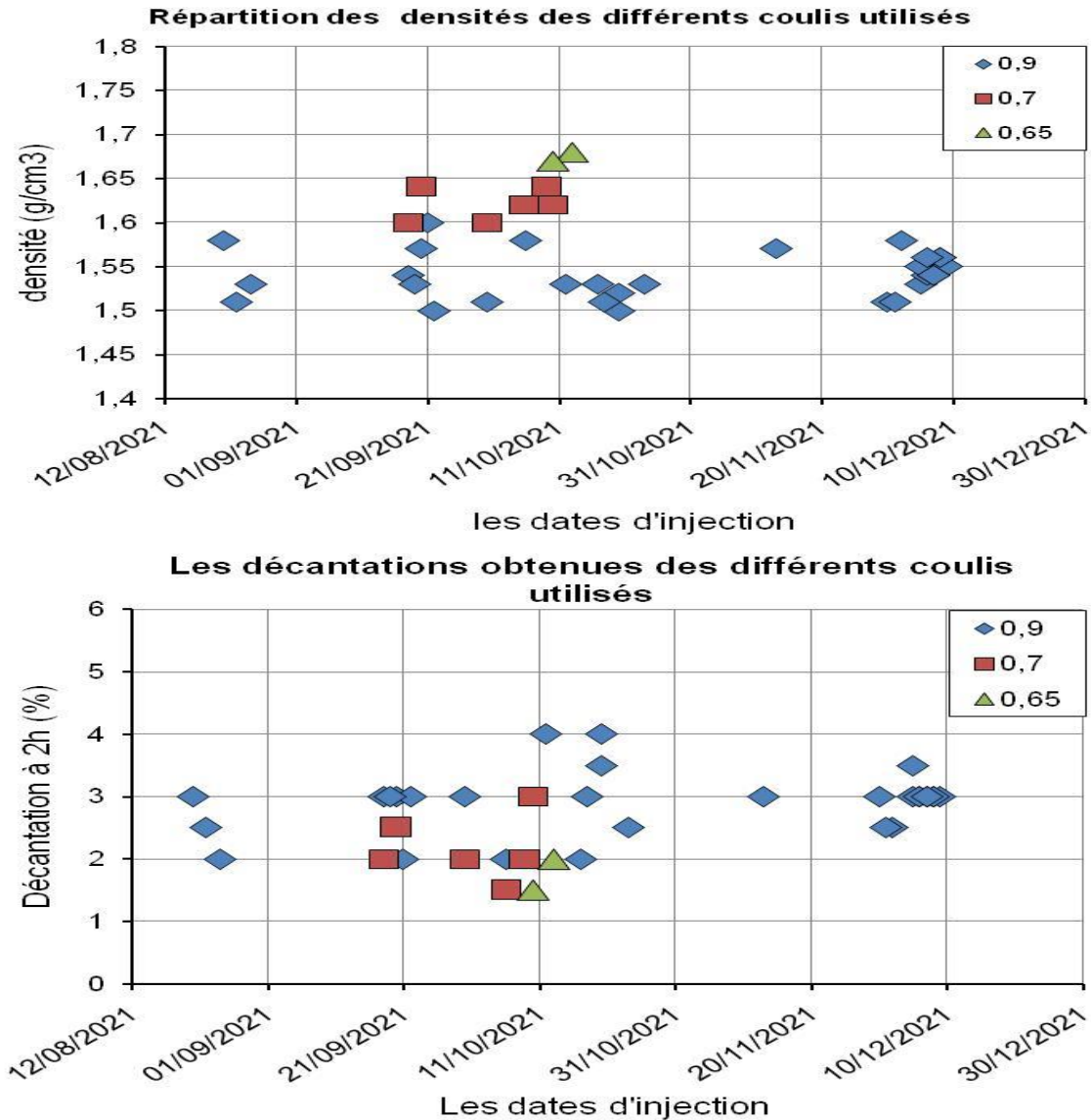


Figure V-14: Caractéristiques rhéologiques obtenues sur les différents coulis utilisés.

Le tableau V-2 présente un récapitulatif des résultats obtenus pour les différents coulis utilisés.

Tableau V-4 : Récapitulatif des résultats obtenus pour les différents coulis utilisés

Rapport E/C	Proportions de mélange			Caractéristiques rhéologiques		
	Eau	Ciment	Bentonite	Viscosité moyenne	Densité moyenne	Décantation moyenne à 2h
	(Kg)	(Kg)	(%)	(s)	(g/cm <sup>3</sup> )	(%)
<b>0,9</b>	90	100	2	35,4	1,54	2,9
<b>0,7</b>	70	100	2	41,7	1,62	2,1
<b>0,65</b>	65	100	2	43	1,67	1,8

### V.3. Les essais d'injection

Dans le cadre du projet de confortement du barrage d'El Chorfa, les travaux de traitement des fuites d'eau consistent à la réalisation des plots d'essai pour le colmatage de ces fuites au niveau de la rive droite, le renforcement de l'étanchéité au niveau de la fondation et la réalisation d'un voile d'étanchéité au niveau de la rive gauche. Le phénomène des fuites d'eau est un problème épineux.

#### V.3.1. Emplacement des travaux d'injection

Le premier plot d'essai (plot I) est situé au niveau de la rive droite. Il a été réalisé dans le but de cerner le comportement des calcaires Tortonien très différenciés, déterminer les paramètres d'injections pour une multitude de situations et définir les moyens humains et matériels qui seront mis en œuvre.

Un deuxième plot d'essai (plot II) a été réalisé pour la réparation et le colmatage de la fuite au niveau de la rive droite. Ce plot d'essai est situé au droit de l'intersection formé par le prolongement du voile en rive droite (l'étanchéité perpendiculaire au corps du barrage) et la continuité du voile principal du barrage (l'étanchéité parallèle le long du corps du barrage).

Pour le renforcement de l'étanchéité de la fondation du barrage, un troisième plot d'essai (plot III) a été réalisé. Le but essentiel est d'étanchéifier les formations tortoniennes médiocre de l'assise du barrage jusqu'à la couche marneuse imperméable de l'Helvétien.

Les plots d'essai : plot IV et plot V sont réalisés au niveau de la rive gauche du barrage. Le but essentiel est la réalisation des voiles d'étanchéité.

#### V.3.2. Matériel mis en œuvre

La réalisation des essais d'injections et les essais d'eau nécessitent trois ateliers distincts :

- Un atelier de forage pour la mise en place d'un tube d'injection métallique ;
- Une centrale de fabrication de coulis ;
- Un atelier d'injection.

##### V.3.2.1. Atelier de forage

Le forage est réalisé à l'aide d'ateliers thermiques de marques STENUICK S440 et TECOINSA TP50, équipés d'outillages adaptés aux sols traversés notamment des taillants et des carottiers ainsi qu'un train de tiges pouvant atteindre les profondeurs souhaitées. La perforation est exécutée en destructif en rotation avec une abondante circulation d'eau pour assurer la bonne évacuation des sédiments de forage. (Geomag, 2022)

Les photos présentées sur la figure V-15 montrent une vue de l'ensemble du matériel utilisé dans l'atelier de forage.



TECOINSA TP50



STENWICK S440



Taillant à dents diamantées

Abondante circulation d'eau lors du  
reforage d'un trou injecté**Figure V-15 : Matériel utilisé dans L'atelier de forage. (ANBT ; Geomag, 2022).**

### V.3.2.2. Centrale de fabrication de coulis

Le coulis d'injection est préparé dans une centrale de préparation de coulis de marque TECNIWEL TWM30 équipée d'un malaxeur  $2\text{m}^3$  et un agitateur de  $4\text{m}^3$  alimenté en ciment par un silo disposé à proximité immédiate à l'aide d'une vis automatique, et en bentonite partir d'un agitateur de  $3\text{m}^3$  permettant l'hydratation précoce de la coulisse mère. La quantité d'eau est mise dans le malaxeur, suivi de la coulisse mère (bentonite hydratée) et enfin l'ajout du ciment. Le mélange prêt est transféré vers l'agitateur où les particules restent en suspension. Le coulis ainsi se fait aspiré et pompé vers le point d'utilisation à l'aide d'une mini-centrale marque TECNIWELL TWMG57. (Geomag, 2022)

Les photos présentées sur la figure V-16 montrent une vue de l'ensemble des équipements utilisés pour la fabrication de coulis.



Figure V-16: Ensemble de la centrale. (ANBT ; Geomag, 2022)

### V.3.2.3. Atelier d'injection

L'injection est réalisée à l'aide d'une presse d'injection de marque (TECNIWELL TWG7) à double pistons, pouvant atteindre des pressions d'injection supérieures à 50bars, disposée à proximité de la tête de forage. Cette dernière est reliée à un système d'enregistrement des paramètres d'injections (SEPI), via un chevalet d'injection doté d'un manomètre et débitmètre digitales. Ce dispositif fournit les données d'injections de chaque tranche en temps réel, notamment le matricule du forage, la profondeur de la tranche, la date et l'heure d'injection, le volume injecté, la pression d'arrêt et le nombre Gin qui lui correspond.

Les photos présentées sur la figure V-17 montrent une vue de l'ensemble de l'atelier d'injection.



Presse d'injection marque TECNIWELL TWG7

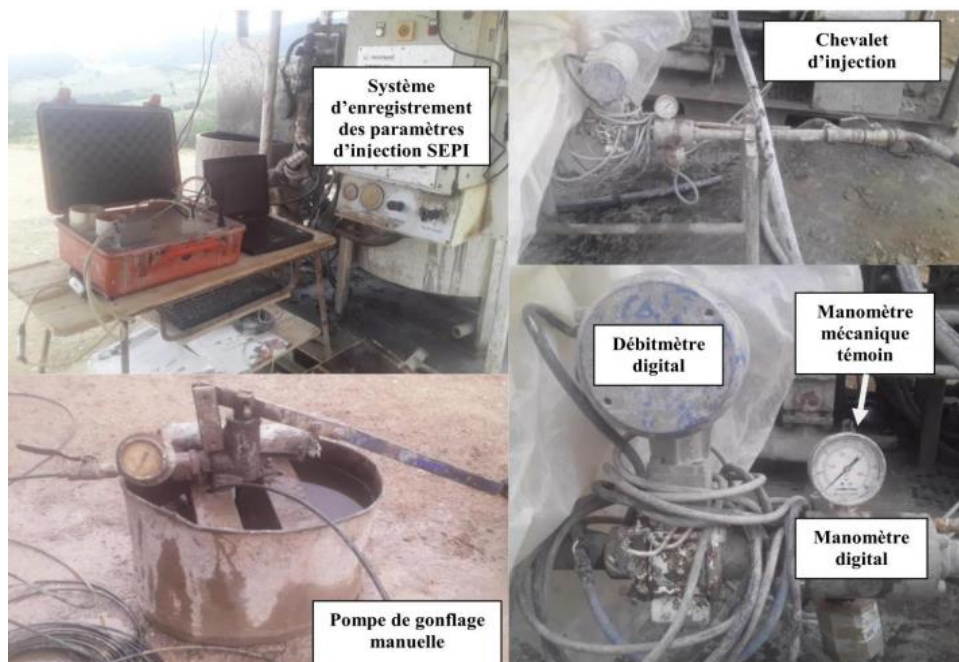


Figure V-17: Système d'injection complet (ANBT ; Geomag, 2022).

#### V.3.2.4. Dispositif expérimental pour les essais d'eau

Les essais d'eau sont réalisés à l'aide des pompes des ateliers de forage qui peuvent atteindre des débits supérieurs à 100 L/min et d'un chevalet pour essais d'eau qui est doté d'un débitmètre électronique d'une précision de 0,1 l/min et un manomètre mécanique d'une capacité de 5 bars et une précision de lecture à 0,2 bar [Figure V-18].

Ces essais d'eau de type Lugeon sont réalisé en deux palier de recharge, un palier de pression maximale et deux paliers de décharge. Les lectures sont prises chaque minute pour les cinq (5) paliers de 10 minutes et sont inscrits sur une fiche minute de l'essai.

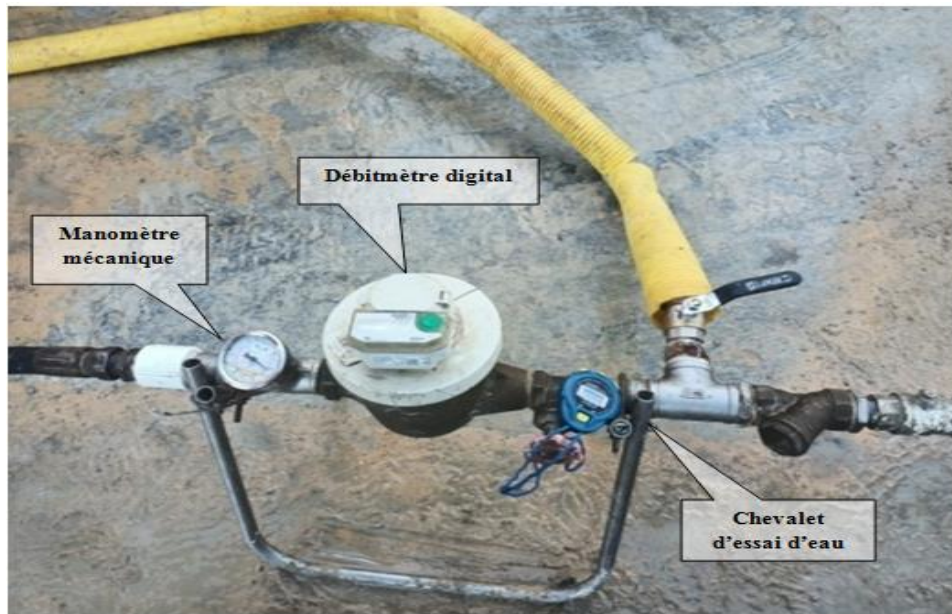


Figure V-18: Dispositif pour les essais d'eau type LUGEON (ANBT ; Geomag, 2022).

## V.4 Résultats des essais d'injection

### V.4.1 Travaux d'injection au niveau du plot I

On rappelle que le plot d'essai I est situé au niveau de la rive droit. Il a été réalisé au niveau de la zone qui traverse le plus de formations tortoniennes possibles et qui est entretoisée par une série de failles visibles en surface. Elles sont susceptibles de favoriser la circulation d'eaux souterraines.

L'emplacement du plot d'essai I et l'implantation des forages d'injection sont représentés respectivement sur les figures V-19 et V-20.



Figure V-19: Emplacement du plot d'essai I.



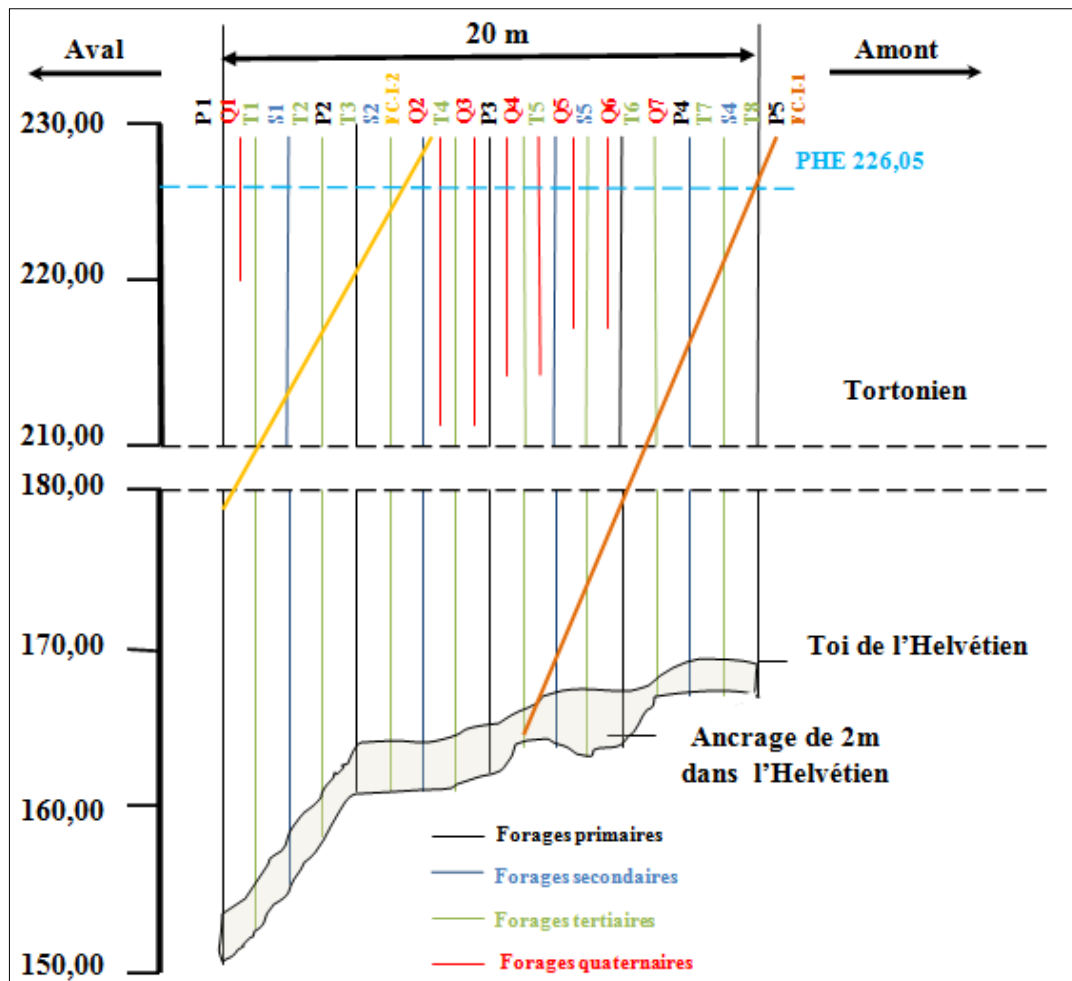


Figure V-20: Implantation des forages d'injection dans la rive droite.

Le plot d'essai I est constitué, sur une distance linéaire de 20m entre les forages primaires **P1** et **P5**, successivement des forages primaires, secondaires, tertiaires et éventuellement des forages quaternaires pour mieux cerner les horizons à fortes consommations. Les profondeurs des forages varient en fonction des niveaux du toit imperméable de l'Helvétien avec un ancrage de 2m. Par ailleurs, les profondeurs des forages quaternaires seront déterminées en fonctions des horizons à fortes consommations dans les séries précédentes (tertiaires).

#### V.4.1.1. Conditions des essais d'injection

L'injection au niveau du plot d'essai I a été réalisée suivant la méthode GIN puis basculée vers la méthode classique dans certaines situations. La méthode GIN a été appliquée aux terrains à fissurations fines inférieure à 25 mm. Lorsque les dimensions des fractures changent, un seul type de coulis ne sera pas suffisant pour obturer et colmater la fissure donc application de la méthode classique avec usage de coulis plus dense s'impose.

Les injections ont été réalisées en appliquant les paramètres présentés sur le tableau V-3 (ANBT ; Geomag, 2022).

Tableau V-5 : Paramètres GIN appliqués au plot d'essai I

Côtes (m)	De 227,4 à 221,5	De 221,5 à 190,0	De 190,0 à 179,0	Inférieur à 179,0
Pression maximale(Bar)	2	6	10	15
Volume maximal (L/ml)	250	300	350	350
Gin maximal (Bar*L/ml)	250	1000	1500	1500

ANBT ; Geomag, 2022

En effet, les arrêts d'injection sont dictés par un confinement total du sol et une montée en pression au maximum de la tranche, une perte totale de coulis sans pression ou à des pressions très basses ou le produit des deux paramètres (Pression × Volume) qui donne un nombre GIN extrême. Il est recommandé de ne pas atteindre ce nombre afin d'éviter toute éventualité d'un claquage du terrain ou un soulèvement du sol.

V.4.1.2 Etude de l'évolution de la consommation de coulis

La répartition des consommations de coulis au niveau du plot d'essai I est représentée sur l'histogramme ci-après [Figure V-21].

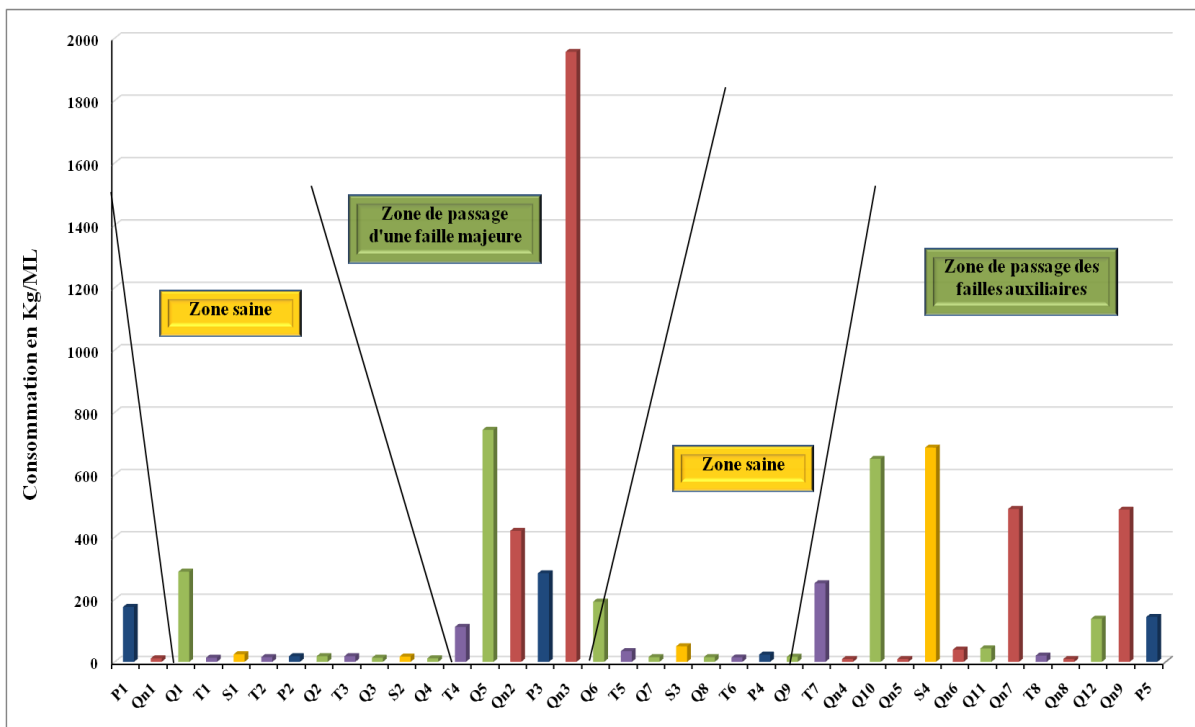


Figure V-21: Répartition des consommations de coulis au niveau des forages du plot d'essai I.

Pour interpréter les résultats obtenus, l'évolution de la consommation de coulis est détaillée par série de forage :

**V.4.1.2.1. Forages primaires**

Les quantités injectées dans les forages primaires sont représentées sur la figure V-22. On note :

- Une très forte consommation a été enregistrée entre les cotes : 223-216 m dans le forage **P1** (1447 Kg de ciment sec / mètre linéaire), 223-220m dans le forage **P3** (3248 Kg de ciment sec / mètre linéaire), et entre 220-217 m dans le forage **P5** (1186 Kg de ciment sec / mètre linéaire).
- Une forte consommation a été constatée également entre les cotes 220-211 m dans le forage **P3** (250 à 500 Kg de ciment / mètre linéaire), entre les côtes 220-217 m dans le forage **P4** (107 Kg de ciment / mètre linéaire) et entre les côtes 214-205 m dans le forage **P5** (130 à 380 Kg de ciment par mètre linéaire).
- Une consommation moyennement élevée entre les cotes 192-183 m dans le forage **P2** (59 à 66 Kg de ciment / mètre linéaire) et entre les cotes 187-177 dans le forage **P1** (210 Kg de ciment / mètre linéaire)

L'analyse décrite ci-dessus permet d'identifier clairement trois horizons distincts : un horizon perméable entre les cotes 226-206 m, un horizon imperméable entre les cotes 177-147 m et un horizon intermédiaire entre les deux.

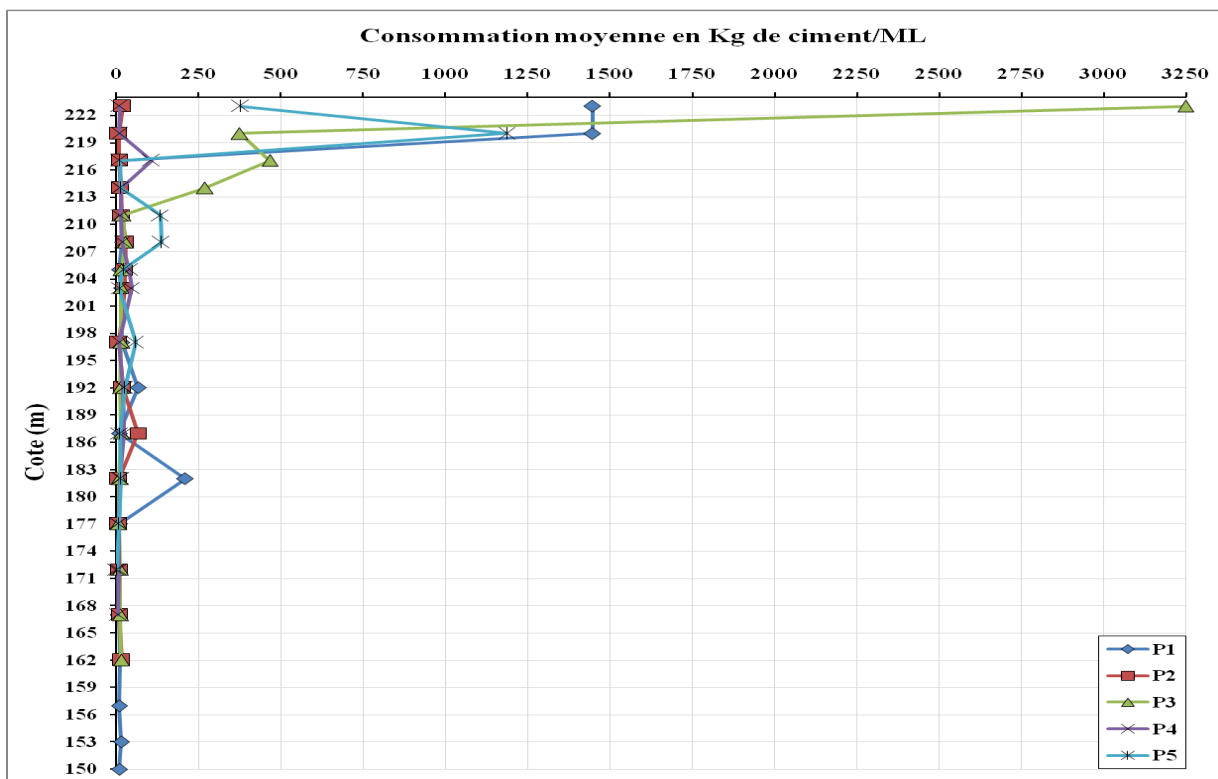


Figure V-22: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages primaires dans le plot I.

V.4.1.2.2. Forages secondaires

Les forages secondaires sont réalisés après injections des forages primaires. De faibles consommations ont été enregistrées dans ces forages sauf pour le cas du forage S4 [Figure V-23]. On note :

- Une très forte consommation est enregistrée au niveau du forage **S4** entre la cote 219 et 216 m (5028,8 Kg de ciment par mètre linéaire).
- Des fortes consommations sont enregistrées dans le forage **S3** entre les cotes 208-204 m (419,4 Kg de ciment / mètre linéaire) et dans le forage **S1** entre les cotes 187-182 m (252,9 kg de ciment sec par mètre linéaire). Une consommation moyennement élevée est enregistrée dans le forage **S3** entre les cotes 187-182 m (113,5 Kg par mètre linéaire).

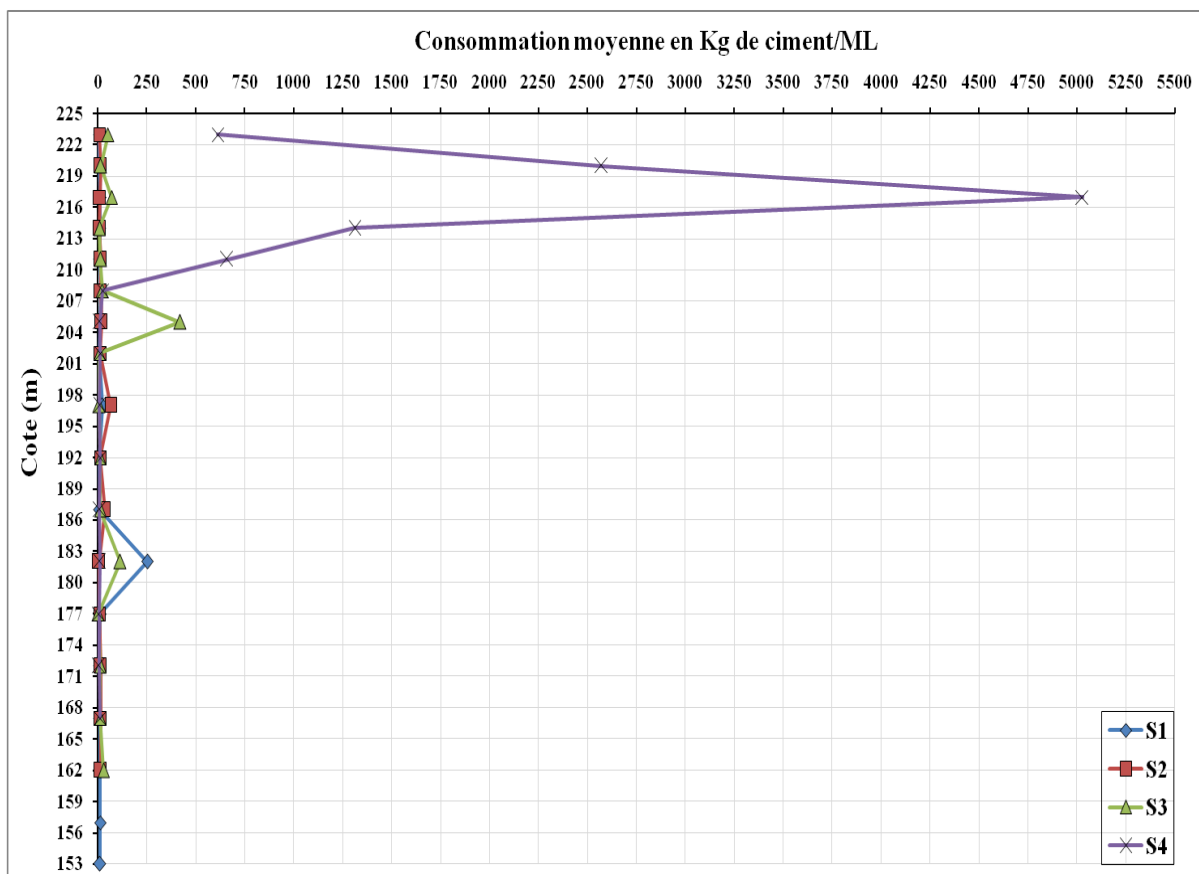


Figure V-23: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages secondaires dans le plot I.

V.4.1.2.3. Forages tertiaires

Les forages tertiaires montrent une faible consommation de coulis à l'exception de certaines passes dans certains forages. Des horizons à très fortes consommations ont été signalés au niveau des forages [Figure V-24]. On note :

- Une très forte consommation dans le forage **T4** entre les cotes 214 et 211 m (une consommation de 1486,3 Kg/ml), et dans le forage **T7** entre les cotes 226 et 220 m (2131,2 Kg/ml)
- Une forte consommation dans le forage **T7** entre les côtes 208 et 204 m (735,8 Kg/ml), et dans le forage **T8** entre les côtes 223 et 217 m (150,1 Kg/ml).
- Une consommation moyenne à moyennement élevée dans le forage **T5** entre les côtes 220 et 214 m (273,5 Kg/ml), et entre les cotes 216 et 213 m (67 Kg/ml).

Les plus fortes consommations sont donc enregistrées dans les forages **T4** et **T7** avec des valeurs qui excèdent les 1000 Kg de ciment sec par mètre linéaire.

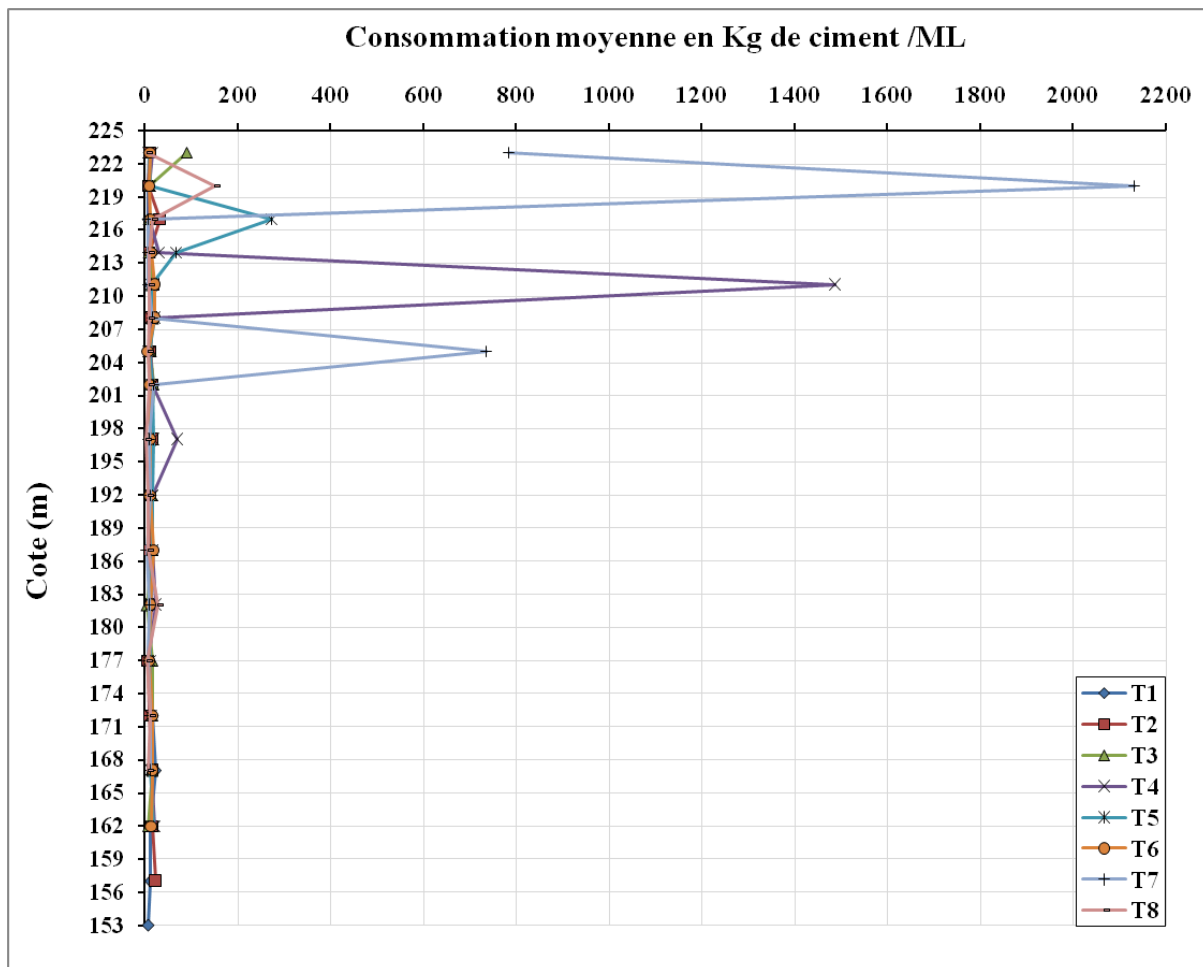


Figure V-24: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages tertiaires dans le plot I.

#### V.4.1.2.4. Forages quaternaires

Les forages quaternaires ont été réalisés en fonction des absorptions des forages tertiaires, et dans les zones qui ont montrés une surconsommation de coulis dans les forages primaires et secondaires. L'objectif de la réalisation de ces forages est de serrer la maille d'injection afin de combler toutes les grandes fissures.

Les forages quaternaires ont enregistré des consommations [Figure V-25], tel que :

- Une très forte consommation dans le forage **Q5** entre les cotes 226-223 m (5865.97 Kg de ciment sec/ml), Il est à noter que c'est la valeur maximale enregistrée dans le plot d'essai I. Et dans le forage **Q10** entre les côtes 223-220 m (4500,3 Kg de ciment sec/ml) ;
- Une forte consommation dans les forages **Q6** (733,5 Kg de ciment sec/ml), **Q1** (565,4 Kg de ciment/ml) et **Q12** (764,3 Kg de ciment sec/ml) entre les côtes 226-223 m ;
- Une consommation moyennement élevée dans le forage **Q5** entre les cotes 220-214 m (204,21 à 283,22 de ciment sec/ml) et dans le forage **Q11** entre les côtes 220-217 m (146,52 Kg de ciment sec/ml).

Les plus fortes consommations ont été enregistrées entre les cotes 226 et 214 m ce qui renforce l'hypothèse de la présence d'un conduit karstique ou caverneux à cet horizon, Ceci nécessite le renforcement de l'injection par une série quinquénaire.

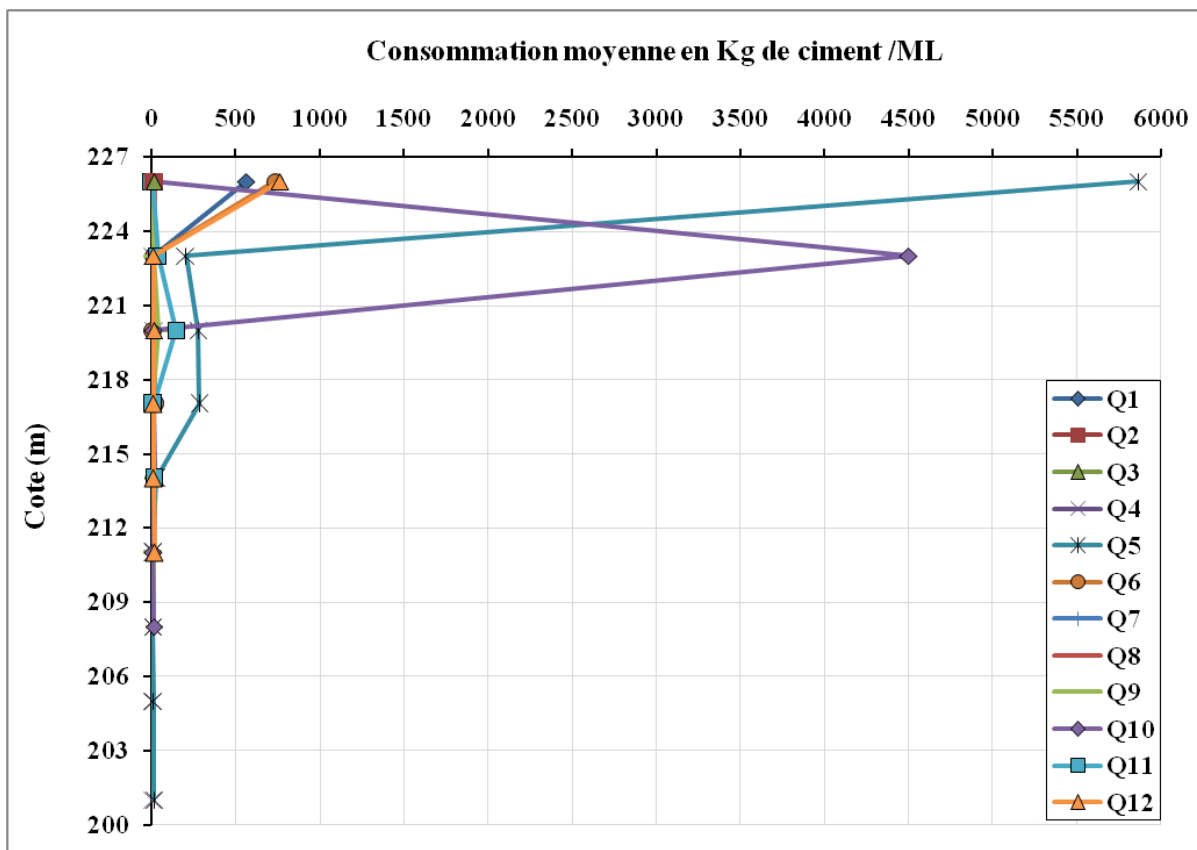


Figure V-25: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages quaternaires dans le plot I.

V.4.1.2.5. Forages quinquénaires

Les forages quinquénaires ont été réalisés en fonction des absorptions des forages quaternaires, visant les horizons qui ont montré une surconsommation dans la série précédente afin de serrer la maille d'injection et fermer toutes éventuelles ouvertures restées encore non traitées.

Les quantités injectées dans les forages quinquénaires sont représentées sur la figure V-26. On note que les horizons situés entre les côtes 220 et 214 m ont fini par être colmatés. Par ailleurs, une forte consommation est toujours enregistrée entre les cotes 226 et 223 m (Forages : Qn2, Qn3, Qn7 et Qn9). Cet horizon nécessite un traitement supplémentaire qui sera décidé après achèvement des essais d'injection dans les forages de contrôle pour spécifier le traitement adéquat nécessaire au colmatage définitif de la zone étudiée.

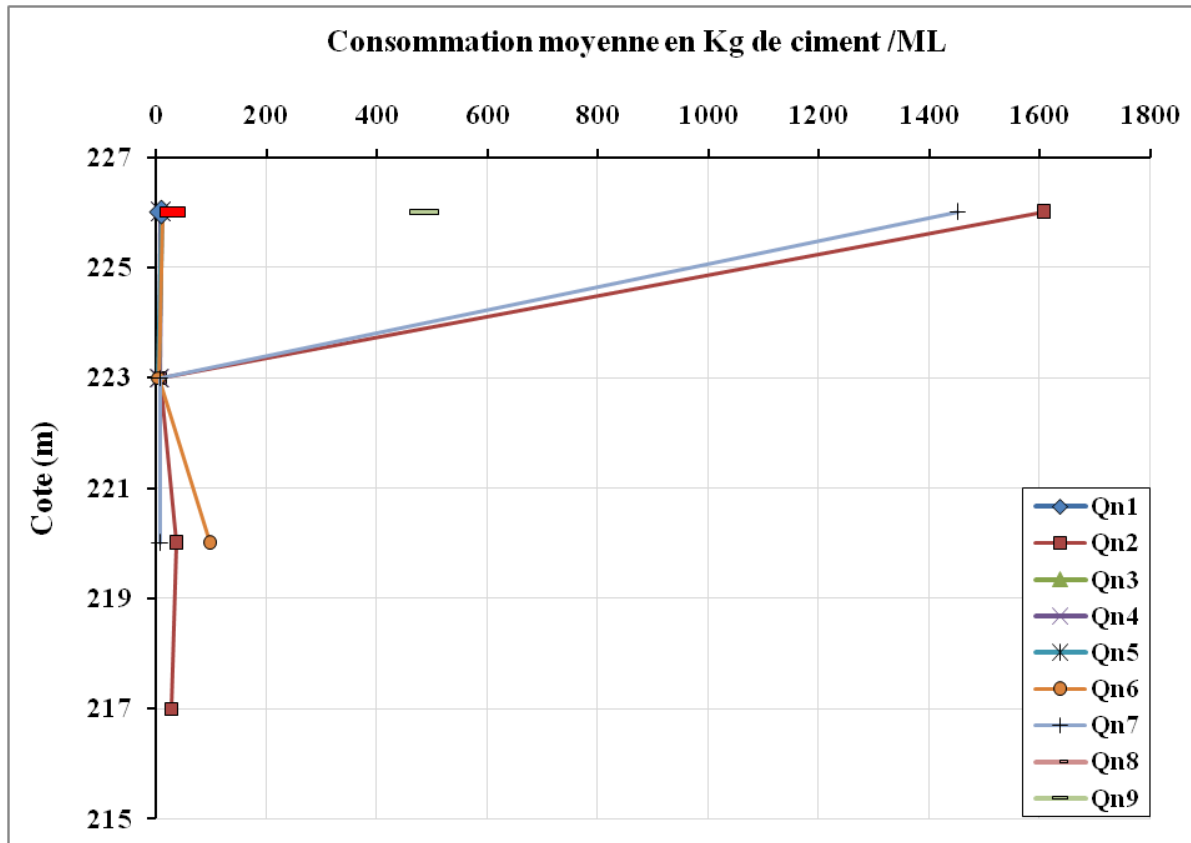


Figure V-26: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages quinquénaires dans le plot I.

#### V.4.1.2.6 Forages de contrôle

Après l'opération d'injection dans le plot d'essai I, deux forages de contrôles ont été réalisés pour contrôler le sol après son traitement. Ces forages de contrôles ont été exécutés dans le but de suivre l'évolution et le parcours du coulis d'injection dans les interstices et les conduits.

Les forages de contrôle ont été réalisés suite aux fortes absorptions observés lors des précédentes séries d'injections, ciblant des horizons de forte consommation. Ces forages ont été exécutés en carottage avec essais d'eau. Ces forages permettent d'analyser le comportement du sol après le traitement primaire dans cette zone.

Les quantités de coulis injectées dans les forages de contrôle sont représentées sur la figure V-27. On note que les consommations enregistrées dans les forages de contrôle montrent une nette amélioration de l'étanchéité du sol suite au traitement réalisé par des séries primaires,

secondaires, tertiaires, quaternaires et quinquénaires. Cette amélioration reste insuffisante dans certains horizons du Tortonien entre les cotes de 226-201 m pour le forage **FC-I-2** et entre les cotes 185-182 m pour le forage **FC-I-1**. Cela doit être comblé par une deuxième ligne en quinconce à l'aval du premier voile réalisé.

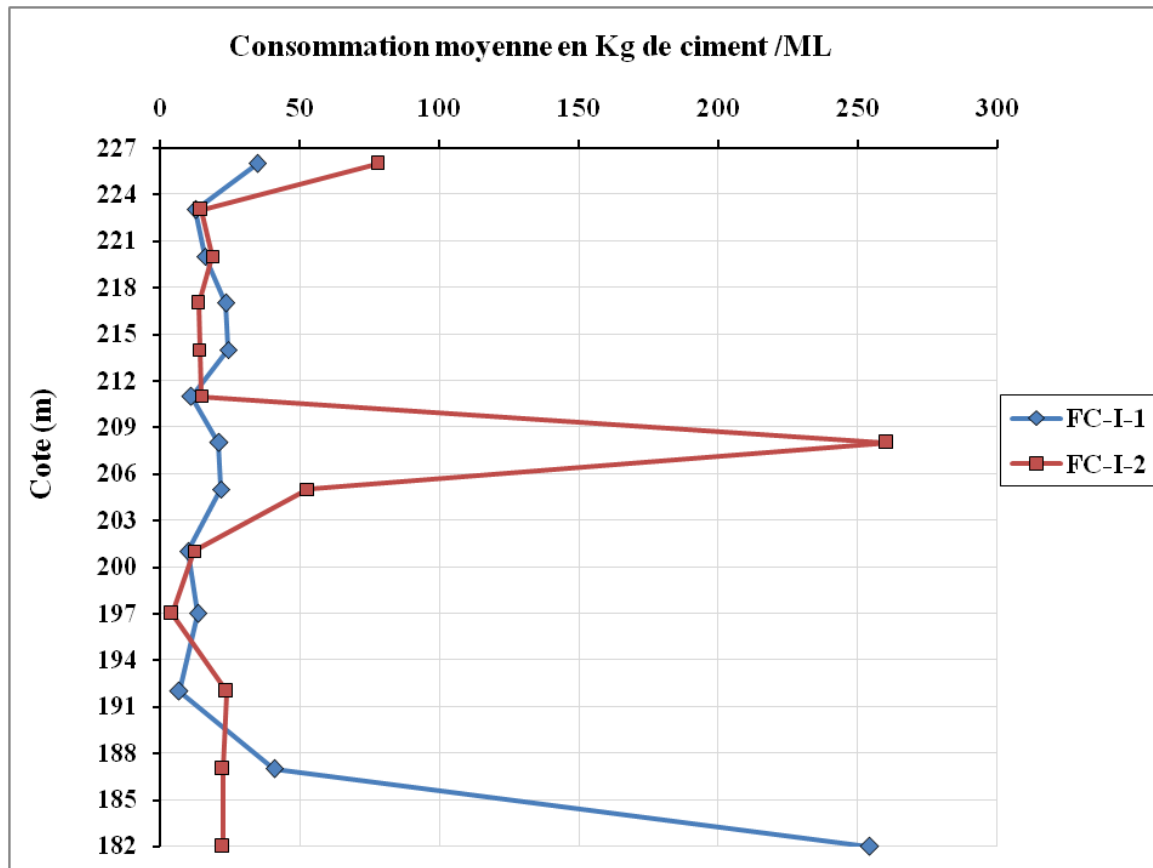


Figure V-27: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages de contrôle dans le plot I.

#### V.4.1.3 Etude de l'évolution de la perméabilité

La figure V-28 représente l'évolution de la perméabilité avant et après traitement de la zone du plot d'essai I. On note que la perméabilité était très élevée entre les cotes 225 et 211m dans les forages **S4**, **P1**, **P5**, **P2**, **P3** et **P4** qui est respectivement : 750 UL, 670 UL, 400 UL, 240 UL, 230 UL et 170 UL (équivalent Darcy :  $7,5 \cdot 10^{-5}$  ;  $6,7 \cdot 10^{-5}$  ;  $4 \cdot 10^{-5}$  ;  $2,4 \cdot 10^{-5}$  ;  $2,3 \cdot 10^{-5}$  et  $1,7 \cdot 10^{-5}$  m/s). Après injection, la perméabilité est devenue entre 1,5 et 53 UL (équivalent Darcy :  $1,5 \cdot 10^{-7}$  et  $5,3 \cdot 10^{-6}$  m/s) dans les forages de contrôle **FC-I-1** et **FC-I-2** respectivement.

Les essais d'eau réalisés au niveau des forages de contrôle **FC-I-1** et **FC-I-2** ont montré une nette diminution de la perméabilité (valeurs  $\leq 50$  UL). Cette amélioration de l'étanchéité du sol a été visible d'abord pendant la perforation avant injection où des pertes d'eau ont été enregistrées dans les phases préliminaires du traitement. Lors de l'exécution des forages de contrôle, des retours d'eau dans les forages sur la totalité des profondeurs ont été observés entre les côtes 226 et 201 m.



Le sol avant traitement a montré la présence des fissures de grandes dimensions avec une absorption très élevée jusqu'au débit maximum de pompe (100 l/min) sans aucune tendance à monter en pression et des débourrages. Dans les forages de contrôle, le sol est devenu dilatant avec des écoulements laminaires et des bourrages de vides au cours de l'essai. Reste encore quelques cas de débourrage et lessivage de vide observés dans les forages de contrôle essentiellement le **FC-I-1** situé le plus à l'amont. Ces débourrages témoignent d'un entrainement de fines dans les fissures et qui pourront subir dans le futur un lessivage en créant des vides permettant la circulation d'eau.

Après traitement par 5 séries d'injection, l'étanchéité reste insuffisante pour arriver à un confinement total des formations tortoniennes entre les cotes 226-187 m. on atteint une perméabilité de 50 UL (équivalent Darcy  $5 \cdot 10^{-6}$  m/s) qui reste très élevée.

On peut dire que le risque des fuites d'eau existe toujours. Il faut donc surveiller périodiquement cette zone et faire le nécessaire pour éviter le pire.

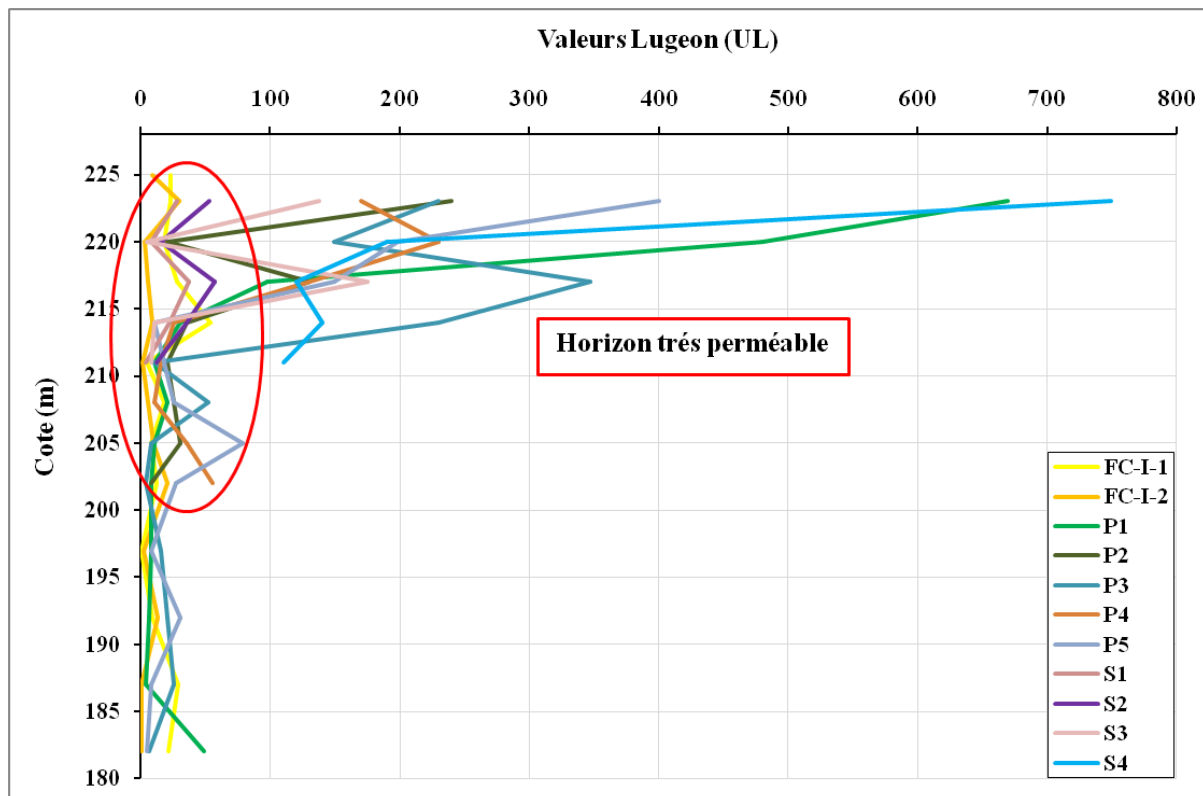


Figure V-28: Variation de la perméabilité en fonction de la profondeur dans le plot I.

#### V.4.1.4 Aperçu de l'état des carottes

L'observation des carottes a permis de noter:

-Les formations traversées sont de nature calcaire très différenciée et des grès ;

- A la cote de 216 m dans le forage **FC-I-1**, des traces de coulis de ciment dans les fissures (µmétriques à millimétriques) sont observées dans le calcaire biogène jaunâtre qui est compact et très consolidé [Figure V-29].



**Figure V-29: Traces de coulis d'injection dans les fissures des roches dans le plot I.**

-Entre les cotes 214-211m dans le forage **FC-I-1**, La figure V-30 représente le contact très consolidé entre le coulis d'injection et les calcaires biogène du Tortonien. Le coulis remplit une grande fissure dans cette zone.



**Figure V-30: La ténacité de coulis d'injection avec les calcaires biogène du Tortonien.**

-Entre les cotes 221- 219m dans le forage **FC-I-2**, nous observons une couche des calcaires qui sont compacts et très consolidé avec un vide à la base de la couche, d'une épaisseur de 54cm rempli de coulis de ciment d'injection [Figure V-31].



**Figure V-31: Remplissage des vides par les coulis en gris dans les calcaires sableux du Tortonien.**

-entre les cotes 220- 217 m dans le forage **FC-I-2**, Le coulis d'injection remplit des fissures millimétriques et les interstices entre les grains de sable et de calcaire gréseux du Tortonien [Figure V-32].



**Figure V-32: Pénétration et imprégnation du coulis d'injection dans les fissures millimétriques.**

#### **V.4.1.5. Récapitulatif des résultats des traitements réalisé au niveau du plot d'essai I**

Les résultats obtenues des essais réalisés au niveau du plot d'essai I ont permis de conclure ce qui suit :

- La médiocrité du sol n'est pas généralisée mais plutôt localisée ;
- La consommation est faible dans un tertiaire traitement mais s'accroît dans un forage quaternaire ou quinquénaire adjacent. Cette répartition est probablement due au passage de failles dans cette zone (Failles observées sur le talus adjacent au plot d'essai) ;

- La variation des consommations d'un forage à l'autre donne un aperçu sur le dimensionnement de la fissure. Il a été constaté le passage d'une faille majeure au droit du forage **S4**, une faille secondaire traverse le forage **Q5** et des failles ou fissures auxiliaires touchant différents forages ;
- La forte consommation observée à l'horizon supérieur, entre les cotes 226-221m, reste significative pour les 5 séries d'injection ce qui appuie l'hypothèse de la présence d'un conduit karstique. L'étendue de ce conduit, de dimensions très variables d'une zone à l'autre, est probablement en lien avec le conduit situé sur l'appui rive droite.
- La perméabilité après injection est dix fois inférieure à la perméabilité initiale.

#### V.4.2. Travaux d'injection au niveau du plot d'essai II

On rappelle que le plot d'essai II est situé au droit de l'intersection formé par le prolongement du voile en rive droite et la continuité du voile principal du barrage. Ce plot d'essai s'étend sur un linéaire de 10 mètres, suivant un calepin âge bien défini et qui se présente en trois forages primaires, deux forages secondaires et quatre forages tertiaires. L'emplacement du plot d'essai II et l'implantation des forages d'injection sont représentés respectivement sur les figures V-33 et V-34.



**Figure V-33: Emplacement du plot d'essai II dans la rive droite.**

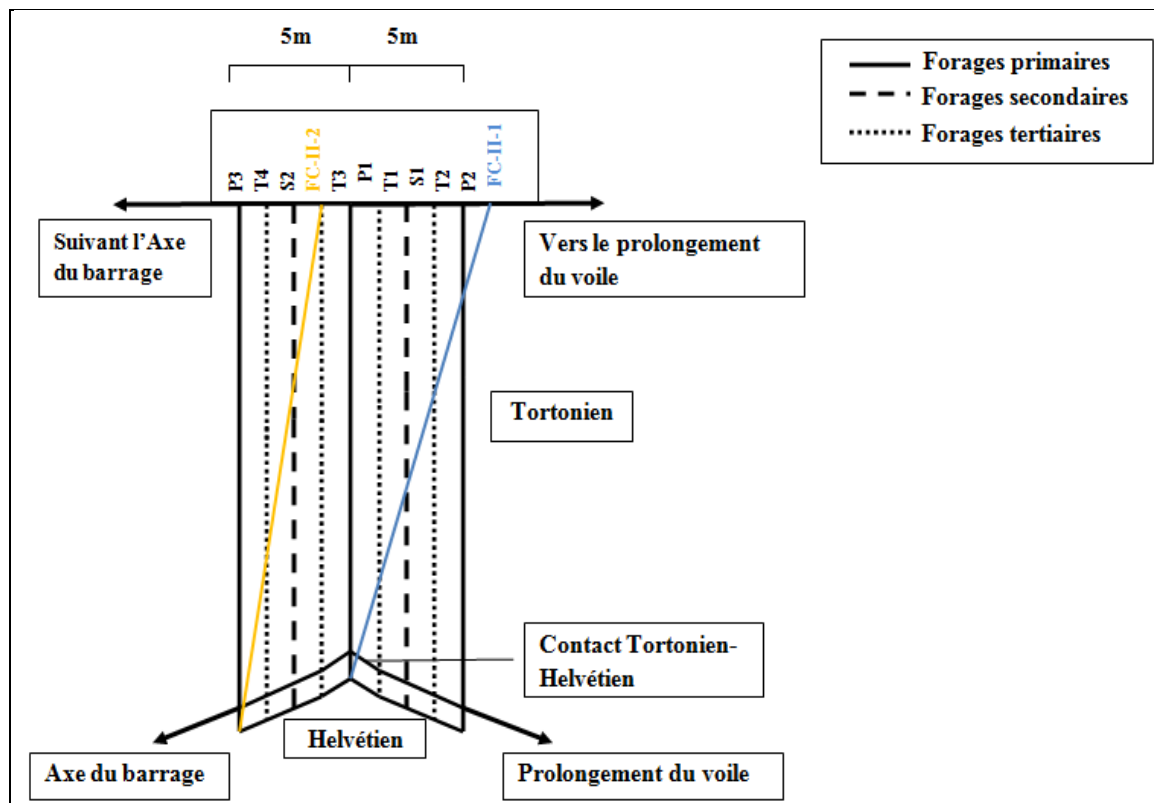


Figure V-34: Implantation des forages d'injection dans le plot d'essai II.

#### V.4.2.1. Conditions des essais d'injection

L'injection du plot d'essai II a été réalisée par la méthode GIN dans les terrains rocheux sains et parfois fissurés, diaclases ou stratifiés.

Les injections ont été réalisées en appliquant les paramètres présentés sur le tableau V-4 (ANBT ; Geomag, 2022).

Pendant l'exécution des travaux, l'injection classique a été parfois appliquée dans le cas de fortes absorptions dans le forage où l'épaisseur des fissures est importante. Elle permet des épaissements de coulis. Ceci par ajout de sable pour la fabrication de mortier et l'ajout d'additifs et substances chimiques au coulis et mortiers. Des arrêts momentanés sont nécessaires pour laisser le temps au coulis de faire prise.

Tableau V-6: Paramètres GIN appliqués au plot d'essai II

Côtes m	De 227,4 à 221,5	De 221,5 à 190,0	De 190,0 à 179,0	Inférieur à 179,0
Pression maximale(Bar)	2	6	10	15
Volume maximal (L/ml)	250	300	350	350
Gin maximal (Bar*L/ml)	250	1000	1500	1500

ANBT ; Geomag, 2022

V.4.2.2 Etude de l'évolution de la consommation du coulis

Les essais d'injection ont été exécutés en deux lieux différents vers l'axe du barrage et le long du prolongement du voile rive droite. L'évolution de la consommation moyenne suivant le lieu d'injection est représenté sur les figures V-35 et V-36. On note une forte consommation dans les forages **P2**, **S2** et **P3** estimée respectivement à 190,26 Kg/ml ; 122,78 Kg/ml et 68.66 Kg/ml. Dans ces forages, il y a eu recours à la méthode d'injection classique en utilisant un coulis plus dense, du mortier et des accélérateurs de prise.

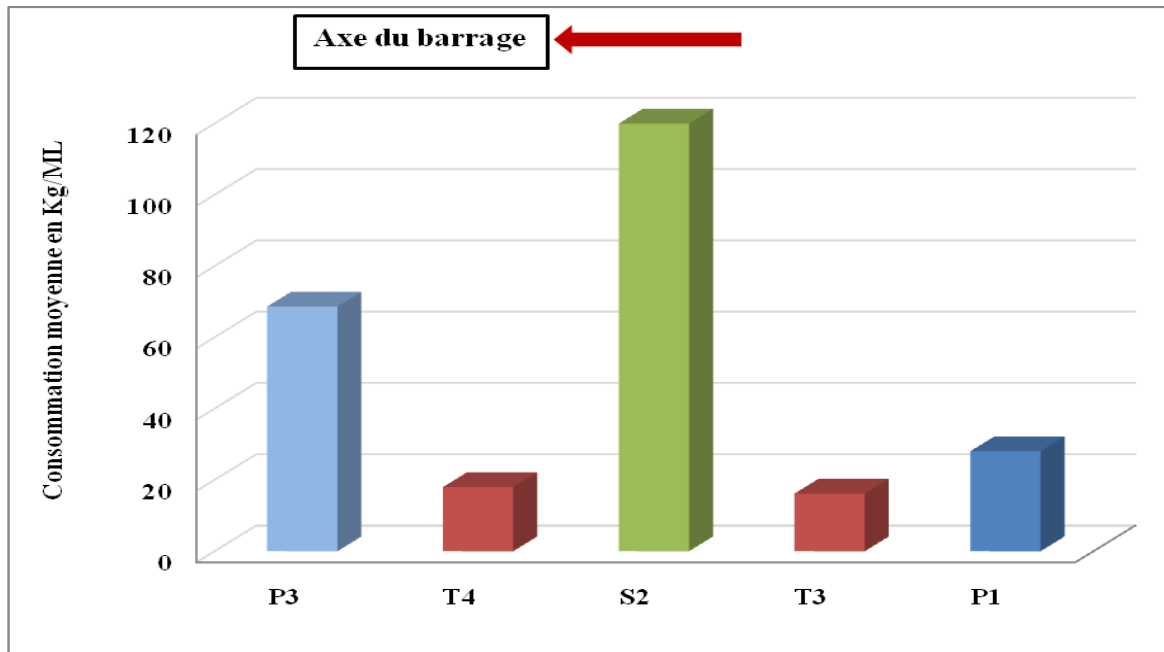


Figure V-35: Répartitions des consommations dans les forages vers l'axe du barrage.

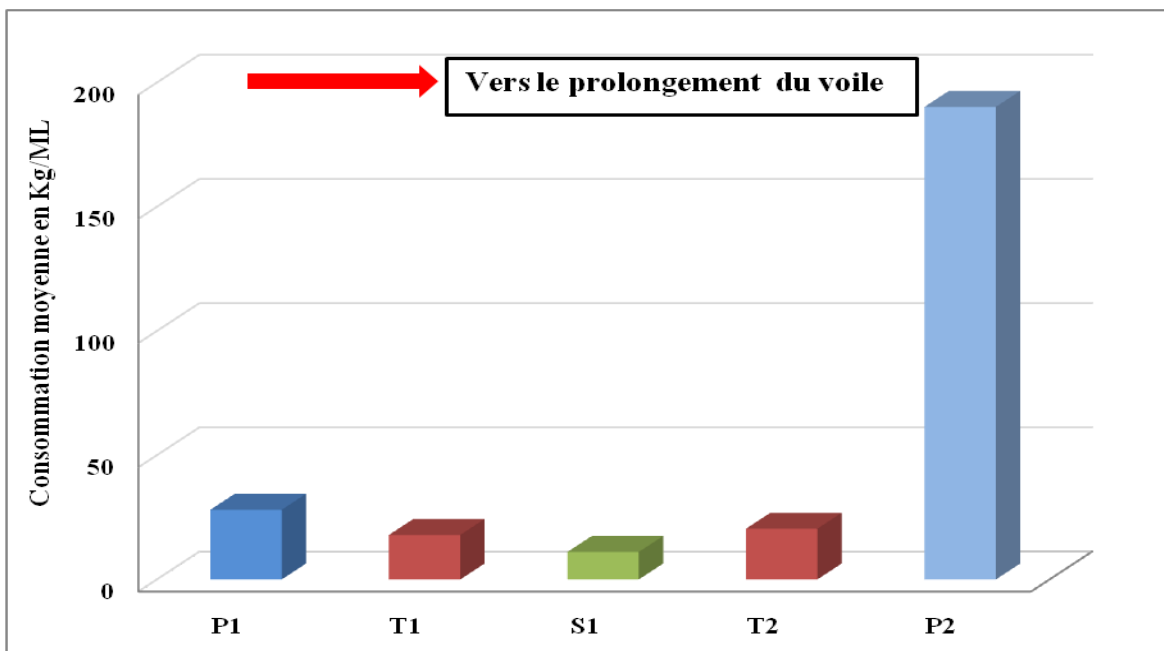


Figure V-36: Répartitions des consommations dans les forages vers le prolongement du voile.

Dans ce qui suit, les résultats et l'interprétation des essais d'injection sont présentés par série de forages :

#### V.4.2.2.1 Forages primaires

Les quantités injectées dans les forages primaires sont représentées sur la figure V-37. On note :

- Une très forte consommation a été enregistrée entre les cotes 211-201 m dans le forage **P2** (2250 Kg de ciment sec/ml).
- Une forte consommation a été enregistrée entre les cotes 160-153 m dans le forage **P1** (278 Kg de ciment sec/ml), et entre les côtes 206 et 201 m dans le forage **P3** (875 Kg de ciment sec/ml).
- Une consommation moyenne a été enregistrée entre les cotes 211- 201m dans le forage **P1** (60 Kg de ciment sec/ml) et au niveau du contact Tortonien-Helvétien à la cote 161 m dans les forages : **P2** (60,4 Kg de ciment sec/ml) et **P3** (70 Kg de ciment sec/ml).
- Une faible consommation a été enregistrée sur toute la profondeur des calcaires Tortonien entre les cotes 223-161 m dans le forage **P1** (inférieure à 25 kg de ciment sec/ml) et entre les cotes 223-211 m et 201-161 m dans les deux forages **P2** et **P3**.

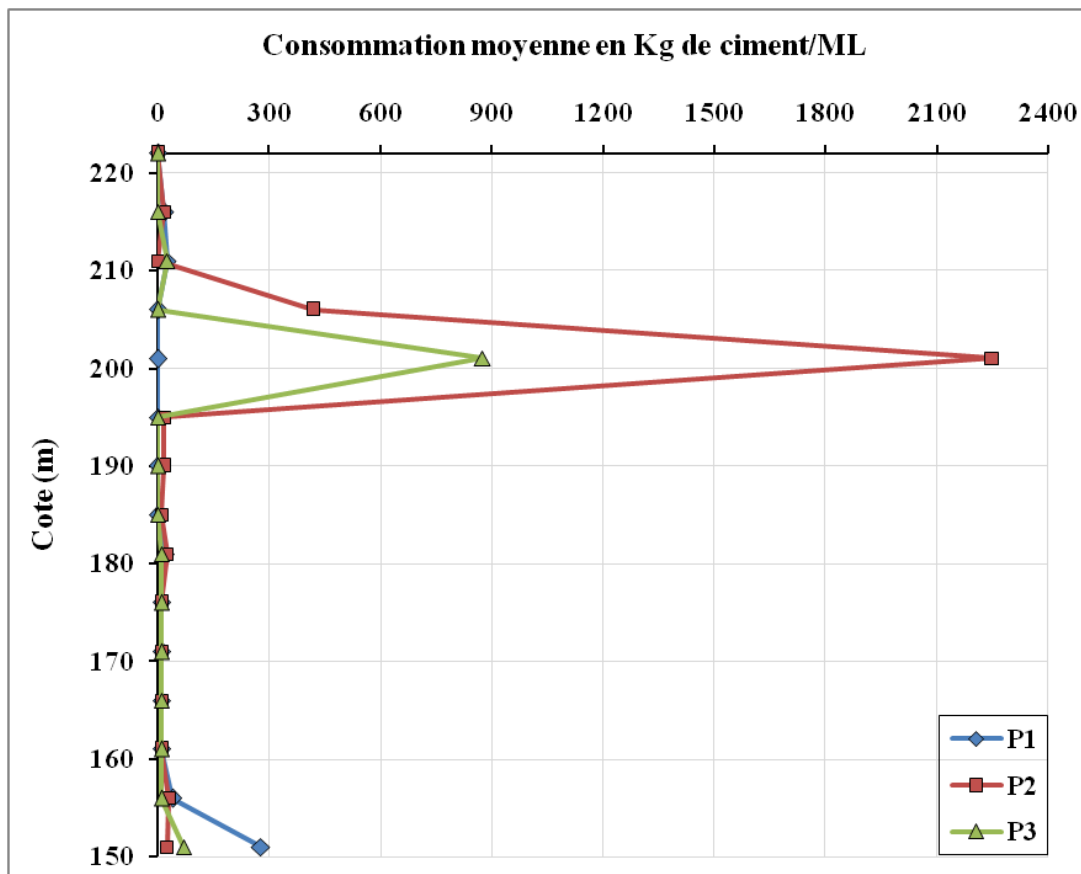


Figure V-37: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages primaires dans le plot II.

Pendant l'exécution de l'essai d'injection dans les forages **P2** et **P3**, il a été constaté un entrainement des fines avec la réapparition de coulis au niveau de la fuite situé à l'aval de la

rive droite ce qui traduit une communication directe du forage avec la fuite à l'horizon 211-201 m [Figure V-38]. L'injection a été très vite interrompue. Le traitement a été reconduit avec un épaissement de coulis et avec des arrêts momentanés de 6h et plus.



**Figure V-38: Entrainement de fines lors de la perforation du forage P2 entre les cotes 206 et 201m.**

#### V.4.2.2.2 Forages secondaires

Les quantités injectées dans les forages secondaires sont représentées sur la figure V-39. On note :

- Une très forte consommation a été enregistrée entre les cotes 211-206 m dans le forage **S2** (1514 kg de ciment sec par mètre linéaire).
- Une consommation moyennement faible a été enregistrée au niveau des grès de l'Helvétien à la cote 157 m dans le forage **S2** (37 Kg de ciment sec / ml).
- Une faible consommation entre les cotes 223- 157 m dans le forage **S1** (varie entre 4 et 15 Kg de ciment sec / ml) et entre 201- 157 m dans le forage **S2** (inférieur à 15 Kg de ciment sec/ ml).

Les résultats d'injection montrent des valeurs suffisamment basses qui indiquent l'efficacité des essais d'injection primaires. Il a été constaté une imperméabilité du sol sur toute la longueur des forages secondaires à l'exception de l'horizon situé entre les côtes 211 et 206 m dans le forage **S2**.



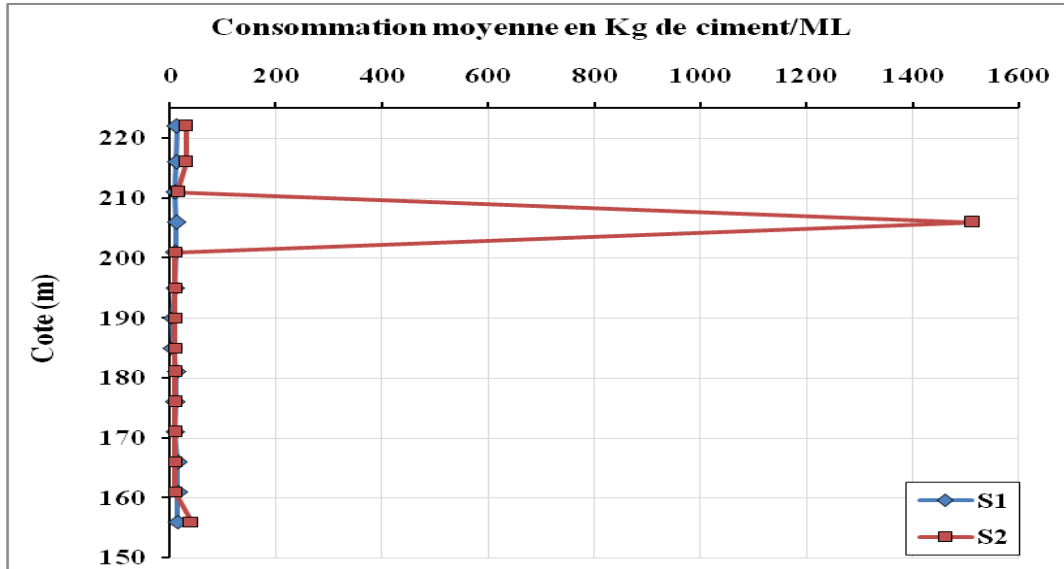


Figure V-39: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages secondaires dans le plot II.

V.4.2.2.3 Forages tertiaires

L'ensemble des tranches injectées dans les forages tertiaires montre une faible consommation de coulis [Figure V-40]. On note une consommation moyenne entre les cotes 206- 201 m dans le forage T2 (de 50 Kg de ciment par mètre linéaire), et entre 171- 161 m dans le forage T1 (de 32 Kg de ciment par mètre linéaire). Aucune anomalie n'a été détectée lors des injections des forages tertiaires, aucune perte de coulis ou de résurgence n'a été signalée et aucune forte consommation n'a été enregistrée.

Les résultats des forages tertiaires mènent au non nécessité de l'exécution d'une série de forages quaternaires.

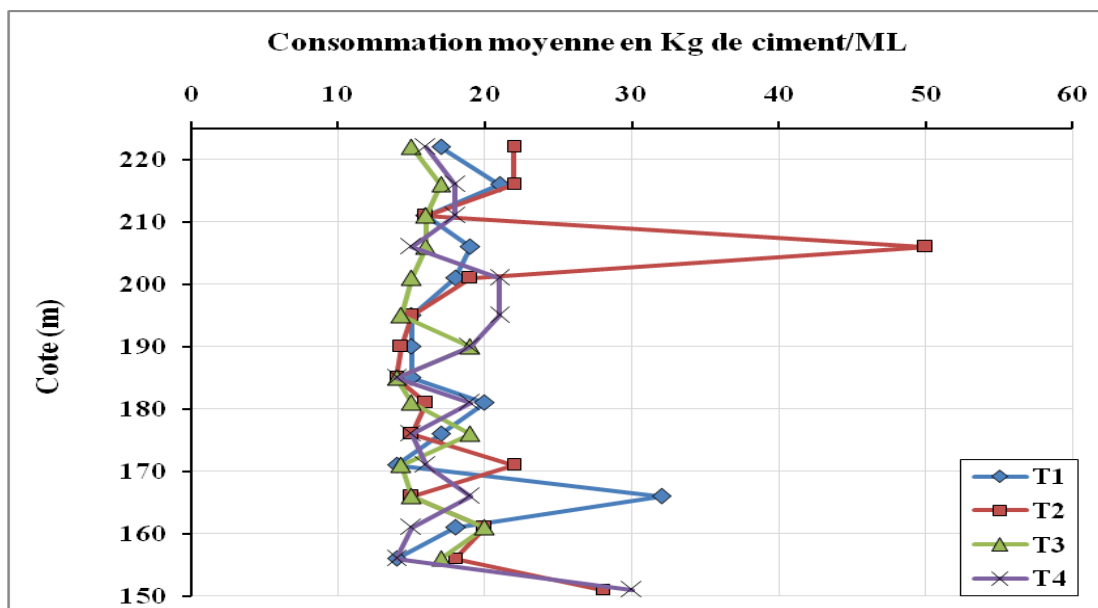


Figure V-40: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages tertiaires dans le plot II.

## V.4.2.2.4 Forages de contrôles

Après l'opération d'injection dans le plot d'essai II, deux forages de contrôle ont été réalisés en carottage avec essai d'eau. Ces forages de contrôles ont été exécutés dans le but de chercher le coulis injecté dans les fissures en carottage et déterminer la perméabilité du sol afin de déterminer la fiabilité des travaux d'injection réalisés.

- Le forage **FC-II-1** a été réalisé suivant l'axe du prolongement du voile avec un plongement de 6° vers l'aval afin de traverser les horizons à forte consommation rencontrés lors des travaux de forage et injection primaires, secondaires et tertiaires.

- Le forage **FC-II-2** a été réalisé suivant l'axe du barrage avec un plongement de 3° vers la rive gauche afin de traverser les horizons à forte consommation rencontrés lors des travaux de forage et injection primaires et secondaires.

Les quantités de coulis injectées dans les forages de contrôle sont représentées sur la figure V-41. On note que l'horizon compris entre les cotes 211 et 206 m présente toujours une consommation de coulis moyennement élevée. Ceci est constaté dans le forage **FC-II-2** (137 kg de ciment/ml). On note une consommation faible entre les cotes 181 et 171 m (48,6 kg de ciment/ml) dans le forage **FC-II-2** et entre les cotes 161- 153 m (32 kg de ciment/ml) dans le forage **FC-II-1**. Une très faible consommation (inférieure à 20 kg de ciment sec / ml) est enregistrée entre les cotes 223-211 m, 201-181m et 171-161 m dans les deux forages.

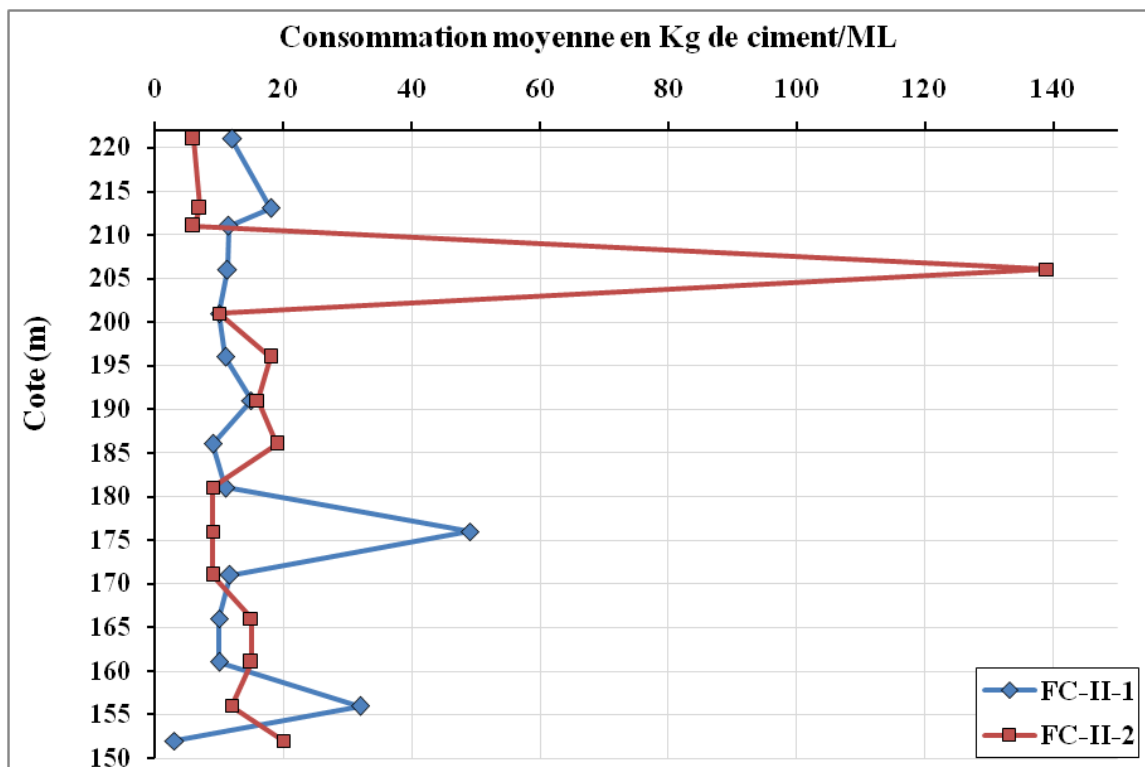


Figure V-41: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages de contrôle dans le plot II.

## V.4.2.3 Etude de l'évolution de la perméabilité

Les essais d'eau réalisés ont montré une baisse considérable des valeurs de la perméabilité dans les forages de contrôles (FC-II-1 ; FC-II-2) par rapport aux valeurs mesurées dans les forages primaires (P2 ; P3) [Figure V-42 et V-43]. En effet, après traitement de la zone côté prolongement du voile, on note :

- La perméabilité était de 24,8 UL (équivalent Darcy :  $2,48 \cdot 10^{-6}$  m/s) dans le forage primaire P2 entre les cotes 220 et 215 m. Après injection, elle est devenue de l'ordre 3,9 UL (équivalent Darcy :  $3,9 \cdot 10^{-7}$  m/s) dans le forage de contrôle FC-II-1.
- La perméabilité variait de 129 à 103,8 UL (équivalent Darcy :  $1,29 \cdot 10^{-5}$  à  $1,03 \cdot 10^{-5}$  m/s) entre les cotes 211 et 201m, La forte valeur observée sur cet horizon caractérise un sol très perméable et confirme l'existence d'un conduit karstique dans cette zone. Après injection, elle est devenue de l'ordre 3,9 et 0,7 UL (équivalent Darcy :  $3,9 \cdot 10^{-7}$  à  $7 \cdot 10^{-8}$  m/s).

Après l'injection, le sol a été amélioré mais les valeurs sont toujours assez élevées, à l'exception de l'horizon entre 206 et 201m où le sol est totalement confiné avec une valeur Lugeon de 0,4 UL (équivalent Darcy :  $4 \cdot 10^{-8}$  m/s).

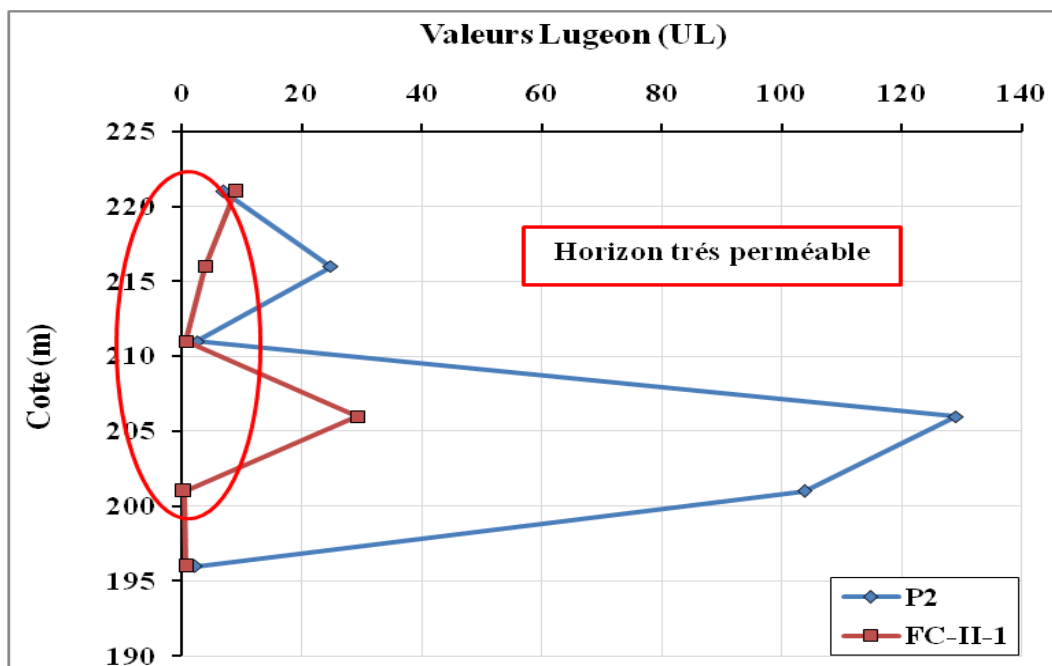


Figure V-42: Variation de la perméabilité en fonction de la profondeur sur l'axe du prolongement du voile -rive droite dans le plot II.

Dans la zone côté axe du barrage, on note :

- La perméabilité variait de 16 à 8 UL (équivalent Darcy :  $1,6 \cdot 10^{-6}$  à  $8 \cdot 10^{-7}$  m/s) dans le forage primaire P3 entre les cotes 223 et 211 m. Après injection, elle est devenue de l'ordre 0,3 et 0,1 UL (équivalent Darcy :  $3 \cdot 10^{-8}$  à  $1 \cdot 10^{-8}$  m/s) dans le forage de contrôle FC-II-2.
- La perméabilité était de 139,4 UL (équivalent Darcy :  $1,39 \cdot 10^{-5}$  m/s) entre les cotes 211 et 201 m, La forte valeur observée sur cet horizon caractérise un sol très perméable et confirme

l'existence d'un conduit karstique dans cette zone. Après injection, elle est devenue de l'ordre de 0,1 UL (équivalent Darcy :  $1.10^{-8}$  m/s).

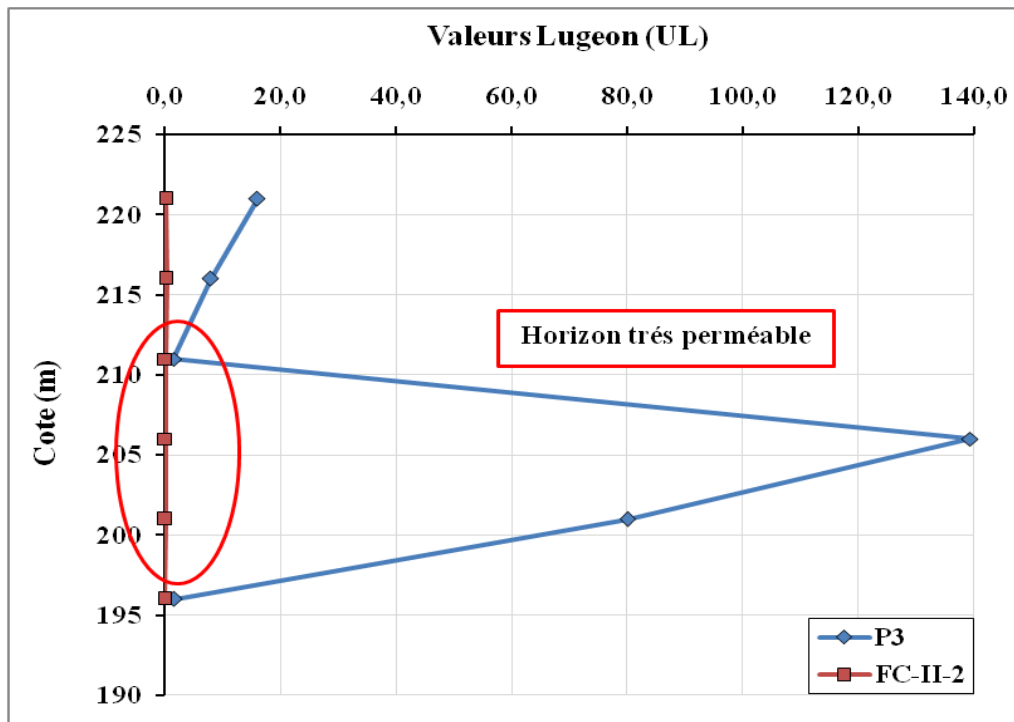


Figure V-43: Variation de en fonction la perméabilité de la profondeur sur l'axe du barrage dans le plot II.

#### V.4.2.4 Aperçu sur l'état des carottes

Le carottage réalisé a traversé toutes les couches du Tortonien de la rive droite avec une entrée de 2m dans l'helvétien. Les formations traversées sont de nature calcaire très différenciée, des grès et des argiles notamment des marnes.

Nous observons des traces de coulis de ciment dans les fissures millimétriques qui varient entre 1 et 2mm d'épaisseur dans le calcaire sableux entre les cotes 217-215 m à une profondeur de 11,5m dans le forage FC-II-1 [Figure V-44]. Ces calcaires sont compacts, très consolidés et montrent une forte oxydation.



Figure V-44: Coulis d'injection dans les fissures des calcaires Tortoniens.

La figure V-45 représente le contact très consolidé entre le coulis d'injection et les grès calcaires du Tortonien très compact entre les cotes 215-211 m dans le forage **FC-II-1**, le coulis remplit une fissure importante dans cette couche, un témoin précieux démontrant la ténacité et la fermeté de la roche à ce niveau.



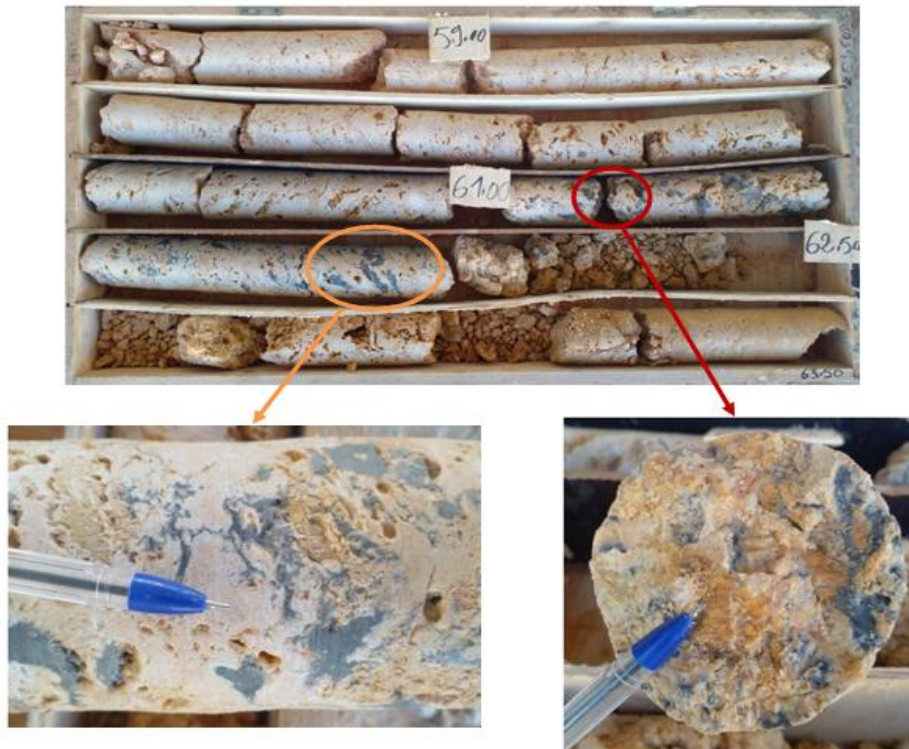
**Figure V-45: Contact de l'injection avec le rocher dans les grès calcaires du Tortonien très compact.**

Sur la figure V-46, on observe clairement la zone du conduit karstique qui se situe dans l'horizon entre les cotes 214-207 m dans le forage **FC-II-2**. Le vide a été rempli de coulis de ciment. Ce forage a donné un signe préventif lors de la perforation où un débouffage brusque a été constaté entraînant les fines et sédiments de forage vers la station de mesure de la fuite en pied aval de la rive droite.



**Figure V-46: Remplissage du vide par le coulis de ciment.**

Suite à l'injection sous une pression de 15bar, nous observons une pénétration du coulis de ciment à l'intérieur des vacuoles ou les mini-cavités des calcaires [Figure V-47], en remplissant les vides rencontrés à la profondeur de 61 m entre les cotes 167-165 m dans le forage **FC-II-2**.



**Figure V-47: Remplissage des mini-cavités des calcaires vacuolaire du Tortonien par le coulis d'injection.**

#### V.4.2.5 Récapitulatif des résultats des traitements réalisé au plot d'essai II

Au terme des résultats obtenus lors des travaux de forage et injection, il a été constaté que la forte consommation observée à l'horizon entre les côtes 211-201 m, reste significative pour les 3 séries d'injection ce qui appuie l'hypothèse de la présence d'un conduit karstique.

La zone de traitement a connu une nette amélioration du sol, essentiellement suivant l'axe du prolongement du voile. La partie suivant l'axe du barrage aussi a connu une amélioration, mais qui reste insuffisante pour avoir un voile étanche efficace, elle nécessite un traitement supplémentaire par des forages quaternaires vue les fortes Absorptions enregistrées lors des essais d'eau dans le forage de contrôle **FC-II-2**. La perméabilité après injection est mille fois inférieure à la perméabilité initiale.

#### V.4.3. Travaux d'injection au niveau du plot d'essai III

Ces travaux consistent à la réalisation d'un plot d'essai pour le traitement de la fondation du barrage dans la partie hors nappe qui se situe au-dessus de la cote du lit d'oued 179m, Le but essentiel est d'étanchéiste les formations tortoniennes médiocre de l'assise du barrage jusqu'à la couche marneuse imperméable de l'Helvétien.

Le plot d'essai n°3 est situé au niveau du bloc 15 qui se trouve dans une position médiane des blocs construits au-dessus de la côte 179m [Figure V-48].

Les travaux du plot d'essai n°3 ont été exécutés suivant une chronologie bien définie qui consiste à l'exécution en premier lieu d'une série de 4 forages primaires dont deux forages

avec essais d'eau de type Lugeon systématiquement tous les 5m. Cette série primaire a été suivie par une série secondaire de 3 forages situés en équidistance entre chaque deux forage primaire. Un serrage de maille de traitement a été réalisé par l'exécution d'une série de 06 forages tertiaires situés à 1,25m de chaque forage des séries précédentes.

La profondeur des forages est liée à leur ancrage de deux (2) mètres dans le substratum imperméable (Helvétien).

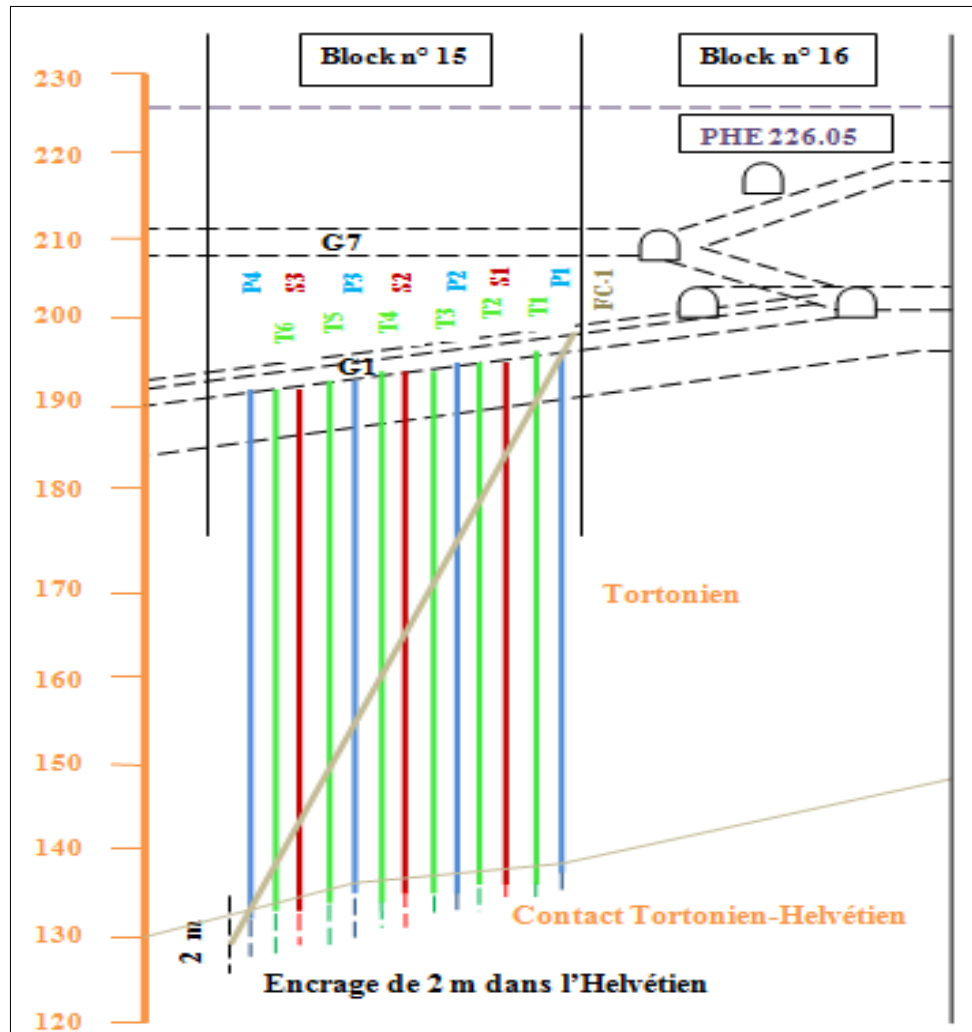


Figure V-48: Implantation des forages d'injection du plot d'essai III.

#### V.4.3.1. Condition des essais d'injection

Les injections ont été réalisées suivant la méthode GIN mettant en évidence la pression maximale, le volume maximal et le produit de deux facteurs afin d'éviter tous soulèvement ou claquage du sol sous la fondation du barrage.

Les injections ont été réalisées en appliquant les paramètres présentés sur le tableau V-5 (ANBT ; Geomag, 2022).

Tableau V-7 : Les paramètres GIN appliqué au plot d'essai III

Côte (m)	$P_{max}$ (bar)	$V_{max}$ (L/ml)	$G_{in,max}$ (bar.L/ml)
Au-dessus de la côte 179 et les deux tranches sous le béton	10	350	1000
En dessous de la côte 179	15	350	1500

ANBT ; Geomag, 2022

#### V.4.3.2. Etude de l'évolution de la consommation de coulis

Au terme de traitement sur le plot d'essai III, il a été constaté une faible consommation dans les trois séries d'injections, primaire secondaire et tertiaire.

La répartition des consommations de coulis au niveau du plot d'essai III est représentée sur l'histogramme ci-après [Figure V-49].

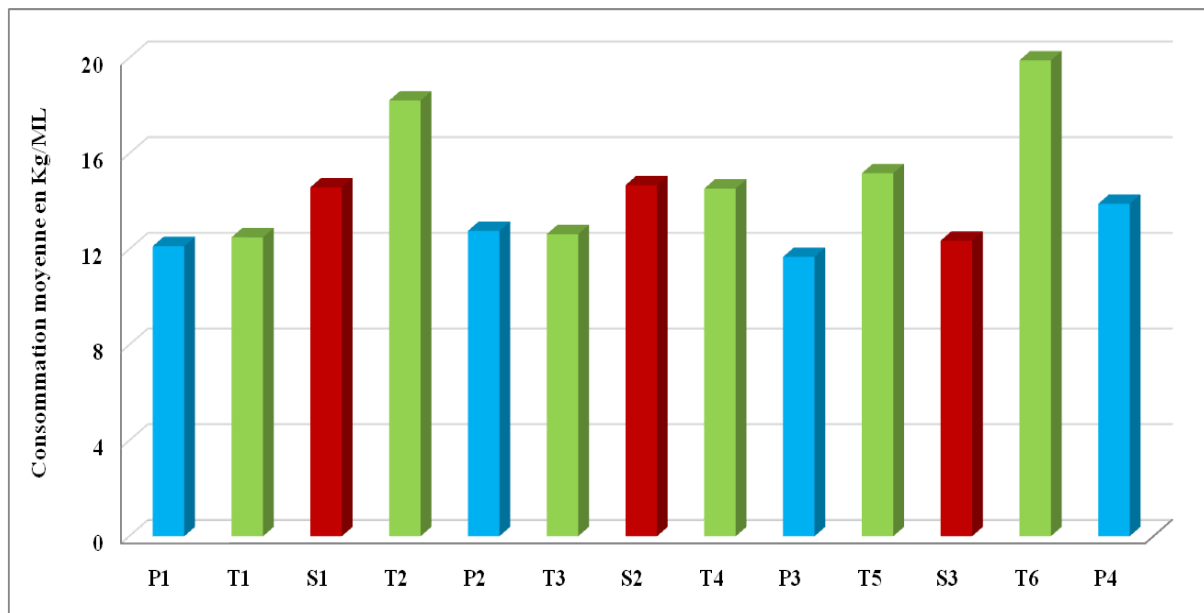


Figure V-49: Répartition des consommations de coulis au niveau des forages du plot d'essai III.

Les résultats et l'interprétation de ces derniers sont présentés par forages ci-après :

##### V.4.3.2.1 Forages primaires

Les forages primaires ont été réalisés jusqu'à une profondeur de 60ml chacun avec un total linéaire injecté de 220,2 ml. Ces quatre forages ont montré une faible consommation qui varie entre 10 et 40 kg de ciment sec / ml [Figure V-50].

On note une consommation moyenne à la côte 187 m (dans le contact béton-rocher) dans le forage **P1** (30 Kg de ciment/ ml), à la côte 147 m dans le forage **P2** (40,8 Kg de ciment/ml), et à la cote 177 m dans le forage **P3** (28 Kg de ciment/ml).



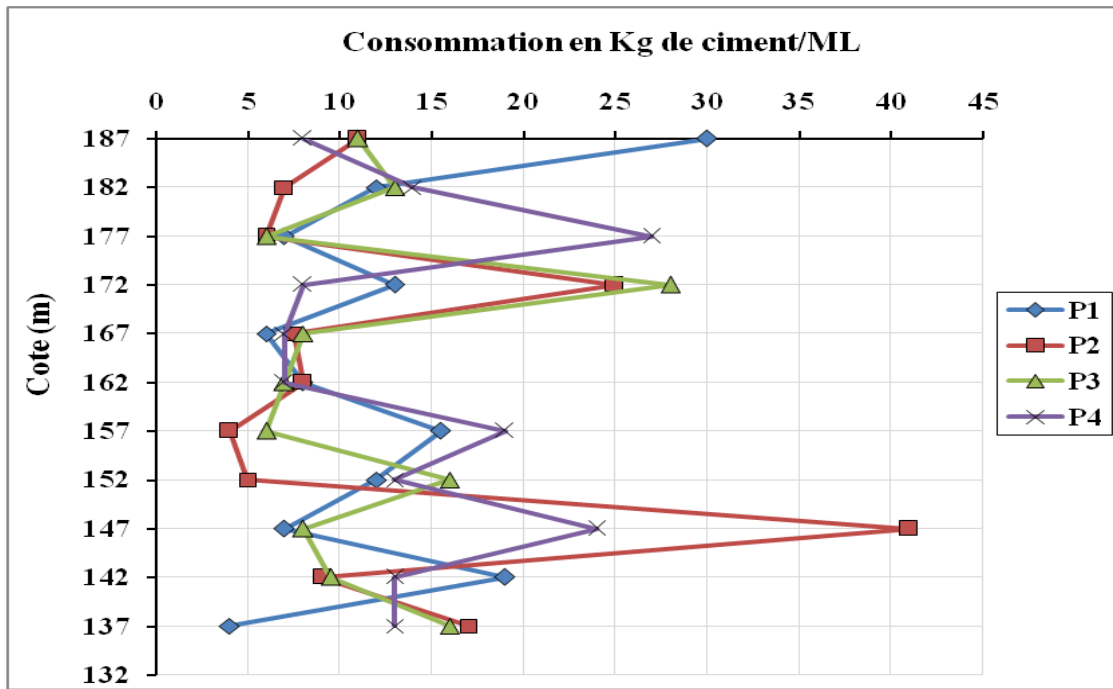


Figure V-50: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages primaires dans le plot III.

V.4.3.2.2 Forages secondaires

Les forages secondaires ont été exécutés avec un serrage de maille de 2,5m d'intervalle. Ces forages montrent une faible consommation comprise entre 7 et 25 kg de ciment sec/ml [Figure V-51]. On note une grande consommation à la cote 142 m dans le forage S1 qui est de l'ordre de 25,6 kg de ciment sec / ml.

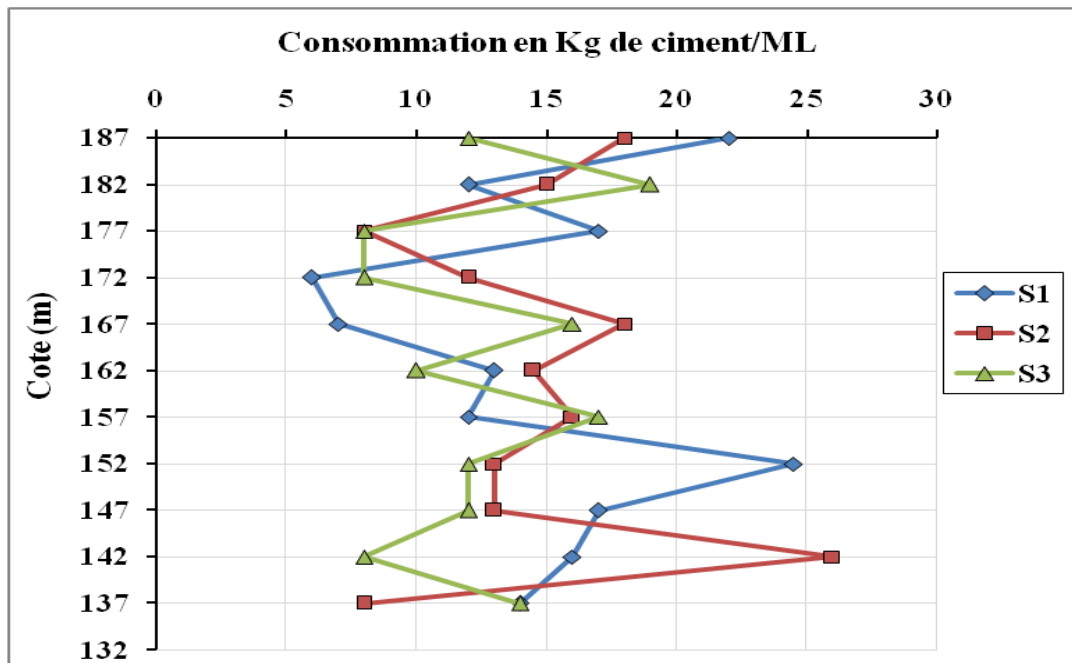


Figure V-51: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages secondaires dans le plot III.

## V.4.3.2.3 Forages tertiaires

Les quantités injectées dans les forages tertiaires sont représentées sur la figure V-52. On note :

- Une consommation moyennement élevée à la cote 187 m (dans le contact béton-rocher) dans le forage **T1** (37.5 Kg de ciment/ ml), entre les cotes 181 et 171 m (des consommations de 39,9 et 28,4 kg de ciment/ml respectivement). Et entre les cotes 170-165 m dans le forage **T6** (49 Kg de ciment/ ml).

- Des faibles consommations sont enregistrées entre les cotes 187 -137 m dans les forages **T2** et **T3**, et entre les cotes 167-137 m dans le forage **T1** généralement inférieur à 18 kg de ciment/ml.

Les résultats obtenus montrent que le sol sous le bloc 15 est bien structuré et enregistre une faible consommation sous une pression de 10 et 15 bars en tête.

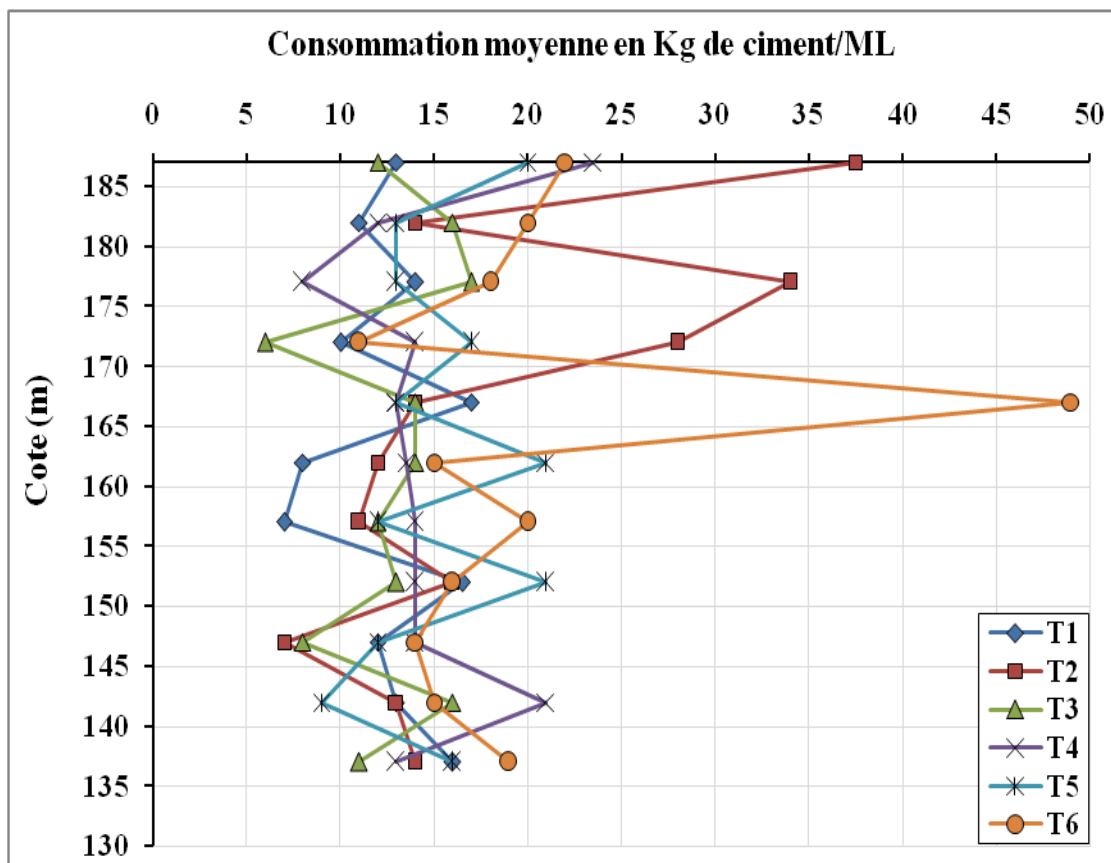


Figure V-52: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages tertiaires dans le plot III.

## V.4.3.2.4 Forage de contrôle

Le forage de contrôle a été exécuté après réalisation et achèvement des trois phases de traitement par des injections : primaires secondaires et tertiaires. L'exécution de ce forage avec une orientation inclinée permet de toucher tous les forages afin de contrôler la perméabilité des différents horizons sous le bloc 15 dans la galerie amont.

Les quantités injectées dans le forage de contrôle sont représentées sur la figure V-53. On note une consommation moyennement élevée à la cote 187 au niveau du contact béton-rocher (33,2 kg de ciment/ml). Ainsi qu'entre les côtes 139 et 136 m avec une consommation de 39,7 kg de ciment/ml. Et une faible consommation inférieure à 15 kg de ciment sec / ml entre 184-148 m, 201-181m et 171-161 m dans le même forage **FC-III-3**.

Afin d'assurer la pénétration du coulis dans le rocher, la rhéologie du coulis a été modifiée en utilisant un rapport E/C= 1.

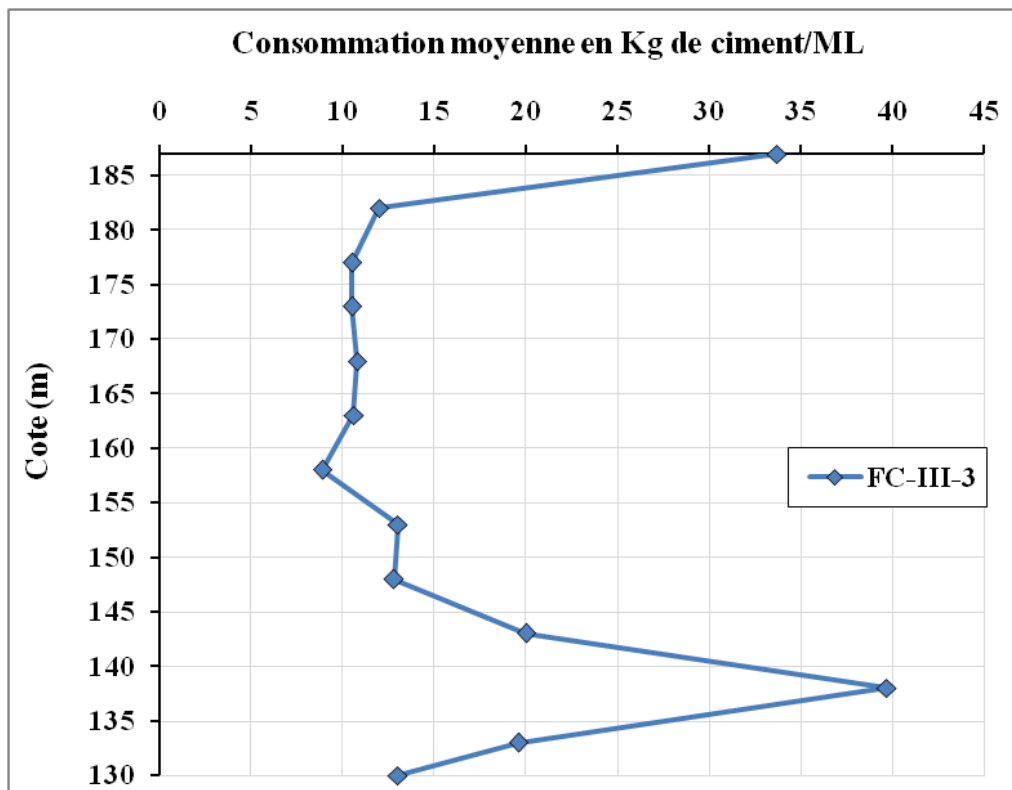


Figure V-53: Evolution de la consommation de coulis au niveau de forage de contrôle dans le plot III.

#### V.4.3.3 Etude de l'évolution de la perméabilité

Les essais d'eau ont été exécutés avant injection dans les deux forages primaires **P1** et **P2**. Les valeurs de la perméabilité seront comparées avec celles obtenues dans le forage de contrôle qui ont été exécutés après injection. L'or de l'exécution des essais d'eau (Lugeon) une communication avec les drains adjacents est remarquée, ainsi que une légère montée en pression du piézomètre situé dans la chambre de pendule qui se trouve à proximité du plot d'essai.

Les résultats obtenus des essais d'eau au niveau du forage **P2** montrent une nette amélioration du sol soit à l'état naturel ou suite à l'injection du forage primaire précédent **P1** situé à 5ml du présent forage. En effet, le pendage vers l'ouest des couches géologiques de la fondation favorise le voyage du coulis de ciment d'injection vers le forage **P2** via des joints stratigraphiques faibles ou des fissures parallèles avec le réseau de failles Est-Ouest cité dans le chapitre III.

L'évolution de la perméabilité en fonction de la cote de la retenue est présentée sur la figure V-54, on note :

- La perméabilité était de l'ordre 5 et 2,3 UL (équivalent Darcy :  $5.10^{-7}$  et  $2,3.10^{-7}$  m/s) dans les forages primaires **P1** et **P2** respectivement à la cote 187 m niveau du contact béton-rocher. Après injection, elle est devenue nulle à la même cote 187 m dans le forage de contrôle **FC-III-1**.
- La perméabilité variait entre 0,5 et 5 UL (équivalent Darcy :  $5.10^{-8}$  et  $5.10^{-7}$  m/s) dans les deux forages primaires **P1** et **P2** entre les cotes 187 et 162 m, où se trouve un horizon perméable. Après injection, elle est devenue inférieure à 0,9 UL (équivalent Darcy :  $9.10^{-8}$  m/s) dans le forage de contrôle **FC-III-1**.
- La perméabilité était de 0,9 à 1,8 UL (équivalent Darcy :  $9.10^{-8}$  à  $1,8.10^{-7}$  m/s) dans les deux forages à partir de la cote 162 m, où se trouve un horizon peu perméable. Après injection, elle est devenue inférieure à 0,4 UL (équivalent Darcy :  $4.10^{-8}$  m/s) dans le forage de contrôle **FC-III-1**.

On peut conclure que les travaux d'injection ont conduit à une nette amélioration du sol. Les formations tortonniennes se manifestent par un comportement dilatant ou présentent des masses rocheuses finement fissurées avec un écoulement constant entre les côtes 187 et 152 m. A partir de la côte 152 et jusqu'à la côte 137 m, le terrain devient imperméable dans les couches inférieures du Tortonien et les couches supérieures de l'Helvétien.

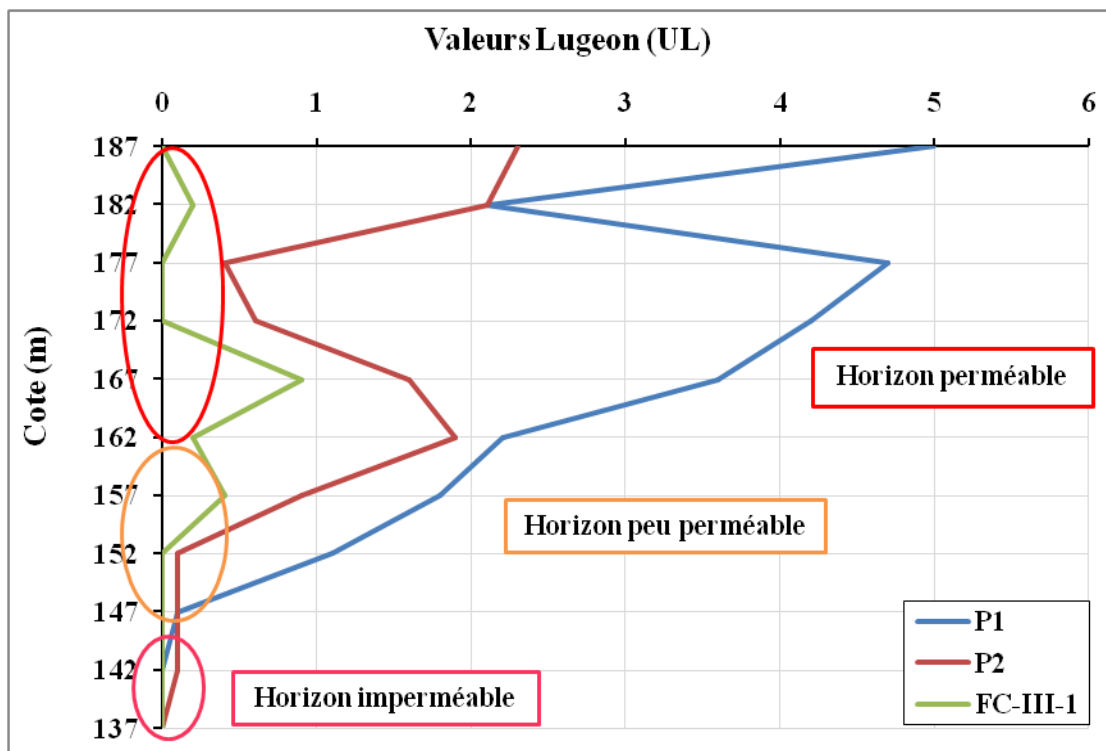


Figure V-54: Variation de la perméabilité en fonction de la profondeur dans le plot III.

**V.4.3.4 Aperçu sur l'état des carottes**

Le carottage réalisé a traversé toutes les couches du Tortonien sous le bloc 15 avec un ancrage de 2,5m dans l'Helvétien. Les formations traversées sont de nature calcaire très différenciée, des grès et des marnes.

Nous observons un remplissage au coulis de ciment d'injection dans des grès calcaires très fracturés ou se trouve l'horizon perméable entre les cotes 181-172 m [Figure V-55].



**Figure V-55: Remplissage des vides par le coulis d'injection.**

Nous observons des traces de coulis d'injection dans les fissures du grès rougeâtre [Figure V-56], il est très oxydés compact et très consolidés au sommet, très fracturé et friable à la base, entre les cotes 170-166 m dans l'horizon qui est peu perméable.



**Figure V-56: Pénétration du coulis d'injection et interaction avec les grès.**

#### V.4.3.5 Récapitulatif des résultats des traitements réalisés au plot d'essai III

D'après les résultats obtenus lors des injections au niveau du plot d'essai III, nous avons noté, pour l'ensemble des forages réalisés, des faibles valeurs de consommation comparant aux autres plots d'essai.

Les résultats des essais d'eau ont montré des valeurs lugeon très variables ce qui permet de distinguer les formations traversées en trois horizons : un horizon très perméable entre les cotes 187-162 m, un horizon peu perméable entre les cotes 162-152 m, et un horizon imperméable entre les cotes 152-137 m. Ces essais ont montré une évolution régressive des perméabilités. La perméabilité après injection est dix fois inférieure à la perméabilité initiale.

#### V.4.4. Travaux d'injection au niveau du plot d'essai IV

Ces travaux ont fait l'objet de la réalisation d'un plot d'essai IV qui forme un voile d'une longueur de 20 m et d'une surface de 1084 m<sup>2</sup>. Ce plot d'essai est situé au niveau de la rive gauche, dans la partie sous nappe de la galerie amont du barrage.

Le plot d'essai IV est constitué de cinq forages primaires, quatre forages secondaires, huit forages tertiaires, neuf forages quaternaires sur une distance linéaire de 20m entre les forages primaires **PG-1** et **PG-5**. Les forages sont tous verticaux avec une profondeur de 55 m chacun.

L'emplacement du plot d'essai IV et l'implantation des forages d'injection sont représentés respectivement sur les figures V-57 et V-58.

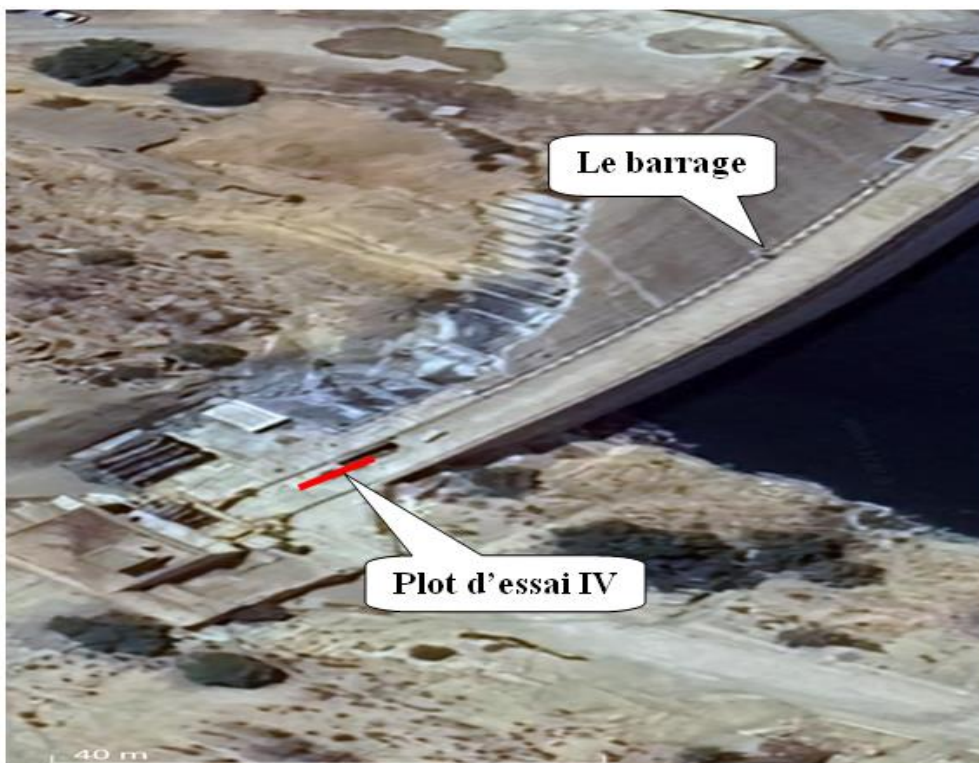


Figure V-57: Emplacement du plot d'essai IV dans la rive gauche.

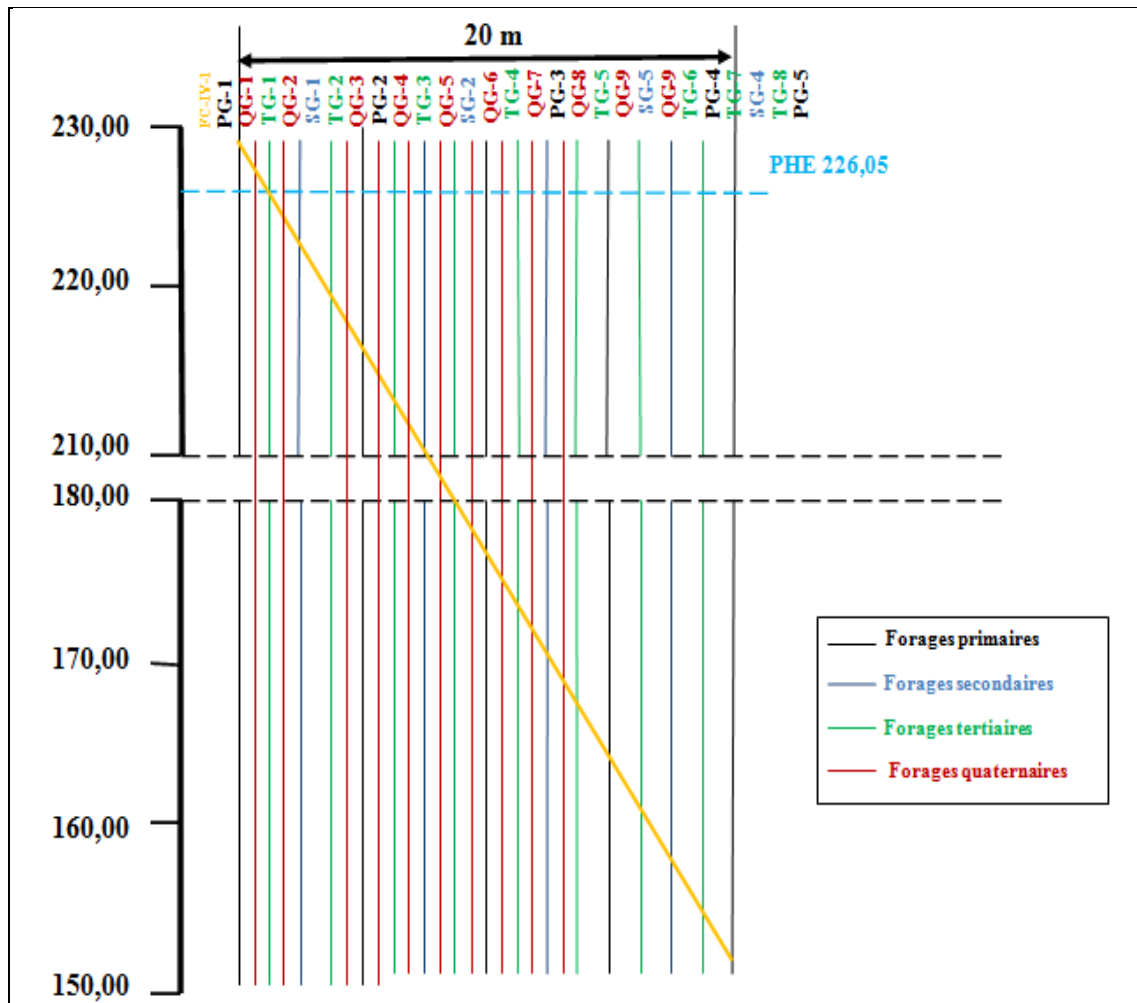


Figure V-58: Implantation des forages d'injection du plot d'essai IV.

V.4.4.1 Condition des essais d'injection

Les injections ont été réalisées suivant la méthode GIN mettant en évidence la pression maximale, le volume maximum. Le produit des deux facteurs sera contrôlé en permanence afin d'éviter tout soulèvement ou claquage éventuel du sol, sur l'appui gauche du barrage.

Les paramètres GIN utilisés sont démontrés dans le tableau ci-après.

Tableau V-8: Les paramètres GIN de plot d'essai IV

Côte m	P <sub>max</sub> (bar)	V <sub>max</sub> (L/ml)	GIN <sub>max</sub> (bar.L/ml)
Les deux tranches inférieures au contact béton-rocher	10	500	1500
Sous les deux tranches inférieures au contact béton-rocher	15	500	2250

ANBT ; Geomag, 2022

## V.4.4.2 Etude de l'évolution de la consommation de coulis

La répartition des consommations de coulis au niveau du plot d'essai IV est représentée sur l'histogramme ci-après [Figure V-59].

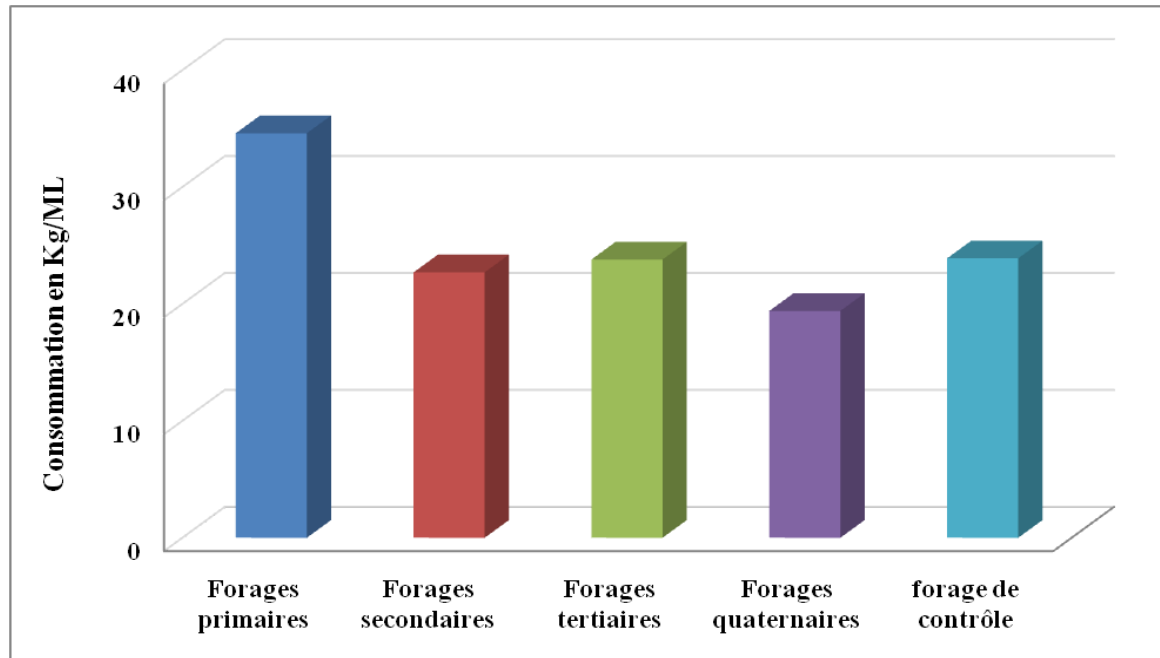


Figure V-59: Répartition des consommations au niveau du plot d'essai IV.

Pour interpréter les résultats obtenus, l'évolution de la consommation de coulis est détaillée par forages :

## V.4.4.2.1 Forages primaires

Les quantités injectées dans les forages primaires sont représentées sur la figure V-60. On note :

- Une forte consommation a été constatée à la cote 194 m dans le forage **PG-1** (494,5 Kg de ciment / mètre linéaire) ;
- Une consommation moyenne à la cote 223 m dans les forages **PG-2/ PG-4** (75,4, 78,9 Kg de ciment / ml) respectivement. Et à la cote 194 m dans les forages **PG-2/ PG-3** (68,6, 58 Kg de ciment / ml) respectivement ;
- Pour le reste dans tous les forages primaires la consommation est généralement très faible (Inférieure à 25 Kg de ciment / mètre linéaire) et parfois faible (entre 25 et 50 Kg / mètre linéaire).



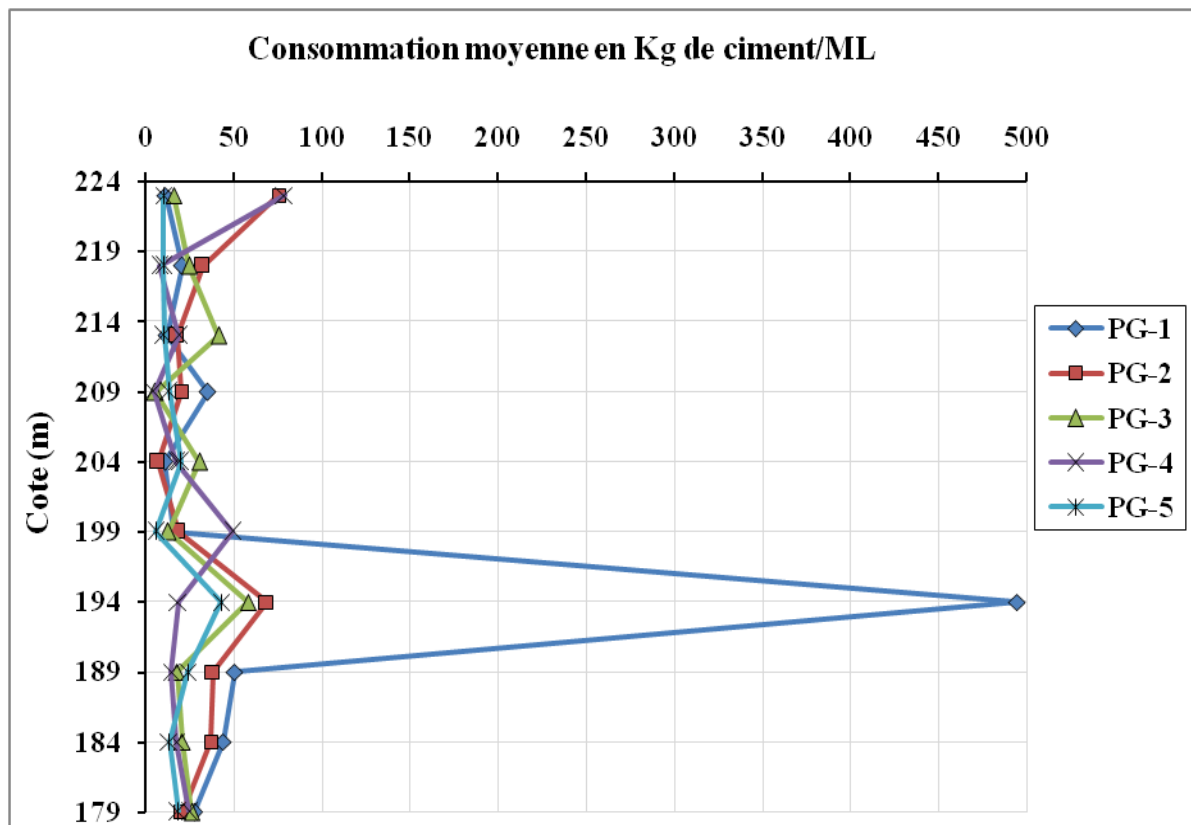


Figure V-60: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages primaires dans le plot IV.

#### V.4.4.2 Forages secondaires

De faibles consommations ont été enregistrées dans les forages secondaires, réalisés après injections des forages primaires [Figure V-61]. On note :

- Une consommation faible est enregistrée au niveau du forage **SG-2** entre les cotes 199 et 189 m (de 30 à 53.3 Kg de ciment par mètre linéaire), dans les forages **SG-1**, **SG-3** et **SG-4** à la cote 194 m (42.2 ; 42.3 ; 48.3 Kg de ciment par mètre linéaire). Et au niveau du forage **SG-3** entre les cotes 184-179 m (de 32 à 48.9 Kg de ciment par mètre linéaire) ;
- Pour le reste dans tous les forages secondaires la consommation est généralement très faible (Inférieure à 20 Kg de ciment / mètre linéaire) et parfois faible (entre 25 et 30 Kg / mètre linéaire).

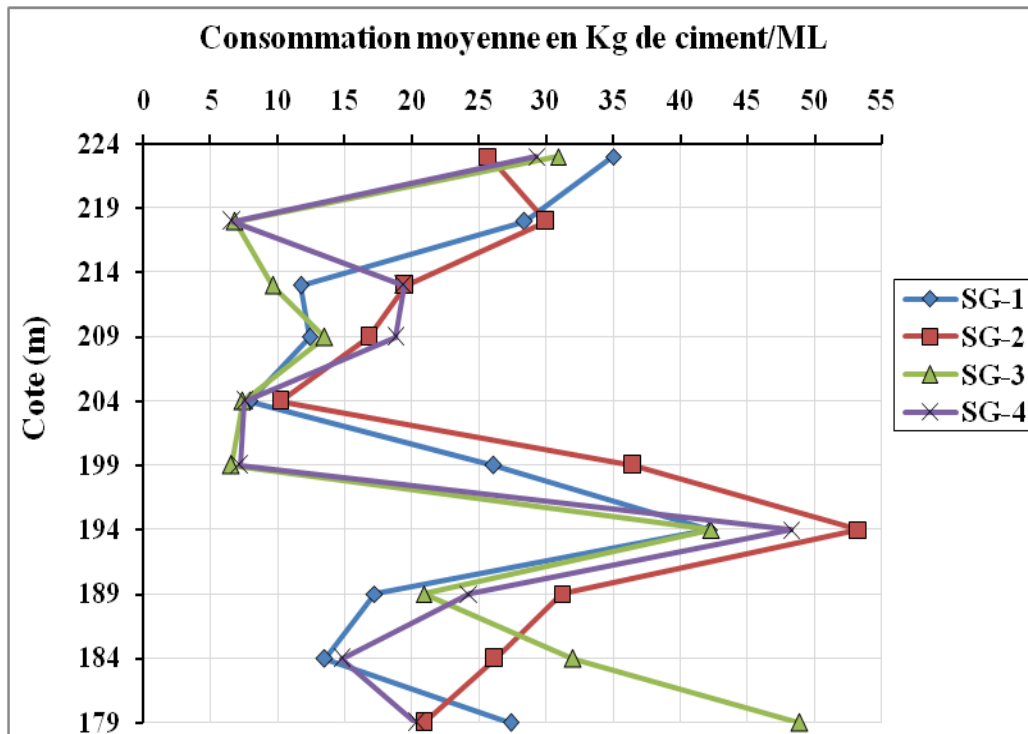


Figure V-61: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages secondaires dans le plot IV.

#### V.4.4.2.3 Forages tertiaires

Les forages tertiaires montrent une faible consommation de coulis à l'exception de certaines passes dans certains forages. Des horizons à très fortes consommations ont été signalés au niveau des forages [Figure V-62]. On note :

- Une forte consommation est enregistrée dans le forage **TG-6** à la cote 209 m (de 152.5 Kg de ciment par mètre linéaire), et une consommation moyennement élevée dans le forage **TG-1** à la cote 194 m (88.3Kg de ciment par mètre linéaire) ;
- Une consommation moyenne est enregistrée dans le forage **TG-8** entre les cotes 223 et 218 m (de 41 à 47.3 Kg de ciment par mètre linéaire), et dans le forage **TG-5** entre les cotes 213 et 189 m (de 41 à 61Kg de ciment par mètre linéaire) ;
- Une faible consommation est enregistrée dans les forages **TG-2/ TG-3/ TG-4/ TG-5/ TG-6 TG-7/ TG-8** entre les cotes 223 et 213, et entre les cotes 204 et 179 m (de 20 à 40 Kg de ciment par mètre linéaire) ;
- Une très faible consommation est enregistrée pour le reste des forages généralement Inférieure à 20 Kg de ciment / mètre linéaire.

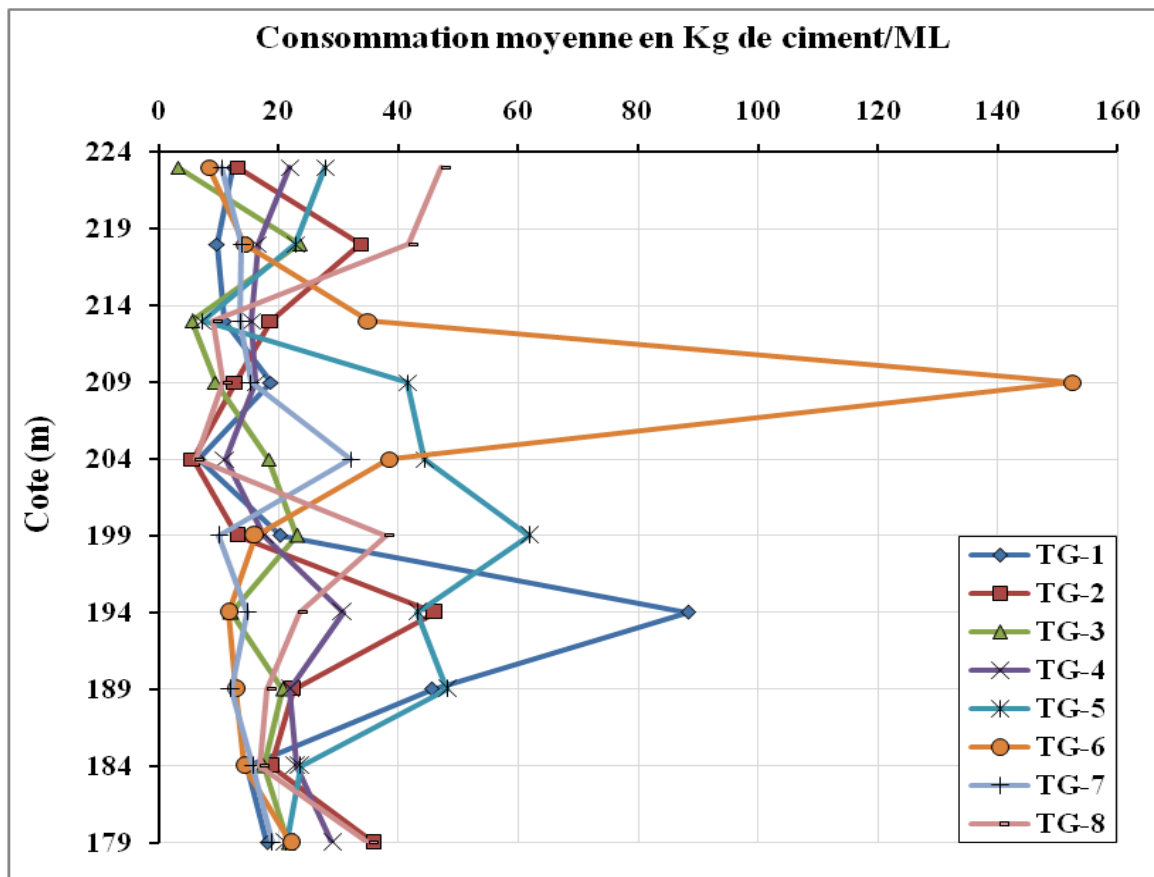


Figure V-62: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages tertiaires dans le plot IV.

#### V.4.4.2.4 Forages quaternaires

Les forages quaternaires ont enregistré une faible consommation généralement inférieure à 25 kg de ciment sec par mètre linéaire [Figure V-63].

Les forages quaternaires ont enregistré des consommations, tel que :

- Une consommation moyennement élevée dans le forage **QG-1** à la cote 209-204 m (98.3 Kg de ciment sec/ml), et dans le forage **QG-6** entre les cotes 199-194 m (72.8 Kg de ciment sec/ml) ;
- Une consommation moyenne dans le forage **QG-8** (49.8 Kg de ciment sec/ml) entre les cotes 209-204m, (54.5 Kg de ciment/ml) entre les côtes 199-194 m ;
- Pour le reste dans tous les forages quaternaires, la consommation est généralement très faible (Inférieure à 20 Kg de ciment / mètre linéaire) et parfois faible (entre 20 et 35 Kg / mètre linéaire).

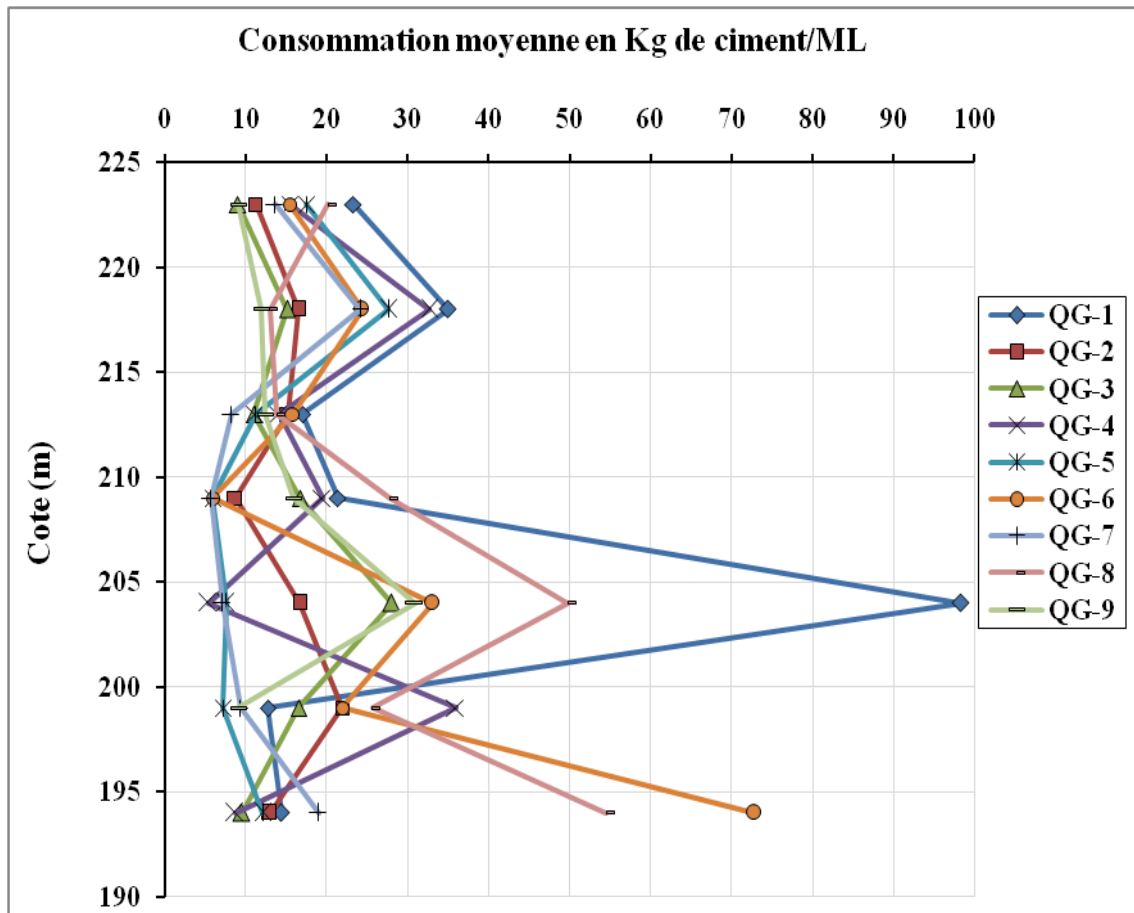


Figure V-63: Evolution de la consommation de coulis au niveau des forages quaternaires dans le plot IV.

V.4.4.2.5 Forage de contrôle

Après l'opération d'injection dans le plot d'essai IV, le forage de contrôle **FC-IV-1** a été réalisé en carottage incliné 11° par rapport à la verticale vers la rive droite avec essais d'eau systématique, tous les 5m. Dans le but de chercher le coulis injecté dans les fissures et déterminer la perméabilité du sol afin de déterminer la fiabilité des travaux d'injection réalisés.

Les quantités injectées dans le forage de contrôle sont représentées sur la figure V-64. On note une faible consommation inférieure à 25 kg de ciment sec par mètre linéaire entre les cotes 223-199 m, une consommation moyenne entre les cotes 199-184 m (de 29.4 à 53 kg de ciment/ml).

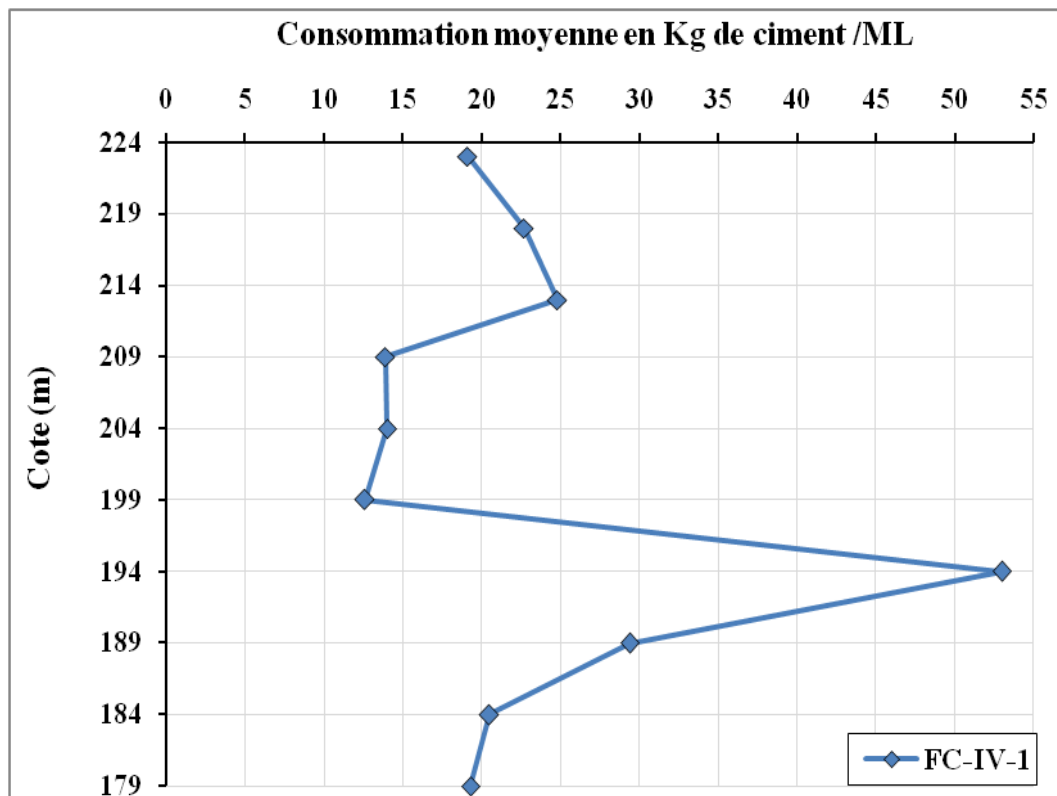


Figure V-64: Evolution de la consommation de coulis au niveau du forage de contrôle dans le plot IV.

#### V.4.4.3 Etude de l'évolution de la perméabilité

Les essais d'eau au niveau du plot d'essai IV ont été exécutés dans le forage de contrôle **FC-IV-1** afin de connaître la perméabilité du sol après traitement de la zone par injection. La plupart des essais exécutés au niveau du forage **FC-IV-1** ont suivi un régime dilatant. 80% des essais réalisés ont manifesté une dilatation, ce type d'écoulement est rencontré dans les terrains à ouvertures fines, le phénomène de dilatation est traduit par une ouverture temporaire du sol à haute pression qui reprend sa taille initiale après décharge. Il a été constaté un horizon perméable avec turbulence entre 35 et 45m, ce type d'écoulement est rencontré dans des sols à fissures largement ouvertes.

L'évolution de la perméabilité en fonction de la cote de la retenue est présentée sur la figure [Figure V-65]. On note qu'il 'y a :

- Un horizon peu perméable entre les cotes 224-219 m, dont les valeurs de la perméabilité sont de l'ordre de 0,2 et 0,5 UL (équivalent Darcy :  $2.10^{-8}$  et  $5.10^{-8}$  m/s) ;
- Un large horizon perméable cerné entre les côtes 204 et 179 m, la perméabilité variait entre 2 et 5 UL (équivalent Darcy :  $2.10^{-7}$  et  $5.10^{-7}$  m/s). Malgré ces unités de lugeon, le sol retourne à son état initial après la décharge en pression ;

- Un horizon très perméable est localisé entre les côtes 218 et 206 m avec des valeurs de perméabilité entre 9,6 et 10,6 UL (équivalent Darcy :  $9,6 \cdot 10^{-7}$  et  $1 \cdot 10^{-6}$  m/s), et un régime d'écoulement turbulent.

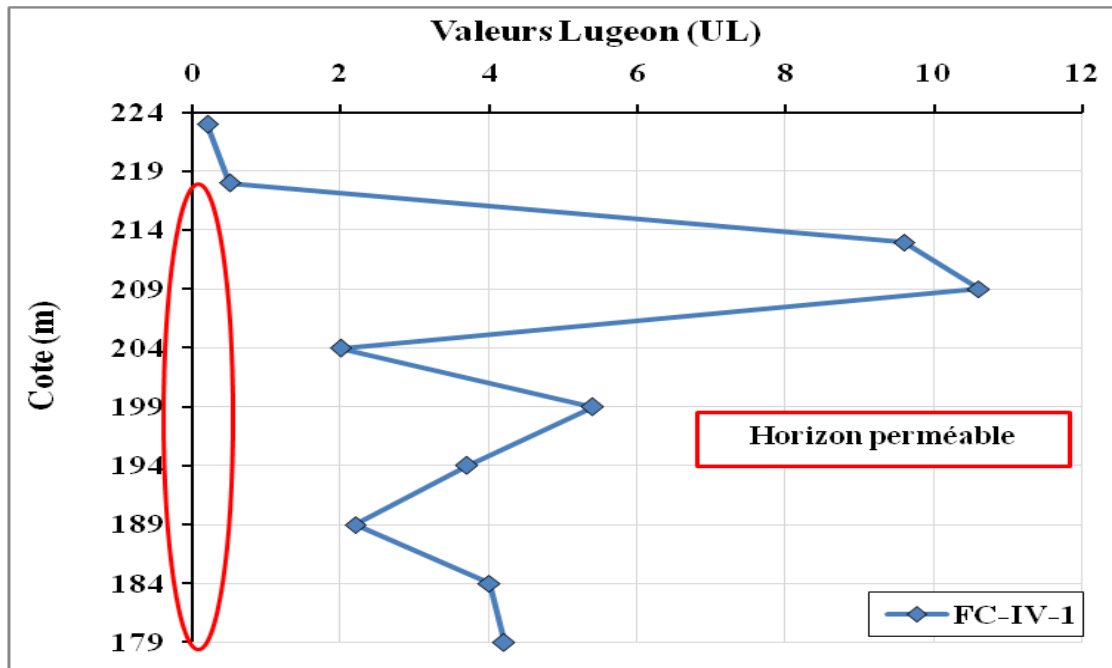


Figure V-65: Variation de la perméabilité en fonction de la profondeur dans le plot IV.

#### V.4.4.4 Aperçu sur l'état des carottes

Nous observons le coulis dans les différents horizons essentiellement dans les calcaires biogène et microkarstifié, présentant des fissures centimétriques à micrométriques entre les cotes 221-212 m [Figure V-66]. Ces horizons ont vu la pénétration du coulis dans des microfissures suivant des plans de fracturations très variables.



Figure V-66: Les traces de coulis d'injection dans les fissures.

La figure V-67 représente des fissures et des vacuoles colmatées par le coulis d'injection entre les cotes 189-185 m dans le calcaire vacuolaire de couleur blanchâtre très dur peu fracturé.



**Figure V-67: Le coulis d'injection dans les fissures et les micro-karsts des calcaires vacuolaires.**

#### **V.4.4.5 Récapitulatif des résultats des traitements réalisés au plot d'essai IV**

De ce qui précède, il est fort probable que les fortes absorptions et consommations enregistrées sont dues au passage de la faille du bloc n°09 identifiée lors des excavations et se manifeste essentiellement à une zone de faiblesse dans les calcaires vacuolaires. De ce fait, les travaux à venir doivent être concentrés à ce niveau de la formation tortonienne sous la fondation.

#### **V.4.5 Travaux d'injection au niveau du plot d'essai V**

Ces travaux sont complémentaires des travaux antérieurs du plot d'essai IV. Ils ont fait l'objet de la réalisation d'un plot d'essai V qui forme un voile au large d'une longueur de 15 m et d'une surface de 1800m<sup>2</sup>. Ce plot d'essai est situé dans la rive gauche du barrage.

Le plot d'essai V est constitué de quatre forages primaires, trois forages secondaires, six forages tertiaires. Les forages sont tous verticaux avec une profondeur de 120m chacun. Le forage primaire **PRG-03** a été exécuté en destructif avec essais d'eau type Lugeon tous les 5m pour déterminer la perméabilité préalable du sol.

L'emplacement du plot d'essai V et l'implantation des forages d'injection sont représentés respectivement sur les figures V-68 et V-69.



Figure V-68: Emplacement du plot d'essai V dans la rive gauche.

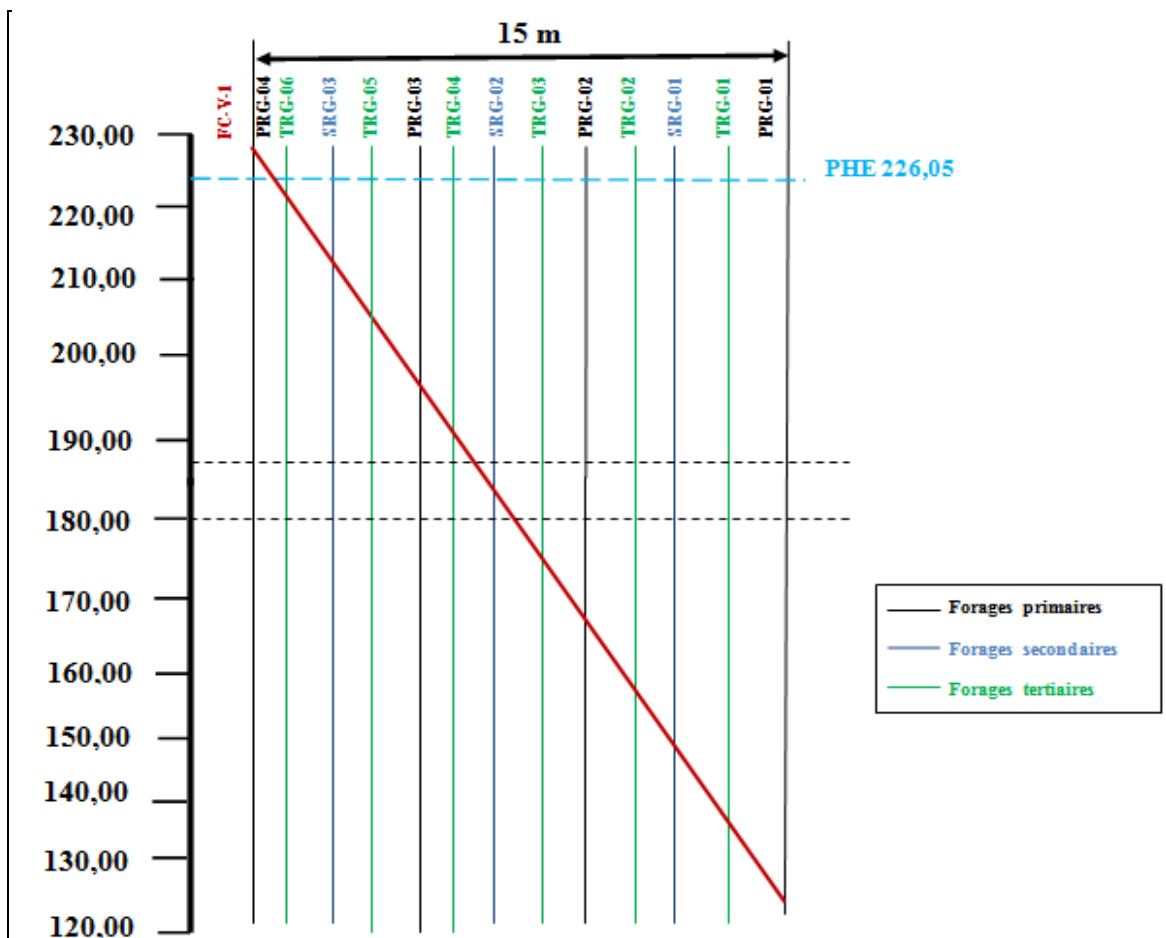


Figure V-69: Implantation des forages d'injection du plot d'essai V.



**V.4.5.1. Conditions des essais d'injection**

Les injections ont été réalisées suivant la méthode GIN mettant en évidence la pression maximale, le volume maximum et le produit des deux facteurs afin d'éviter tous soulèvement ou claquage du sol sur l'appui gauche du barrage.

Les injections ont été réalisées en appliquant les paramètres présentés sur le tableau V-7 (ANBT ; Geomag, 2022).

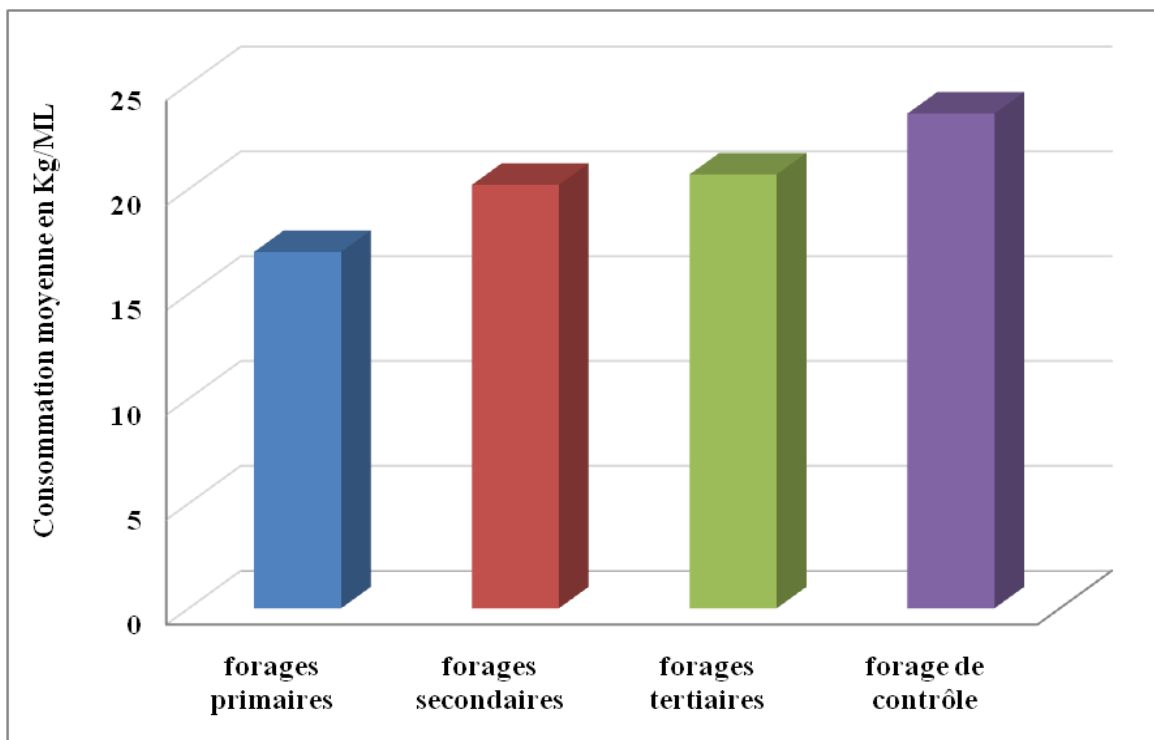
**Tableau V-9: Paramètres GIN du plot d'essai V.**

Côte m	$P_{max}$ (bar)	$V_{max}$ (L/ml)	$GIN_{max}$ (bar.L/ml)
De 227,00 à 221,00 m	2	250	250
De 221,00 à 190,00 m	6	350	1320
De 190,00 à 179,00 m	10	500	1500
Inférieure à la côte 179,00 m	15	500	2250

ANBT ; Geomag, 2022

**V.4.5.2 Etude de l'évolution de la consommation de coulis**

Les travaux d'injection ont été répartis suivant trois séries de traitement (Primaire, secondaire, et tertiaire). Lors des trois séries de traitement, il a été constaté des faibles consommations généralement inférieures à 25 kg de ciment sec par mètre linéaire [Figure V-70].



**Figure V-70: Répartition des consommations au niveau du plot d'essai V.**

Pour interpréter les résultats obtenus, l'évolution de la consommation de coulis est détaillée par forage dans l'histogramme de la figure V-71. On note :

- Une très faible consommation des forages primaires (**PRG-01, PRG-02, PRG-03, PRG-04**) entre 14 à 19 kg de ciment sec par mètre linéaire ;
- Une faible consommation des forages secondaires (**SRG-01, SRG-02, SRG-03**) entre 14 à 26 kg de ciment sec par mètre linéaire ;
- Une faible consommation des forages tertiaires (**TRG-01, TRG-02, TRG-03, TRG-04, TRG-05, TRG-06**) entre 16 à 25 kg de ciment sec par mètre linéaire ;
- Une faible consommation du forage de contrôle de 23,6 kg de ciment sec par mètre linéaire.

La consommation dans la rive gauche est faible d'où, elle ne dépasse en aucun cas 25 kg de ciment sec par mètre linéaire en moyenne pour chaque forage.

La fracturation du rocher au niveau de la rive gauche est très étroite, des fissures millimétriques qui se ramifie et se prolonge par des microfissures sur des distances centimétriques à décimétriques. Le rayon d'action des injections est donc minime.

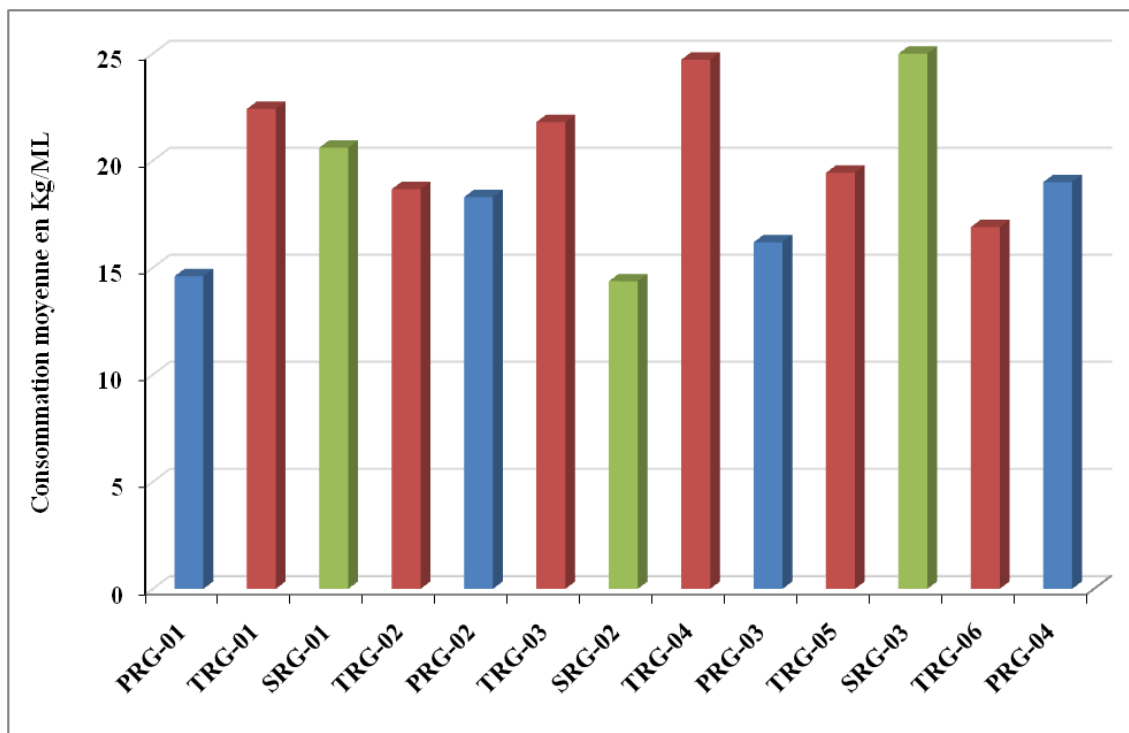


Figure V-71: Evolution de la consommation de coulis au niveau des différents forages dans le plot V.

### V.4.5.3 Etude de l'évolution de la perméabilité

Les essais d'eau au niveau du plot d'essai V ont été exécutés dans le forage primaire **PRG-03** afin de connaître la perméabilité du sol avant le traitement et servir comme point de comparaison avec le forage de contrôle **FC-V-1** réalisé après traitement.

Le forage de contrôle **FC-V-1** a été réalisé en carottage incliné  $4^\circ$  par rapport à la verticale avec des essais d'eau systématiquement tous les 5m jusqu'à 112m de profondeur.

Les résultats des essais d'eau sont représentés dans la figure V-72. On note que la perméabilité était de 148 UL (équivalent Darcy :  $1,48 \cdot 10^{-5}$  m/s) à la cote 223 m, et elle variait de 2 à 50 UL (équivalent Darcy :  $2 \cdot 10^{-7}$  à  $5 \cdot 10^{-6}$  m/s) entre les cotes 217 et 123 m dans le forage primaire **PRG-03**. Après injection, elle est devenue de 0,1 UL (équivalent Darcy :  $1 \cdot 10^{-8}$  m/s) à la cote 223 m, et de l'ordre 0,5 à 18 UL (équivalent Darcy :  $5 \cdot 10^{-8}$  à  $1,8 \cdot 10^{-6}$  m/s) entre les cotes 217 et 123 m dans le forage **FC-V-1**.

Suite aux résultats obtenus des essais de perméabilité Lugeon réalisé après les phases de traitement de sol par des injections dans le forage **FC-V-1**, il a été constaté l'existence des différents horizons de perméabilité. En effet, on peut observer deux horizons peu perméables qui cernent le forage de ces deux extrémités, supérieure et inférieure. Il montre une valeur Lugeon moyenne de 1 UL (équivalent Darcy :  $1 \cdot 10^{-7}$  m/s) entre les côtes 223 à 217 m et entre les côtes 127 à 123 m.

On peut aussi distinguer deux horizons perméables avec une valeur Lugeon moyenne de 10,3 UL (équivalent Darcy :  $1 \cdot 10^{-6}$  m/s) entre les côtes 212 à 202 m et de 9 UL (équivalent Darcy :  $9 \cdot 10^{-7}$  m/s) entre les côtes 173 à 153 m.

Des horizons intermédiaires sont identifiables avec des perméabilités comprises entre 1 et 5 UL (équivalent Darcy :  $1 \cdot 10^{-7}$  et  $5 \cdot 10^{-7}$  m/s), ces horizons sont intercalés entre les horizons cités précédemment avec une valeur de 3,8 UL (équivalent Darcy :  $3,8 \cdot 10^{-7}$  m/s) entre les côtes 202 et 172 m et de 2,76 UL (équivalent Darcy :  $2,76 \cdot 10^{-7}$  m/s) entre les côtes 152 à 132 m.

A l'exception de l'horizon entre les côtes 212 et 202 m, le rocher présente un comportement dilatant. Le sol se dilate avec la recharge en pression puis retourne à son état initial après la décharge en pression, autrement dit, les ouvertures du sol présentent un comportement élastique. L'horizon entre 212 et 202 m montre un caractère turbulent de l'écoulement, cet horizon est occupé par des calcaires vacuolaires très fracturé avec des fissures et ouvertures largement ouvertes.

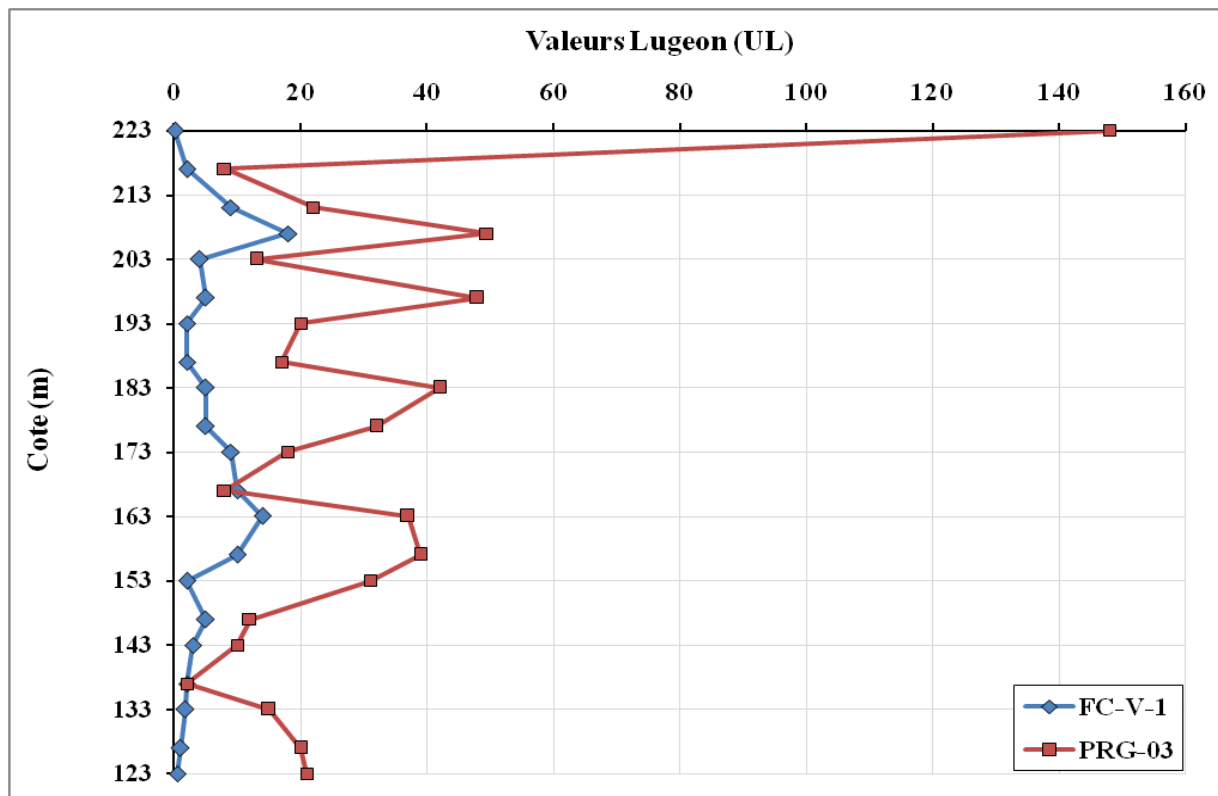


Figure V-72: Variation de la perméabilité en fonction de la profondeur dans le plot V.

V.4.5.4 Aperçu de l'état des carottes

Des traces de coulis d'injection sont observées dans les vacuoles entre les cristaux de calcite bien cristallisés entre les cotes 217-206 m. Vue le nombre important des vacuoles et la non jonction entre elles, le coulis d'injection rempli partiellement le calcaire vacuolaire et voyage dans les fissures longues [Figure V-73].



Figure V-73: Présence de coulis d'injection dans des fissures centimétriques, millimétriques et microfissures des calcaires vacuolaires.

Nous observons une pénétration progressive du coulis de ciment dans les fissures fines des calcaires gréseux du Tortonien entre les cotes 191-185 m. Le dimensionnement des fissures est très variable (centimétriques, millimétriques et micrométriques) [Figure V-74].



**Figure V-74: Pénétration du coulis de ciment dans les fissures.**

#### **V.4.5.5 Récapitulatif des résultats des traitements réalisés au plot d'essai V**

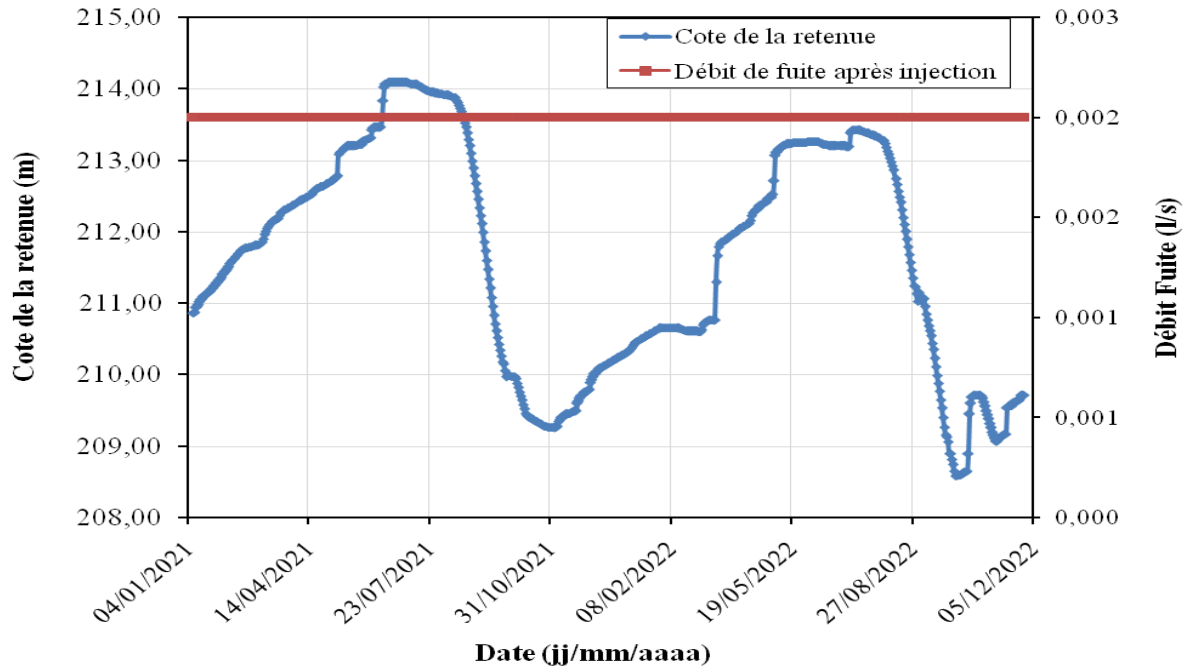
Les essais d'eau ont montré une large amélioration en valeurs lugeon, mais aussi et principalement le type d'écoulement. En effet, les essais d'eau préalables à l'injection ont enregistré un type d'écoulement à 54% turbulent, ce type d'écoulement est rencontré dans les rochers à fissuration largement ouverte. Après injection, les essais ont montré 90% de dilatation contre 9% d'écoulement turbulent. Le sol dans ce type d'écoulement interagit avec les variations en pressions qui dilate avec la recharge et se contracte avec la décharge (ou le retour à l'état initial après la décharge). La perméabilité après injection est inférieure dix fois à celle mesurée initialement.

La qualité du rocher varie et change brusquement de mauvais à moyen ou bonne qualité. Ce changement est lié à la structure et la composition de chaque couche géologique ainsi que les événements tectonique et hydrogéologique que cette dernière a subie. Du coulis d'injection a été retrouvé dans certains horizons mais absent dans d'autres, la mise en place et le voyage du coulis est lié directement à la connexion des fissures entre elles.

### **V.5. Analyse des débits de fuite après injection dans la rive droite**

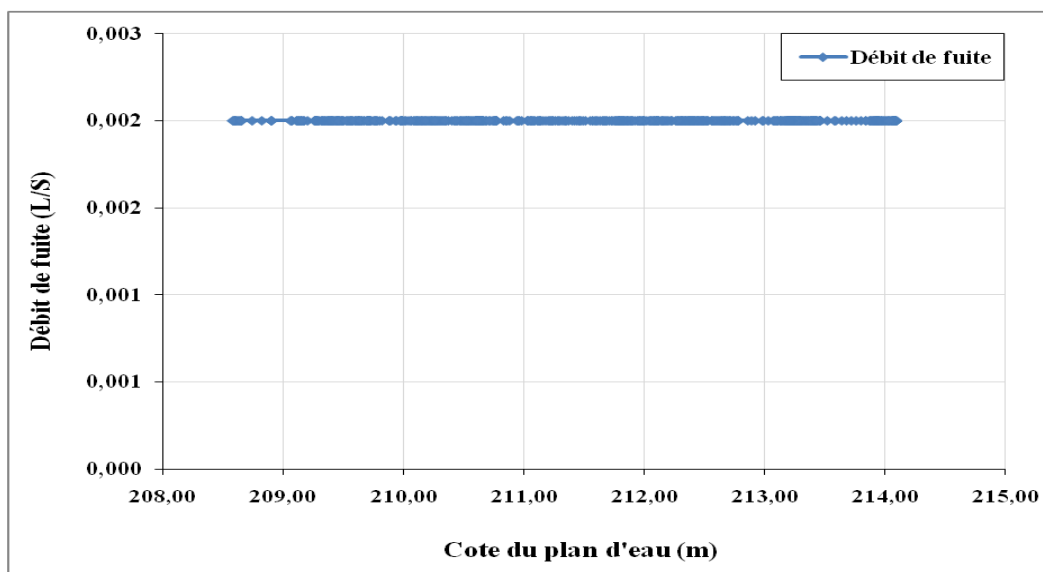
Nous allons suivre la fuite d'eau dans la rive droite après le traitement effectués, et nous essayons de faire une comparaison entre les résultats précédents. Nous remarquons que la perméabilité après injection est mille fois inférieure à la perméabilité initiale. Cette diminution a entraîné une baisse considérable des volumes d'eau perdue, ce qui a conduit à des valeurs de débit de fuites de 0,002 l/s.

La figure V-75 représente le débit de fuite en fonction du temps et en fonction de la cote de la retenue après l'injection. On note une augmentation et une diminution de la retenue au cours du temps sont indiquée sur le graphe, mais elle n'a pas influencée le débit de fuite qui a atteint la même valeur de 0.002 L/s pour toutes les mesures.



**Figure V-75: Variation du débit de fuite en fonction du temps et en fonction de la cote de la retenue après injection.**

La figure V-76 représente la variation du débit de fuite en fonction de la cote de la retenue du barrage. On note que le débit de fuite reste à la même valeur de 0.002 L/s quel que soit la cote du plan d'eau de la retenue. Ce résultat montre l'efficacité des travaux d'injection pour le traitement des fuites dans la rive droite au niveau du barrage d'El Chorfa.



**Figure V-76: Variation du débit de fuite en fonction de la cote de la retenue.**

## Conclusion

Chaque barrage doit être évalué sur la base des conditions géologiques particulières prévalant du site et doit être traité selon l'expérience générale et le jugement technique. Pour le barrage d'El Chorfa, un mélange ciment-bentonite a été injecté dans les différents plots d'essai. La bentonite a été utilisée pour assurer les bonnes caractéristiques rhéologiques du coulis à savoir sa viscosité, sa densité et sa décantation et afin de permettre une pénétration optimale.

L'injection a été réalisée suivant la méthode GIN et a été remplacée par la méthode classique dans certaines situations. La méthode GIN a été appliquée aux terrains à fissurations fines. Lorsque les dimensions des fractures deviennent plus grandes un seul type de coulis ne sera pas suffisant pour obturer et colmater la fissure donc on fait appel à la méthode classique avec usage de coulis plus dense.

Les travaux réalisés au niveau du plot d'essai I, ont permis de constater d'une part que le sol est très perméable dans les formations supérieures et moyennement perméables en profondeur. D'autre part, les fortes consommations de coulis sont dues à l'existence des failles dans cette zone. L'analyse des résultats des essais d'eau dans les forages de contrôle ont permis de constater une amélioration de l'étanchéité du sol ce qui confirme l'efficacité des travaux d'injection.

Au niveau du plot d'essai II, les coulis injectés suivant l'axe du barrage ont été entraînés par l'eau vers le côté aval du barrage ce qui confirme l'existence d'un conduit Karstique dans cette zone. Après les travaux de traitement de la fuite, il a été constaté que cette zone a connu une nette amélioration de l'étanchéité. On remarque une grande amélioration de la perméabilité du milieu. La perméabilité après injection est mille fois inférieure à celle mesurée initialement. Cette diminution entraînera une diminution considérable des volumes d'eau perdus. Néanmoins, le traitement reste insuffisant afin d'avoir un voile étanche efficace.

A l'issue des résultats obtenus lors de l'exécution du plot d'essai III, il a été constaté que le terrain de fondation sous le bloc 15 ne présente pas d'anomalie. Lors de la perforation aucune contrainte n'a été rencontrée, aucun éboulement, aucune obturation du forage et aucune perte d'eau de perforation totale ou partielle dans la totalité des forages exécutés. Les résultats des essais d'eau avant injection ont montré des valeurs Lugeon très variables ce qui permet de distinguer les formations traversées en trois horizons : un horizon perméable entre les 187-162 m, un horizon peu perméable entre les cotes 162-152 m, et un horizon imperméable entre les cotes 152-137 m. Les essais d'eau après injection ont montré une évolution régressive des perméabilités, la perméabilité après injection est dix fois inférieure à la perméabilité initiale. Ce résultat montre l'efficacité des travaux d'injection.

Les travaux réalisés au niveau des plots d'essai IV et V, ont permis de constater que les fortes consommations de coulis entre les cotes 204 et 189 m sont dues à l'existence d'une faille majeure. De ce fait, les travaux à venir doivent être concentrés à ce niveau de la formation tortonienne sous la fondation. Les essais d'eau après injection ont montré une

grande amélioration de la perméabilité du milieu. La perméabilité après injection est inférieure dix fois à celle mesurée initialement.

L'analyse des travaux d'injection au niveau de la rive droite et en examinant les niveaux d'eau ont indiqué que les travaux d'injection ont réussi à améliorer la qualité des roches, à réduire leur perméabilité et à diminuer les volumes d'eau perdus. Il est à signaler que au cours de l'augmentation du plan d'eau dans la retenue du barrage d'El Chorfa après les injections des coulis, la valeur du débit de fuite a considérablement diminué. Le débit de fuite est de seulement 0,002 l/s après l'injection.



## **CONCLUSION GENERALE**

### Conclusion générale

L'étude du problème des fuites d'eau au niveau des barrages relève d'une très grande importance, vu les risques engendrés sur la stabilité des barrages, mais aussi sur les pertes en eau, dont l'importance est primordiale pour les zones où cette ressource se fait rare, à l'instar des zones semi arides particulièrement en Algérie.

La réduction des fuites d'eau est basée sur l'application de différentes techniques, parmi elles l'imperméabilisation des sols. Cette étude s'intéresse à la technique de l'injection. L'injection de coulis est une méthode courante utilisée pour procéder à l'imperméabilisation des roches fissurées et des sols. Une étude approfondie de la géologie de la zone à réparer, du produit et de la méthode à utiliser pour l'injection est requise afin de réaliser les travaux avec succès. Chaque barrage doit être évalué sur la base des conditions géologiques particulières prévalant du site et doit être traité selon l'expérience générale et les conditions techniques.

La présente recherche traite du cas réel du barrage d'El Chorfa situé dans la wilaya de Mascara. Lors de la mise en eau du barrage, suite à plusieurs séismes, une fuite d'eau s'est produite à environ 50 mètres par rapport au plan d'eau au côté aval du barrage. Le problème des fuites d'eau au niveau de ce barrage est dû à la présence des zones qui sont, du point de vue stratigraphique et structurale, fragile favorables aux infiltrations préférentiels d'eau provoquant des fuites. En effet, la stratification étant de faible épaisseur (5 m ou 2.5 m) englobent donc plusieurs couches : la perméabilité n'est donc pas forcément la perméabilité de la couche ou des couches, mais une perméabilité liée aux systèmes de fissuration et aux discontinuités inter-stratifiées.

Pour améliorer la perméabilité du site du barrage d'El Chorfa, nous avons injecté un mélange ciment-bentonite. Le mélange ciment bentonite s'infiltré dans le sol et comble les vides entre les grains solides. Le contrôle des caractéristiques rhéologiques de mélange (eau + ciment + bentonite) a permis de définir le coulis à utiliser pour permettre une pénétration optimale dans les fissures. Il était souvent supposé que l'injection de coulis soit plus un art qu'une technique puisqu'elle s'appuie sur l'expérience du géologue.

L'analyse des résultats d'injections et les niveaux d'eau de la retenue ont indiqué que les travaux d'injection ont réussi à améliorer la qualité des roches, à réduire leur perméabilité et à diminuer les volumes d'eau perdus. Il est à signaler qu'au cours de l'augmentation du plan d'eau dans la retenue du barrage d'El Chorfa et après les injections des coulis, la valeur du débit de fuite est restée stable à une très faible valeur de 0,002 l/s. Néanmoins, ce débit de fuite nécessite un suivi régulier pour évaluer sa variation au cours du temps.

Il faut impérativement intégrer l'évaluation de cette fuite dans le planning d'auscultation du barrage établi par l'Agence nationale des barrages et transfert. Il est conseillé de procéder à l'automatisation des dispositifs d'auscultation et de surveillance du barrage d'El Chorfa pour lancer les alertes liées à différentes anomalies en temps réel. Une auscultation et une surveillance visuelle périodique sont fortement conseillées.

## CONCLUSION GENERALE

---

Les résultats de la présente recherche constituent des orientations d'aide à la décision pour des choix préliminaires des produits et des méthodes d'injections pour d'autres types de site d'implantation des barrages avec des spécificités géologiques particulières. L'apport considérable des travaux de recherche réside dans la considération simultanée et la conjugaison des paramètres d'influence sur la performance des procédés d'injections.

En guise de perspectives, il est nécessaire de traiter et d'approfondir certains aspects dans les recherches à venir, notamment en ce qui concerne l'étude de l'impact des caractéristiques des coulis d'injection sur les paramètres des fuites d'eau au niveau des berges et des fondations des barrages. Il serait bénéfique de réaliser des expériences pour caractériser différentes compositions de coulis de ciment afin d'étudier leur capacité à s'adapter au traitement mécanique et hydraulique de formations géologiques particuliers et complexes.

**REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES**

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- 1- **ABDOU, BEN HELLAL, (2019)** : « EVALUATION DES RISQUES ASSOCIE A LA RUPTURE DU BARRAGE DE FOUM EL GHERZA-BISKRA », UNIVERSITE KASDI MERBAH, OURGLA.
- 2- **AFIRI, 2021** : MOYEN D'ETANCHEISATION DES FONDATIONS DES BARRAGES : CAS DU BARRAGE DE SOUK TLETZ, MEMOIRE DE DOCTORAT, UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU.
- 3- **ANBT (AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERT, ALGERIE) (2003)** : DETECTION DES FUITES D'EAU DANS LES RETENUES DES BARRAGES. ALGER. 50 PAGES.
- 4- **ANBT (AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERT, ALGERIE) (2021)** : RAPPORT D'EXPERTISE DU BARRAGE D'EL CHORFA, WILAYA DE MASCARA-ALGERIE.
- 5- **ANBT (2023)** : DONNEES GEOLOGIQUES, HYDROGEOLOGIQUES ET CLIMATIQUES DU BARRAGE D'EL CHORFA.
- 6- **ARCHIVE DU DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE**, UNIVERSITE DE SCIENCE ET TECHNOLOGIE D'ORAN MOHAMED BOUDIAF.
- 7- **BENFETTA H, (2009)** : PERTE DE CAPACITE DES BARRAGES ALGERIENS. THESE DE DOCTORAT. UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE TECHNOLOGIE ORAN (USTO).
- 8- **BENFETTA H, ACHOUR B ET OUADJA A, (2017)** : « LES FUITES D'EAU DANS LES BARRAGES DANS LE MONDE : QUELQUES EXEMPLES ALGERIENS ». LARHYSS JOURNAL; 14(3): 195-218.
- 9- **BENFETTA H ET OUADJA A, (2017)**: « THE SURFACE WATER STORAGE PROBLEM IN ARID REGIONS: A CASE STUDY OF THE GARGAR DAM, ALGERIA ». JOURNAL OF FUNDAMENTAL AND APPLIED SCIENCES., 9(3) , - 1598 1617.
- 10- **BENFETTA H, REMINI B, (2008)** : « LES FUITES D'EAU A TRAVERS LE BARRAGE ALGERIEN DE OUIZERT ». SECHERESSE 2008 ; 19 (3) : 185-92.
- 11- **GHANEM F, (2011)**: « ETUDE DE LA CORRELATION ENTRE LA PERMEABILITE ET LA SUCCION ». MEMOIRE DE MAGISTERE. UNIVERSITE DE MOULOUD MAAMERI-TIZI OUZOU. PAGES : 44-60.
- 12- **BRACE W.F, WALSH J.B ET FRANGOS W.T. (1968)**, “PERMEABILITY OF GRANITE UNDER HIGH PRESSURE”- J. GEOPHYS. RES, VOL. 73, N° 6, PP. 2225-2236.
- 13- **BREMEN, R. (2008)**. “HIGH PRESSURE CEMENT BASED GROUTS”. LOMBARDI ENGINEERING LTD.
- 14- **CASTANY G, (1998)** : HYDROGEOLOGIE: PRINCIPES ET METHODES EDITION EYROLLRD. 236 PAGES.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- 15- CHARRAK H, (2022) :** TRAITEMENT DES FONDATIONS DES BARRAGES PAR L'INJECTION ET LE DRAINAGE. THESE DE DOCTORAT, UNIVERSITE ABOUBAKR BELKAID-TLEMCEN.
- 16- C.I.M. BETON :** LES COULIS ET LES BETONS POUR LES FONDATIONS SPECIALES, DOCUMENTATION TECHNIQUE, T97, PARIS, P1-7.
- 17- COMBARIEU O, LE GUIDE STRRES N°1 DE LA FAMILLE FONDATIONS (FAFO 1) :** REPARATION ET RENFORCEMENT DES FONDATIONS.
- 18- CONSTANTIN A, (2015) :** RESISTANCE MECANIQUE DES BARRAGES AVEC FISSURATION REPARES PAR INJECTION : ETUDE EXPERIMENTALE DES PRODUITS A BASE D'EPOXY. MEMOIRE DE MAITRISE, ECOLE POLYTECHNIQUE DE MONTREAL.
- 19- CHRISTIAN KERT, (2008) :** RAPPORT SUR L'AMELIORATION DE LA SECURITE DES BARRAGES ET OUVRAGES HYDRAULIQUES.
- 20- CHRISTOPHE D, (2001) :** COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS INJECTES. THESE DE DOCTORAT, ECOLE CENTRALE DE NANTES.
- 21- DOUIS M, ET BEDJOUTI M, (2017) :** ETUDE DES INFILTRATIONS DES EAUX PAR LES BERGES ET LE FOND DES BARRAGES RESERVOIRS EN REGIONS ARIDES : CAS DU BARRAGE FONTAINE DES GAZELLES –BISKRA – UNIVERSITE D'EL OUED.
- 22- FREDLUND D. G, (1994):** « EQUATION FOR SOIL-WATER CHARACTERISTIC CURVE » CAN. GEOTECH. J. VOL, 31. PP, 521-532.
- 23- GEOMAG (ENTREPRISE GEOTECHNIQUE DU MAGHREB) (2021) :** RAPPORTS DE SYNTHESE – PROJET DE CONFORTEMENT DU BARRAGE D'EL CHORFA, WILAYA DE MASCARA- ALGERIE.
- 24- GOUVENOT D & AL, (1997) :** BARRAGES & RESERVOIRS N°7, L'EROSION INTERNE.
- 25- GOUVENOT D (1997) TRAITEMENT DES FUITES : NOUVELLES TECHNOLOGIES.** SOLETANCHE BACHY, 6 RUE WATFORD, 92 000 NANTERRE. P.1-28
- 26- HANSBO S. (1960),** “CONSOLIDATION OF CLAY WITH SPECIAL REFERENCE TO INFLUENCE OF VERTICAL SANS DRAINS” – SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE PROC., N°18, PP. 159.
- 27- HARRAK I, (2015) :** COURS DE MODULE BARRAGES : CONCEPTION, ETUDE ET CONSTRUCTION DES BARRAGES, TRAITEMENT DE LA FONDATION DES BARRAGES : TECHNIQUE DE L'INJECTION. ÉDITIONS UNIVERSITAIRES EUROPEENNES. TANGER : S.N, 2015. VOL. 144. L'INJECTION. RABAT.
- 28- HOUTI F.B, (2012) :** CHAPITRE 5 : LES PRINCIPAUX MOYENS DE RECONNAISSANCE. PAGES : 44-50.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- 29- HSIEH P.A, NEUZIL C.E, (1981)**, “A TRANSIENT LABORATORY METHOD FOR DETERMINING THE HYDRAULIC PROPERTIES OF TIGHT ROCKS – I.THEORY “- INT. J. OF ROCK MECH AND MINING SCI; ET GEOMECH. ABSTRACT, VOL. 18, N°3. PP. 245-252.
- 30- KHEDIM I, GAIDI L, SAYAD C, (2023)**: « ETUDE ET REPARATION DES FUITES D’EAU DE BARRAGE D’EL CHORFA (ALGERIE): INJECTION D’UN COULIS CIMENT-BENTONITE». TSM NUMERO 12 - 2023 - 118<sup>E</sup> ANNEE.
- 31- KLUTE A, WHISLER F.D ET SCOTT E.J. (1964)**, “SOIL WATER DIFFUSIVITY AND HYSTERESIS DATA FROM RADIAL FLOW PRESSURE CELLS”- SOIL SCIENCE SOCIETY PROCEEDINGS, VOL. 28,PP.160-163.
- 32- LAPOINTE, R. (1997)**. « CONTRIBUTION A L’ETUDE DES METHODES D’INJECTION DES FISSURES DANS LE BETON ». MEMOIRE DE MAITRISE, UNIVERSITE MCGILL, MONTREAL.
- 33- LOMBARDI, 1993**: “GROUTING DESIGN AND CONTROL USING THE GIN PRINCIPLE.”
- 34- LOMBARDI, (2003)**: “GROUTING OF ROCK MASSES.” GROUTING AND GROUND TREATMENT, AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, NEW ORLEANS, LOUISIANA, UNITED STATES, 164–197.
- 35- LOMBARDI, (2003)**: “GROUTING OF ROCK MASSES”. PROCEEDINGS OF THE THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON GROUTING AND GROUND TREATMENT, LOUISIANE, ETATS UNIS, PP 174-197.
- 36- LOMBARDI G (2007)** ASPECT SPECIFIQUES DE L’INJECTION DU MASSIF ROCHEUX, SYMPOSIUM SUR L’INJECTION. RABAT.
- 37- MALLET ET PACQUANT, (1951)** : LES BARRAGES EN TERRE .EYROLLES, PARIS.
- 38- MILLER R. J ET LOW P. F. (1963)**, « THRESHOLD GRADIENT FOR WATER IN CLAY SYSTEM »- PROC. OF THE SOIL SCIENCE SOCIETY OF AMERICA, VOL. 27, N°6, PP. 605-609.
- 39- MORTEZA MOZAFARI, PETAR MILANOVIĆ, JALAL JAMEI, (2021)**: « WATER LEAKAGE PROBLEMS AT THE TANGAB DAM RESERVOIR (SW IRAN), CASE STUDY OF THE COMPLEXITIES OF DAMS ON KARST ». BULLETIN OF ENGINEERING GEOLOGY AND THE ENVIRONMENT; 80:7989–8007.
- 40- MOULAY E.A (2014)** ETUDE PARAMETREE DE LA STABILITE DES BARRAGES POIDS. UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID. TLEMCEM.
- 41- MYSLIK J, (2007)** : LES EAUX SOUTERRAINES - UNE RESSOURCE RURALE IMPORTANTE : COMPRENDRE LES EAUX SOUTERRAINES ; FICHE TECHNIQUE, DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TERRE/UNIVERSITE DE WATERLOO, CANADA.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- 42-NZUMOTCHA TCHOUMKAM LINDA ARMELLE, (2010) :** DETECTION DE FUIITE DANS LES BARRAGES EN REMBLAI PAR LA METHODE DE POLARISATION SPONTANEE ET PAR TOMOGRAPHIE ELECTRIQUE : CAS DE LA JONCTION DE DEUX BARRAGES EN REMBLAI. MEMOIRE DE MAITRISE, ECOLE POLYTECHNIQUE DE MONTREAL.
- 43-OLSEN. H. W (1962),** “HYDRAULIC FLOW THROUGH SATURATED CLAYS” – CAYS CLAY MINER, N°9, PP. 131-161.
- 44-PEIGNAUD. M (1983)** COULIS DE SCHELLEMENT D'APPAREILS DE MESURES DANS LES SOLS. LABORATOIRE REGIONAL D'ANGERS. ANGERS : S.N, 1983. P, 15. REF, 2 800.
- 45-PIERRE CUNAT, (2012):** DETECTION ET EVALUATION DES FUITES A TRAVERS LES OUVRAGES HYDRAULIQUES EN REMBLAI, PAR ANALYSE DE TEMPERATURES REPARTIES, MESUREES PAR FIBRE OPTIQUE. THESE DE DOCTORAT, UNIVERSITE DE GRENOBLE.
- 46-REMINI, (2005) :** LA PROBLEMATIQUE DE L’EAU EN ALGERIE. EDITION OPU (OFFICE DES PUBLICATIONS UNIVERSITAIRES), 160 P.
- 47-REMINI, B. HOCINI, N. MOULLA, A (2001) :** «LES FUITES D’EAU DANS LE BARRAGE DE FOUUM EL GHERZA, ALGERIE ».E.I.N. INTERNATIONAL – L’EAU, L’INDUSTRIE, LES NUISANCES N°6, PP55.
- 48-REMINI. B, LEDUC. C ET HALLOUCHE. W, (2009) :** «EVOLUTION DES GRANDS BARRAGES EN REGIONS ARIDES : QUELQUES EXEMPLES ALGERIENS » SECHERESSE 2009 ; VOL. 20 (1) : 96-103.
- 49-ROLAND VIDAL, (2010) :** AUSCULTATION D’OUVRAGES HYDRAULIQUE, ETUDE DES NORMES POUR LA SECURITE HYDRAULIQUES ET CREATION D’UN PROGRAMME INTERNE DE SUIVI, PROJET DE FIN D’ETUDES, INSA STRASBOURG.
- 50-SCHLEISS ET POUGATSCH 2011 :** LES BARRAGES: DU PROJET A LA MISE EN SERVICE, PRESSE POLYTECHNIQUES ET UNIVERSITAIRES ROMANDES, LAUSANNE, VOL. 17, 703P.
- 51-STILLE ET AL., 2012:** “APPLICATION OF NEW THEORIES AND TECHNOLOGY FOR GROUTING OF DAMS AND FOUNDATIONS ON ROCK.” GEOTECHNICAL AND GEOLOGICAL ENGINEERING, 30.
- 52-STUCKY (1975) :** AMENAGEMENT DE CHUTES D’EAU ET IRRIGATIONS : BARRAGES EN BETON, ECOLE POLYTECHNIQUE FEDERALE, LAUSANNE, N°03, P 114-125.



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- 53- TAIBI. H, (2017),** « MODELISATION NUMERIQUE DE L'EVOLUTION DES ZONES RIGIDES AU SEIN DE L'ECOULEMENT STATIONNAIRE DU FLUIDE DE HERSCHEL-BULKLEY ». PAGES. 16-19.
- 54- TALATIZI A. ,2014 :** ETUDE DES INFILTRATIONS A TRAVERS UNE DIGUE EN TERRE (CAS D'UN BARRAGE ALGERIEN). MEMOIRE DE MAGISTERE (UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI OUZOU)
- 55- THEROND, (1980) :** RECHERCHE SUR L'ETANCHEITE DES LACS DE BARRAGE EN PAYS KARSTIQUE. COLLECTION DU CENTRE DE RECHERCHES ET ESSAIS DE CHATOU. EDITIONS EYROLLES PARIS.
- 56- TOUMI ET REMINI, (2004) :** « BARRAGE DE FOUM EL GHERZA FACE AU PROBLEME DE FUITES D'EAU ». LARHYSS JOURNAL, 1112-3680, N° 03. PP.25-38.
- 57- TURKMEN S. (2003):** « TREATMENT OF THE SEEPAGE PROBLEMS AT THE KALECIK DAMS (TURKEY) ». ENGINEERING GEOLOGY ; 68(3-4) :159-69.