

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

**ÉTUDE D'AVANT PROJET DETTAILLÉ (APD) D'UN BARRAGE
SOUTERRAIN SUR L'OUED AGUENAR (W.TAMANRASSET)**

PRESENTE PAR :

M^r Mouhssin TAMOUM

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r M.HASSANE	M.C.B	Président
M ^{me} A.ADDOU	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} N.SAIL	M.A.A	Examinatrice
M ^r I.ZAIBEK	M.A.B	Examineur
M ^r M.K.MIHOUBI	M.C.A	Promoteur

Session Juin ; 2014

∞ REMERCIEMENTS ∞

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur M^r MIHOUBI, pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingéniorat, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je remercie le personnel de la D.H.W TAMANRASSET pour leurs conseils et orientations et spécialement M^{me} AMROUSSE Karima.

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amies de la promotion 2011, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : M.HIHCEM, A.ISHAK, M.NABIL, A.SARA, A.HAMZA, Y.LOTFI, B.HABIB, N.TAREK et les autres ...

Grands mercis à vous tous.

∞ DÉDICACE ∞

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui en cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

À ma très chère mère SOUAD à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

À mon père NADIR qui m'a soutenu et à su me donner courage au moment venu.

À mes frères KHALED et HICHEM.

À mes frangines KHOULOUDE et IMEN.

À tous les membres de la famille : TAMOUM.

À tous (tes) mes collègues

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes magnifiques qui m'ont donné le meilleur d'eux même sans rien attendre en retour. je crois qu'aujourd'hui il est le temps de leur dédiés du fond du cœur ce modeste travail pour les remercier : Hamza , ishak , nabil , Lotfi , Sara , Feriel, Omar , Pipo, Walid, Loukman , Minotcho , hichem , Amine , Rougi , Sifou , Fares , Raouf , Tarek, Yassine, Halim La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

MOUHSSIN 2014

ملخص:

في إطار برنامج تنمية مناطق الجنوب، ارتأت مديرية الري لولاية تمنراست بدراسة لسد تدفق سفلي. الهدف من هذا العمل هو الدراسة المفصلة لسد تحت ارضي على واد "اغنار" في ولاية تمنراست، لتوفير المياه الباطنية للمنطقة بمنع تسربها. حيث قمنا بدراسة جيولوجية، هيدرولوجية و هيدروجيولوجية. ثم قمنا بتصوير جسم السد (جدار رخو) و حساب أبعاد التجهيزات الملحقة (ستار التماسك و مأخذ الماء)، و أتمناه بتنظيم ورشة المشروع.

Résumé :

Dans le cadre du programme de développement des régions du Sud, la Direction d'Hydraulique de la Wilaya de Tamanrasset envisage de faire l'étude d'un barrage inféro-flux.

L'objectif de notre travail est l'étude de l'Avant-Projet Détaillé du Barrage souterrain (inféro-flux) de oued Aguenar relevant de la wilaya de Tamanrasset. Ce dernier sert à améliorer la disponibilité en eau souterraines de la vallée et ce en empêchant la vidange naturelle de la nappe dont nous avons établie une étude géologique, hydrologique et hydrogéologique.

Nous avons par la suite dimensionné la digue en paroi moulé ainsi que les ouvrages annexes (voile d'injection, prise d'eau). Notre travail a été clôturé par l'organisation du chantier du projet.

Abstract:

Under the development program of the southern regions, the Hydraulics Directorate of Tamanrasset reckoned to study a nether stream dam. The aim of this dissertation is to study a preliminary detailed design geologically, hydrologically and hydrogeologically of the underground dam, in the Agunar's Oued of W.Tamanrasset; in order to protect the groundwater in the valley by preventing its drainage. Moreover, we tried to set the ancillary structures of the dam to finish with organizing the workshop.

Sommaire

Introduction générale.....	1
-----------------------------------	----------

Chapitre I : Présentation générale du site

I.1. Généralité et historique de la région de l'Hoggar.....	2
I.2. Caractéristiques de la région de l'Hoggar	3
I.3. Description de la zone d'étude.....	7
I.3.1. Situation géographique	7
I.3.2. Alimentation en eau potable (A.E.P).....	7
I.3.3. Assainissement :.....	7
I.3.4. Infrastructures énergétiques	7
I.3.5. Besoins domestiques.....	7
I.3.6. Agriculture	8
I.3.7. Tourisme	8

Chapitre II : SYNTHÈSE DES ÉTUDES ANTÉRIEURES

Introduction.....	9
II.1. Destination de l'ouvrage	9
II.2. DESCRIPTION DE LA RÉGION.....	9
II.3. L'étude hydrologique	10
II.3.1. LE BASSIN VERSANT.....	10
II.3.2. Le climat :	11
II.3.3. Les températures :	11
II.3.4. L'HUMIDITÉ RELATIVE	12
II.3.5. LE VENT :.....	12
II.3.6. LES PARAMÈTRES CLIMATIQUES SECONDAIRES	13
II.3.7. L'ÉVAPORATION SUR NAPPE D'EAU LIBRE	13
II.4. GÉOLOGIE	14
II.4.1. Aperçu géologique du Hoggar Central.....	14
II.4.2. Géologie du site.....	15
II.5. Géotechnique :	17
II.6. GEOPHYSIQUE.....	18

II.7. Hydrogéologie	18
---------------------------	----

Chapitre III : ETUDE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE

Introduction.....	21
III.1. Géologie régionale.....	21
III.2. Structure classique du Hoggar.....	21
III.2.1. Le Hoggar occidental (chaîne pharusienne).....	21
III.2.2. Le Hoggar central	22
III.2.3. Le Hoggar oriental.....	23
III.3. LA CONCEPTION NOUVEL DU HOGGAR.....	23
III.4. LE CADER GEOLOGIQUE DU SECTEUR D'ETUDE	25
III.5. Géologie du site.....	27
III.5.1. Présentation lithologique.....	27
III.6. ETUDE GEOTECHNIQUE.....	31
III.7. ETUDE GEOPHYSIQUE.....	33
Conclusion	38
III.8. Etude hydrogéologique	39
Introduction.....	39
III.8.1. Les principales ressources en eau de la région.....	39
III.8.2. Les formations susceptibles d'être aquifères.....	40
III.8.2. 1. Les Alluvions.....	41
III.8.2.2. Socle altéré.....	41
III.8.2.3. Socle sain.....	41
III.8.3. Etude de la nappe de l'inféro-flux	41
III.8.3.1. Caractéristiques générales de la nappe	41
III.8.3.2. La morphologie de l'aquifère	43
III.8.4. Piézomètre	43
III.8.4.1. Sens d'écoulement de la nappe	43
III.8.5. Mode d'alimentation de la nappe	43
III.8.6. Mode d'exploitation de la nappe	43
III.8.7. Estimation des potentialités en eau.....	44
III.8.8. Les pertes par évaporation de surface	45
III.8.9. Conséquence de la mise en place du barrage inféro-flux	45

Conclusion	46
------------------	----

Chapitre IV : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction	47
IV.1. bassin versant	47
IV.1.1. Caractéristiques morphologiques.....	47
IV.1.2. Le relief	50
IV.2. Caractéristiques hydrographiques	54
IV.2.1. Densité de drainage.....	54
IV.2.2. Densité du thalweg élémentaire.....	55
IV.2.3. Coefficient de torrencialité	55
IV.2.4. Longueur moyenne des versants.....	55
IV.2.5. La pente moyenne de cours d'eau principal.....	55
IV.2.6. Temps de concentration du bassin versant T_c	57
IV.2.7. Vitesse de ruissellement.....	58
IV.2.8. Profil en long de l'Oued.....	58
IV.3. Caractéristiques climatique du bassin versant.....	61
IV.3.1. Température.....	61
IV.3.2. L'HUMIDITE RELATIVE	62
IV.3.3. Vent.....	63
IV.3.4. Ensoleillement	65
IV.3.5. Chasse Sable.....	65
IV.3.5. Evaporation	65
IV.3.6. LES PARAMETRES CLIMATIQUES SECONDAIRES.....	67
IV.3.7. Indice d'aridité de DE MARTONNE	68
IV.4. PLUVIOMETRIE.....	70
IV.4.1. Données disponibles	70
IV.4.2. Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle	70
Pluie	71

IV.4.3. Pluies maximales journalières	72
IV.4.4. Pluies de courtes durées	78
IV.5. Ruissellement	82
IV.6. Crues	85
IV.6.1. débits maximum de la crue.....	85
IV.6.2. Hydrogramme de crue.....	87
IV.7. Transport solide.....	90
Conclusion	91

Chapitre V : DIMENSIONNEMENT DE L'INFÉO-FLUX

Introduction :	93
V.1. Les différents types de barrages :	93
V.1.1. Barrage de surface.....	93
V.1.2. Le barrage souterrain :.....	94
V.2. Les variantes à choisir	97
V.2.1. Mur paroi moulée.....	97
V.2.2. Barrage en enrochement	98
V.3. Etude des variantes	99
V.3.1 Mur paroi moulée.....	99
V.3.2. Digue en enrochements	103
V.4. Fixation du choix définitif du type de barrage	106
V.4.1. Calcul des volumes	106
V.4.2. Estimation du cout des variantes.....	109
Conclusion	110
V.5. Voile d'injection	110
V.5.1. Pression d'injection :	111
V.5.2. Nombre des trous d'injection.....	112
V.5.3. Longueur totale des forages d'injection :	112
V.5.4. Longueur du voile	112

V.5.5. COMPOSITION DU COULIS :	112
V.5.6. Volume de coulis injecté	113
V.5.7. Le débit infiltré à travers le voile.....	113
VI.6. Prise d'eau.....	113
VI.6.1. Exécution.....	114
Conclusion	117

Chapitre VI : ETUDE DE STABILITÉ

VI.1. Introduction :	118
VI.2. Calcul par méthode rationnelle du déplacement de barrage	119
VI .2.1. Cas de remplissage de la cuvette de 25% ($H_w=4,5m$).	120
VI.2.1.1. Calcul de la résultante des forces appliquées sur le barrage.	120
VI.2.1.2. Calcul du déplacement de barrage	122
VI .2.2. Cas de remplissage de la cuvette de 50% ($H_w=09m$).	126
VI.2.2.1. Calcul de la résultante des forces appliquées sur le barrage.	126
VI.2.2.2. Calcul du déplacement de barrage	128
VI .2.3. Cas de remplissage de la cuvette de 75% ($H_w=13,5m$).	129
VI.2.3.1. Calcul de la résultante des forces appliquées sur le barrage.	129
VI.2.3.2. Calcul du déplacement de barrage	131
VI .2.4. Cas de remplissage de la cuvette de 100% ($H_w=18m$).	132
VI.2.4.1. Calcul de la résultante des forces appliquées sur le barrage.	132
VI.2.4.2. Calcul du déplacement de barrage	134
VI.3. Calcule par le code PLAXIS :	135
VI.3.1. Présentation d'outil numérique utilisé :	135
VI.3.2. Présentation du modèle géométrique retenu :	138
VI.3.3. Calcul :	139
VI.3.3.1. Cas de remplissage de la cuvette de 25% ($H_w=4,5 m$).....	139
VI.3.3.2. Cas de remplissage de la cuvette de 50% ($H_w=09 m$).....	141
VI.3.3.3. Cas de remplissage de la cuvette de 75% ($H_w=13,5 m$).....	143
VI.3.3.4. Cas de remplissage de la cuvette de 100% ($H_w=18m$).....	145

Conclusion	147
------------------	-----

Chapitre VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction.....	148
VII.1. Travaux d'exécution.....	148
VII.1.1. Travaux préliminaires	148
VII.1.2. Travaux d'exécution du mur paroi moulée.....	149
VII.1.2.1. Excavation de la tranchée	149
VII.1.2.2. Bétonnage.....	149
VII.1.3. Travaux d'exécution du voile d'injection.....	150
VII.1.3.1. Forage des trous d'injection	150
VII.1.3.2. Injection du coulis	150
VII.1.4. Travaux d'exécution de prise d'eau	150
VII.2. Approvisionnement du chantier en matériaux.....	150
VII.3. Auscultation technique du barrage souterrain	151
VII.4. Installation du chantier	151
VII.5. Planification	152
VII.5.1. Construction du réseau	152
VII.5.2. Les paramètres de la méthode C.P.M (<i>Critical Path Method</i>)	153
VII.5.4. Symboles des différentes opérations	154
VII.5.5. Détermination du chemin critique	156
VII.6. Devis estimatif	158
Conclusion	159
Conclusion générale.....	160

Liste des Tableau

Chapitre I : Présentation générale du site

Tableau I.1 : accroissement annuel de la dotation	7
---	---

Chapitre II : SYNTHESE DES ETUDES ANTERIEURES

Tableau II.1 : Coordonnées de la station climatologique de Tamanrasset	11
Tableau II.2 : Les températures.....	12
Tableau II.3 : L'humidité relative en %.	12
Tableau II.4 : La vitesse du vent en m/s	13
Tableau II.5 : Nombre de jours d'apparition de phénomènes climatiques secondaires.....	13
Tableau II.6 : Répartition mensuelle de l'évaporation sur nappe d'eau libre.....	14
Tableau II.7 : Calcul du volume d'emmagasinement	20

Chapitre III : ETUDE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE

Tableau III.1. Synthèse chronologique dans L'AHAGGAR Central(simplifiée). (D'après Armines, 1977)	26
Tableau III.2. : Calcul du volume d'emmagasinement	44

Chapitre IV : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau IV.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	50
Tableau IV.2 : Détermination de la pente Roche I_p	53
Tableau IV.3 : Evaluation de la pente moyenne.	54
Tableau IV.4 : calculs du Temps de concentration.	58
Tableau IV.5 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude	59
Tableau IV.6 : Caractéristiques du bassin de l'Aguenar	60
Tableau IV.7 : Températures moyennes, maximale et minimale	61
Tableau IV.8 : Humidité mensuelles moyennes (%).	62
Tableau IV.9 : Vitesses moyennes mensuelles du vent et le nombre de jours violents supérieur à 20 m/s	63
Tableau IV.10 : Fréquence moyenne interannuelle des vents par leur direction.	64
Tableau IV.11 : Ensoleillement mensuel moyen (heures).....	65
Tableau IV.12 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de chasse Sable .	65
Tableau IV.13 : Répartition mensuelle de l'évaporation sur nappe d'eau libre.	65
Tableau IV.14 : Nombre de jours d'apparition de phénomènes climatiques secondaires.....	67
Tableau IV.15 : indice d'aridité	69
Tableau IV.16 : Stations pluviométriques	70
Tableau IV.17: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de Tamanrasset	71

Pluie.....	71
Tableau IV.18 : Les paramètres statistiques des précipitations maximales journalières station Tamanrasset.....	72
Tableau IV.19: Ajustement a la loi de GUMBEL.....	73
Tableau IV.20: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon :.....	74
Tableau IV.21: Ajustement a la loi de Galton (log-normal).....	75
Tableau IV.22: Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton (log-normal) ...	76
et de l'échantillon :	76
Tableau IV.23: Ajustement a la loi de Gauss (normal).....	76
Tableau IV.24: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gauss (normal) et de l'échantillon :.....	77
Tableau IV.25 : les précipitations des différentes fréquences.	80
Tableau IV.26 : Caractéristiques de sites d'observations hydrométriques dans le Sahara algérien (ANRH)	83
Tableau IV.27 : Bilan hydrologique à SOFAYA – Bassin II de 173 km ² (Tchad).....	84
Tableau IV.28 : Ruissellement au bassin versant d'Aguenar	85
Tableau IV.29 : Débits de crue de l'oued Aguenar.....	87
Tableau IV.30 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue α	88
Tableau IV.31 : Les débits des crues de différentes périodes de retour.....	89
Tableau IV.32 : Volumes des crues de différentes périodes de retour.....	91

Chapitre V : DIMENSIONNEMENT DE L'INFÉO-FLUX

Tableau V.1 : Le nombre de panneaux.....	101
Tableau V.2 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.	104
Tableau V.3: Valeurs indicatives des pentes des talus.....	105
Tableau V.4 : détail quantitatif	107
Tableau V.5 : Récapitulatif des coûts des variantes étudiées.	110
Tableau V.6 : Les diamètres intérieurs d'après les débits prévus.	115

Chapitre VI : ETUDE DE STABILITÉ

Tableau VI.1 : Les caractéristiques physiques et mécaniques.....	118
Tableau VI.2 : Récapitulatif du calcul des forces résultantes appliquées sur le barrage	120
Tableau VI.3 : Récapitulatif du calcul des forces résultantes appliquées sur le barrage	126
Tableau VI.4 : Récapitulatif du calcul des forces résultantes appliquées sur le barrage	129

Tableau VI.5 : Récapitulatif du calcul des forces résultantes appliquées sur le barrage	132
Tableau VI.6 : Les coordonnées des points pour le modèle.	138
Tableau VI.7 : Résultats de calcul.....	147

Chapitre VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VII.1 : symboles des opérations.....	154
Tableau VII.2 : Programme des travaux pour la réalisation de barrage d'Aguenar (Diagramme de GANTT)	157
Tableau VII.3 : devis estimatif.....	158

Liste des Figure

Chapitre I : Présentation générale du site

Figure I.1 : situation de la zone d'étude	3
Figure I.2 : domaines structuraux du Bouclier Touareg (d'après Caby et al 1981 modifier par Boullier 1991)	5
Figure I.3 : les différents terrains du Hoggar (Black et al 1994).	5

Chapitre II : SYNTHESE DES ETUDES ANTERIEURES

Figure II.1 : Vue d'ensemble de la cuvette(AGC, 2010)	9
(Le verrou est indiqué avec les mentions RD – RG).....	9
Figure II.2 : Délimitation du bassin versant de l'oued Aguenar(AGC, 2010)	10
Figure II.3 : Profil en long de l'oued Aguenar et de son bassin versant.	11
Figure II.4 : Esquisse géologique. (AGC, 2010).....	16
Figure II.5 : Profil d'altération et capacité de rétention de l'eau dans les niveaux altérés. (AGC, 2010)	17
Figure II.6 : Schéma de mise en place du dispositif multi électrodes (Loke, 1997)...18	
Figure II.7 : Coupe schématique dans la nappe du socle. (AGC, 2010)	19
Figure II.8 : Esquisse hydrogéologique du socle(AGC, 2010).....	19
Figure II.9 : Rôle de la tectonique dans le drainage des eaux. (AGC, 2010)	20

Chapitre III : ETUDE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE

Figure III.1. Esquisse Géologique de l'AHAGGAR	24
Figure III.2. La carte géologique de Tamanrasset (O.R.G.M ;2003).....	25
Figure III.3. : Esquisse géologique.(AGC 2010)	28
Figure III.4.: Profil d'altération et capacité de rétention de l'eau dans les niveaux altérés. (AGC, 2010)	29
Figure III.5. Altération de la roche mère en élément argilo sableux.....	30
Figure III.6. Manifestation d'accidents tectoniques.....	30
Figure III.7. Résultat de l'essai Lugeon dans le Sondage S1. (AGC 2010)	31
Figure III.8. Résultat de l'essai Lugeon dans le Sondage S3. (AGC 2010).....	32
Figure III.9. Résultat de l'essai Lugeon dans le Sondage S6. . (AGC 2010.....	33
Figure III.10. Schéma de mise en place du dispositif multi électrodes (Loke, 1997)..33	
Figure III.11. Plan de position des profils géophysiques dans la cuvette de l'oued Aguenar. (AGC, 2010)	34
Figure III.12.: Modèle 2D de résistivité au niveau du profil I . (AGC 2010)	37
Figure III.13. Modèle 2D de résistivité du profil II. . (AGC 2010).....	38
Figure III.14. Modèle 2D de résistivité du profil III. (AGC 2010).....	38
Figure III.15. : La Carte des principes ressources en eaux dans la région (A N .R. H, 1987).....	40

Figure III.16. : Carte Hydrogéologique de Hoggar (O.R.G.M 1969-1987)	42
---	----

Chapitre IV : ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure IV.1 : Bassin versant d'Aguenar (AGC, 2010).....	48
Figure IV.2 : Courbe hypsométrique du bassin versant	51
Figure IV.3 : Réseau hydrographique du bassin versant.....	56
Figure IV.4 : Réseau hydrographique de la région (1/200000)	57
Figure IV.5 : Profil en long du cours d'eau principal	59
Figure IV.6 : Températures en fonction de temps.....	62
Figure: IV.7 Humidités en fonction de temps.....	63
Figure IV.8 : Rose des vents-Station de Tamanrasset.....	64
Figure IV.9 : Répartition mensuelle des températures et de l'évaporation à Djorf Torba et Tamanrasset.	66
Figure IV.10 : Evaporation sur nappe d'eau libre mesurée au niveau des barrages algériens.....	67
Figure IV.11 : Nombre de jours d'apparition de phénomènes climatiques secondaires.....	68
Figure IV.12 : Abaque de E.DE MARTONNE-indice d'aridité.....	70
Pluie.....	71
Figure IV.13 : Variation mensuelle de la pluie observée à Tamanrasset (mm).....	72
Figure IV.14 : Ajustement d'une loi de Gumbel aux pluies maximales journalières observées à la station de Tamanrasset pour le période (1957-2012)	74
Figure IV.15 : Ajustement de la loi de Galton (Log Normale).....	76
Figure IV.16 : Ajustement de la loi de Gauss (Normale).....	78
Figure IV.17 : Comparaison entre les résultats des lois d'ajustement.	79
Figure IV.18 : Pluie de Courte Durée.....	82
Figure IV.19 : Courbes : Intensité-Durée-Fréquences (IDF).....	82
Figure IV.20 : Hydrogrammes de crues probables	90

Chapitre V : DIMENSIONNEMENT DE L'INFÉO-FLUX

Figure V.1. : Répartition des barrages de surface en Algérie (A.N.B.T, 2000)	93
Figure V.2. : Schéma de barrage souterrain (COMBARIEU ; 2002)	94
Figure V.3. : Bétonnage des parois moulées (COMBARIEU ; 2002)	98
Figure V.4. : Vue en perspective d'une murette guide.....	99
Figure V.5. : Principe de soutènement à boue (COMBARIEU ; 2002).....	101
Figure V.6. : forage non artésien.....	115

Chapitre VI : ETUDE DE STABILITÉ

Figure VI.1 : Forces appliquées sur la paroi moulée de la digue.....	119
Figure VI.2 : Résultante des efforts tranchants en fonction de la profondeur	121
Figure VI.3 : Schémas explicative des forces et réactions appliquées sur le barrage	122
Figure VI.4 : Schémas explicatif des forces appliquées entre $0 \leq X \leq Hw$	123
Figure VI.5 : Schémas explicative des forces et réactions appliqué sur le barrage ...	124
Figure VI.6 : Digramme d'effort tranchant et moment et flèche.	125
Figure VI.7 : Résultante des efforts tranchants en fonction de la profondeur	127
Figure VI.8 : Digramme d'effort tranchant et moment et flèche.	128
Figure VI.9 : Résultante des efforts tranchants en fonction de la profondeur	130
Figure VI.10 : Digramme d'effort tranchant et moment et flèche.	131
Figure VI.11 : Résultante des efforts tranchants en fonction de la profondeur	133
Figure VI.12 : Digramme d'effort tranchant et moment et flèche.	134
Figure VI.13 : Définition de $E0$ et de $E50$	136
Figure VI.14 : Résultats d'essais triaxiaux drainés et le modèle élastoplastiques de type Mohr-Coulomb	137
Figure VI.15 : Modèle géométrique retenu pour le calcul	138
Figure VI.16 : Modèle géométrique retenu	139
Figure VI. 17. : Maillage du modèle déformé	139
Figure VI.18 : Le déplacement horizontal.....	140
Figure VI.19 : Le déplacement vertical.....	140
Figure VI.20 : Modèle géométrique retenu	141
Figure VI.21 : Maillage du modèle déformé	141
Figure VI.22 : Le déplacement horizontal.....	142
Figure VI.23 : Le déplacement vertical.....	142
Figure VI.24 : Modèle géométrique retenu	143
Figure VI.25 : Maillage du modèle déformé	143
Figure VI.26 : Le déplacement horizontal.....	144
Figure VI.27 : Le déplacement vertical.....	144
Figure VI.28 : Modèle géométrique retenu	145
Figure VI.29 : Maillage du modèle déformé	145
Figure VI.30 : Le déplacement horizontal.....	146
Figure VI.31 : Le déplacement vertical.....	146

Liste des Planches

- Planche N°1 PLAN DE L'AMENAGEMENT DU BARAGE AGUENAR.
- Planche N°2 LA GÉOLOGIE DE LA CUVETTE DE OUED AGUENAR.
- Planche N°3 COUPE GÉOLOGIQUE SUIVANT L'AXE DU BARRAGE AGUENAR.
- Planche N°4 COUPE LONGITUDINAL SUIVANT L'AXE DE LA DIGUE AGUENAR.
- Planche N°5 COUPE LONGITUDINALE SUIVANT L'AXE DU VOILE D'INJECTION DU
BARRAGE AGUENAR.
- Planche N°6 FERRAILLAGE MURETTES GUIDES ET DALLETTES DU BARRAGE
AGUENAR

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Depuis les civilisations les plus anciennes, l'eau demeure le facteur vital le plus important qui a toujours permis d'avancer et de propulser l'humanité.

De ce fait, la disponibilité de la ressource en eau constitue une des priorités absolue. Cependant, aujourd'hui sa quantité et même sa qualité se retrouve de plus en plus en régression à cause de l'effet des changements climatiques et de la mauvaise exploitation de cette ressource en question ; Cette situation se visualise notamment dans la région de l'Ahaggar au sud de l'Algérie.

En effet, cette région constitue le plus grand massif montagneux de l'extrême sud de l'Algérie et est située au cœur du plus grand désert du monde, le Sahara.

La nature cristalline et cristallophyllienne de l'Ahaggar ne permet pas l'existence de nappes phréatiques, l'eau est alors puisée dans les nappes d'inféro-flux alimentées exclusivement par les crues.

L'eau est le facteur écologique le plus limité dans l'Ahaggar. Sa rareté associée aux fortes températures et aux vents chauds et secs continuels se traduit par des conditions de vie difficiles.

Afin de remédier à cette situation délicate, nous proposons dans le cadre de ce projet de fin d'étude de stocker et gérer les eaux de la nappe aquifère de la région d'étude, en concevant un barrage inféro-flux projeté sur l'oued Aguenar à Tamanrasset.

L'objectif de ce barrage inféro-flux est d'augmenter les capacités hydriques de la région, amender les conditions de vie des populations locales et les fixer, en leur assurant l'AEP et l'eau pour leurs bétails. Cet ouvrage devra améliorer les disponibilités en eau souterraines dans la vallée en empêchant la vidange naturelle de la nappe.

Dans ce cadre s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé : l'étude d'avant-projet détaillé d'un barrage souterrain sur l'oued Aguenar wilaya de Tamanrasset.

Chapitre I :

Présentation générale

du site

I.1. Généralité et historique de la région de l'Hoggar

Le Sahara est le plus grand désert du monde. Il occupe 8 millions de km² dont 2 millions passent par le territoire algérien. Il s'étend de la Mauritanie à la mer Rouge et de la méditerranée au lac Tchad, se partageant entre 11 pays.

Le Hoggar est une chaîne de montagnes du Sahara central, dans le sud de l'Algérie. C'est un massif circulaire dominé par le plateau de l'Atakor (le Crâne), d'une altitude moyenne de 2000 m, hérissé de pitons atteignant presque 3 000 m. Il s'étend sur 1000 km d'est en ouest et sur 700 km du nord au sud.

Le Hoggar est essentiellement constitué de roches volcaniques et métamorphiques. Le relief, aux multiples et folles architectures aussi étonnantes les unes que les autres constituent des paysages grandioses

À l'est de Tamanrasset s'élève à plus de 2 000 mètres d'altitude un plateau érodé de 250 kilomètres de diamètre composé de coulées de lave, l'Atakor du Hoggar, et sur lequel se dressent des volcans dont l'altitude avoisine les 3 000 mètres. Le point culminant du massif, le Tahat avec 2 918 mètres d'altitude, est aussi la plus haute montagne du pays. Le relief escarpé composé de pitons et de falaises de basalte et de porphyre constitue un lieu apprécié d'escalade.

La wilaya de Tamanrasset est la plus grande wilaya de l'Algérie en termes de superficie (superficie équivalente à celle de la France). Elle est délimitée :

- au nord, par les wilayas de Ghardaïa et de Ouargla ;
- à l'est, par la wilaya d'Illizi ;
- à l'ouest, par la wilaya d'Adrar ;
- au sud, par le Mali et le Niger.

La ville de Tamanrasset, se situe dans le massif de l'haggar, dans le sud du Sahara algérien à 2000 Km d'Alger, elle est divisée en sept daïras et comprend 10 communes. Chef-lieu de wilaya, compte actuellement plus d 78000 habitants.

Actuellement, les ressources en eau dont dispose la ville sont fournies par quelques nappes d'inféro-flux situées dans les environs immédiats de la ville. Elles sont peu importantes, et n'arrivent pas à couvrir les besoins d'une population en constante augmentation, l'irrigation des jardins, et quelques petites unités industrielles.



Figure I.1 : situation de la zone d'étude (O.R.G.M, 2010)

I.2. Caractéristiques de la région de l'Hoggar

I.2.1. Eléments climatiques

Le Hoggar est situé dans la zone tropicale caractérisée par ses hautes pressions et ses faibles précipitations. Le Hoggar est divisé en trois zones climatiques : - Une zone centrale au climat relativement doux et arrosé grâce aux effets de l'altitude (2916 m au mont TAHAT). - Les basses zones périphériques a climat chaud et précipitation rares Les reliefs de bordure a climat également chauds et qui enregistrent quelques fois de faibles précipitations. - A l'échelle régional, le Hoggar est soumis à un climat aride influence par les régions Soudano Saharienne et méditerranéenne. Ces zones climatiques correspondent généralement aux zones morphologiques étant donné que les altitudes sont des contrôles régulariser des précipitations à son tour influence principalement les particularités climatiques.

En général les régions sahariennes sont caractérisées par un climat hyper aride, avec une faible pluviométrie, des températures très élevées en été et une forte évaporation, la région est marquée par des pénuries en eau qui affectent l'alimentation en eau potable des agglomérations, notamment la ville de Tamanrasset.

I.2.2. Structure et géologie du Hoggar :

Le massif de l'Hoggar était avant l'ère primaire une immense pénéplaine monotone formée de schistes cristallins reliés à la plaque panafricaine. Ce territoire correspond à une énorme boutonnière de socle qui comporte deux séries géologiques, le Suggarien et le Pharusien. C'est au Paléozoïque que cette région est sujette à des transgressions et des régressions marines. Au Cambro-Ordovicien le plateau commence à se déposer et sera ainsi envahi par une mer très peu profonde. Le niveau des eaux remonte graduellement à l'ordovicien avec la fonte des glaciers. Des mouvements de transgression et de régressions marines vont s'observer au cours du dévonien, puis au Carbonifère tout l'actuel Sahara sera immergé et ceci va favoriser la formation des Tassilis externes avec leurs grès supérieurs. A la fin du Carbonifère la mer se retire et un climat de type tropical humide va s'installer dans la région. Depuis les formations marines ne seront plus observées jusqu'à la vaste transgression méso-crétacée, il y a 90 millions d'années. Toutes les formations qui se sont déposées entre ces deux phases marines sont continentales, d'où l'existence du continental intercalaire avec son faciès gréseux à stratifications entrecroisées. Au cours du Mésozoïque l'Hoggar va connaître d'autres transgressions marines, la dernière va s'observer il y a 40 millions d'années avec la mer qui se retire définitivement. Au début de l'ère tertiaire, les terres immergées sont recouvertes d'une forêt équatoriale dans la région d'In Ghar, dans la plaine du Tidikelt. Dès la fin de l'ère tertiaire l'Hoggar se surélève et ses mouvements tectoniques vont favoriser les activités volcaniques. Des pitons basaltiques se retrouvent dans toute la région de l'Atakor, formant les reliefs les plus hauts à l'exemple du Tahat avec ses 2918 mètres d'altitude et l'Assekrem avec ses 2778 mètres. Les granites recouvrent alors de vastes étendues de Hoggar central. Au cours du quaternaire enfin, de vastes ensembles dunaires vont se mettre en place dans le Tanezrouft et le Ténéré.

La subdivision structurale du Hoggar repose sur la présence de vastes compartiments allongés N-S, délimités par de grandes zones de cisaillements régionaux subméridiens. Les accidents 4°50 et 8°30 de direction N –S et à composantes décrochantes, les séparent en trois grands structuro-formationnelles distincts de par leurs lithologies et leur évolution tectono-métamorphiques (Lelubre ; 1952). Ils sont d'ouest en est : le Hoggar occidental, le Hoggar central et le Hoggar oriental (Bertrand et Caby ; 1978) (fig.).

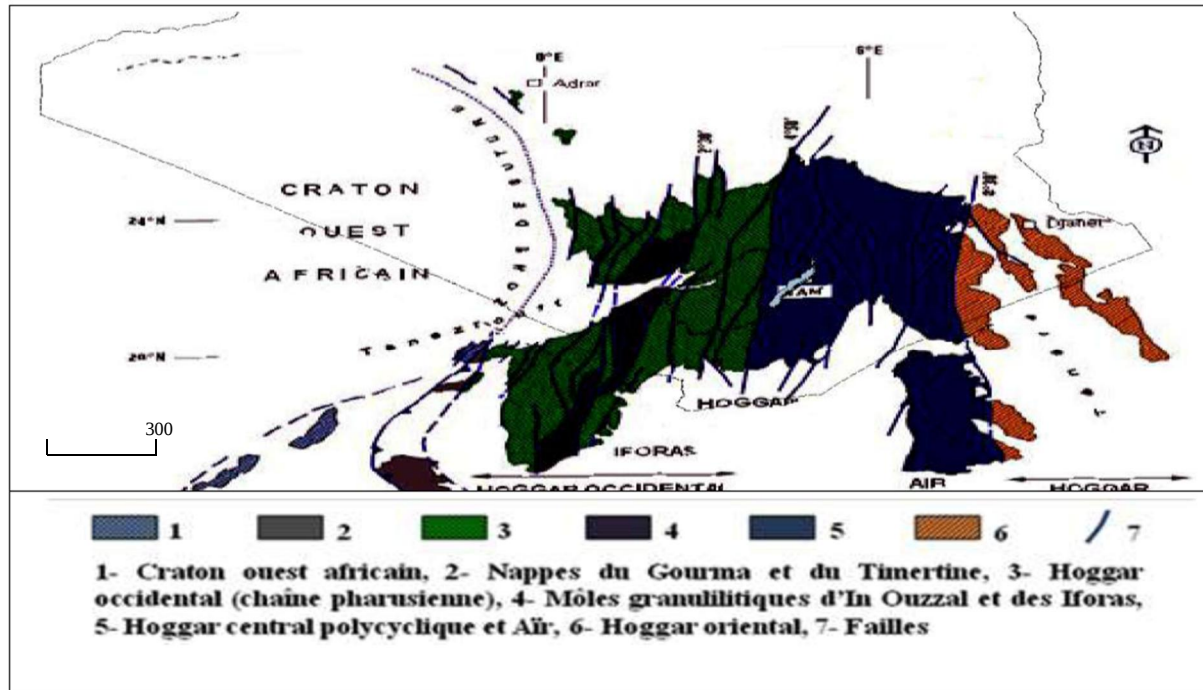
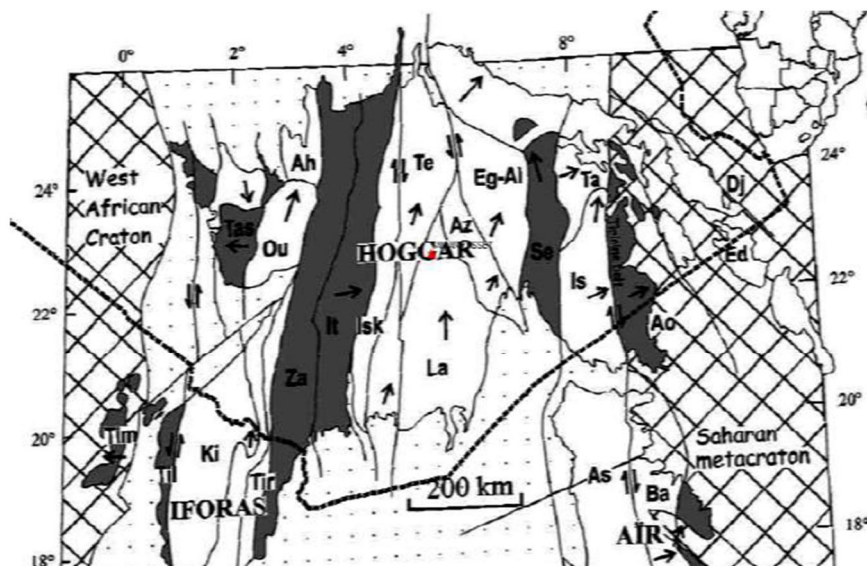


Figure I.2 : domaines structuraux du Bouclier Touareg (d'après Caby et al 1981 modifier par Boullier 1991)

Les récents travaux géologiques (Liegeois et al ; 1994, black et al ; 1994) portant sur le concept de «collage de terrains» (les blocks déplacés latéralement) (P.J. Coney et al. 1980 ; D. Howell, 1986), ont montré que ces trois domaines sont constitués de plusieurs terrains accolés pendant l'orogénèse panafricaine .



Les 23 terranes d'est en ouest : Djanet (Dj) ; Edembo (Ed) ; Aouzegueur (Ao) ; Barghot (Ba) ; Assode-Issalane (As-Is) ; Tchilit (Tch) ; Tazat (Ta) ; Sérouenout (Se) ; Egéré-Aleksod (Eg-Al) ; Azrou-n-Fad (AZ) ; Tefedest (Te) ; Laouni (La) Iskel (Isk) ; In Teideni (It) ; Tin Zautène (Za) ; Tirek (Tir) ; Ahnet (Ah) ; In Ouzzel (Ou) ; Tassendjenet (Tas) ; Kidal (Ki) ; Tilemsi (Ti) ; Timetrine (Tim).

Figure I.3 : les différents terrains du Hoggar (Black et al 1994).

I.2.3. Topographie et relief

On peut distinguer succinctement plusieurs formes géomorphologiques dans la région de Hoggar. Schématiquement on distingue un massif central, l'Hoggar central, constitué de montagnes et plateaux volcaniques, avec des formations basaltiques, granitiques, et quartzitiques, fait aussi de roches métamorphiques. En bordure de ce pays cristallin central se trouve une ceinture ou bordure tassilienne de nature gréseuse. Au pied de la falaise tassilienne se trouvent des plaines plus basses séparant les deux entités. L'Hoggar outre les massifs volcaniques du centre et les Tassilis environnants, comprend trois grands ensemble de bassins et de sous bassins versants qui sont le bassin versant du Mekergane avec ses 150 000 km², le bassin versant du Tanezrouft, et le bassin versant du Tchad, qui s'étend avec ses 2 270 000 km² au-delà des frontières de l'Algérie. Le grand bassin versant du Mekergane comprend, en ce qui concerne l'Ahaggar, le bassin versant septentrional de l'Ahnet où l'on trouve Assouf Mellene, le bassin versant occidental du Mouydir (appelé aussi bassin du Botha), et le bassin versant méridional du Tadmifit. Le bassin versant du Tanezrouft comprend le bassin versant sud de l'Ahnet et du Mouydir dans l'Assedjrad. C'est dans ces bassins versants que l'on trouve les grandes surfaces de parcours où les nomades Imohar conduisent leurs troupeaux d'animaux domestiques.

I.2.4. Réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique de Tamanrasset est d'une densité exceptionnelle, il est pratiquement impossible de dénombrer tous les oueds avec leurs affluents primaires ou secondaires. La plupart de ces oueds prennent naissance dans les parties les plus élevées de l'Atakor et divergent dans toutes les directions. Mais la majorité d'Oueds a l'orientation S-O et sub latitudinale. Leur tracé débute dans les régions montagneuses, par un lit bien marqué et une pente forte, et finissent souvent par traverser dans leur cour aval les surfaces aplanies des regs où il devient difficilement identifiable. Le ruissellement dans ces oueds est occasionnel du fait du caractère rare et très irrégulier des précipitations. Les oueds présentent des débits importants quelques heures après la chute des pluies, ce qui se traduit par des crues importantes

Le rôle de petits Oueds du plateau basaltique (taux de précipitation étant inférieur à 10mm/an) est beaucoup moins important dans le processus d'alimentation. D'après différents auteurs ; le volume d'eau filtrée dans les roches constituerait de quelques à 20 du volume total annuel de pluies.

I.2.5. Les réserves en eau

La nature cristalline et cristallophyllienne de l'Hoggar ne permet pas l'existence de nappes phréatiques, l'eau est alors puisée dans les nappes d'inféro-flux alimentées exclusivement par les crues, et dans les couches d'altération du socle ancien (granite, gneiss, schistes) captées par des forages peu profonds (dans l'Hoggar central on estime à 12.4 hm³ les quantités d'eau dans l'inféro-flux).

Il existe à travers le territoire de la wilaya de Tamanrasset pas moins de 293 forages dont 202 en service ; ce qui permet d'avoir un taux de couverture en alimentation en eau potable (AEP) de 95 %. Pour l'assainissement, le taux est de 91 %.

I.3. Description de la zone d'étude

I.3.1. Situation géographique

La zone d'étude du barrage inféro-flux est située sur l'oued d'Aguenar à l'ouest, de la ville de Tamanrasset et de l'aéroport d'Aguenar il est localisé aux coordonnées kilométriques suivantes :

- Latitude comprise entre 2520 et 2530 N
- Longitude comprise entre 730 et 750 E.

I.3.2. Alimentation en eau potable (A.E.P)

Le barrage inféro-flux d'Aguenar permis d'approvisionner une partie de la population de Tamanrasset ; ce projet est très important qui va assurer l'alimentation même en période de sécheresse grâce à sa capacité important de 1.2hm³.

I.3.3. Assainissement :

Le réseau d'assainissement a une couverture de 90% dans la ville de Tamanrasset, et on trouve dans plusieurs cas l'utilisation des latrines traditionnelles (fosses sèches) pour l'évacuation de leurs déchets organiques.

La pollution de la nappe est un major problème dans les régions saharienne ou il n'existe pas un réseau d'évacuation, parce qu'elle constitue l'unique source d'eau potable.

I.3.4. Infrastructures énergétiques

La wilaya possède deux centrales électriques, trois micro-centrales et 1 584 km de réseau électrique. Ce qui permet d'avoir un taux de raccordement électrique d'environ 90 %. En outre, la wilaya dispose de huit villages solaires qui alimentent 460 foyers.

En matière de gaz de ville, seule In Salah est alimentée en gaz naturel. Ce qui donne un taux global de raccordement au gaz de ville de 11 % pour toute la wilaya de Tamanrasset.

I.3.5. Besoins domestiques

Selon le Ministère des ressources en eau les dotations en eau potable est définie comme suit :

Tableau I.1 : accroissement annuel de la dotation

Taille de l'agglomération	Dotation nette l/j habitant						
	2000	2005	2010	2015	2020	2030	2035
≤ 50.000hab.	100	102	107	112	118	124	137
Entre 50.000 et 200.000 hab.	120	122	128	135	142	149	165
> 200.000 hab.	140	143	150	158	166	174	192

Les chiffres donnés dans le tableau ci-dessus, tiennent compte d'un accroissement annuel de 1% de la dotation, suite à une meilleure hygiène et mode de vie.

Pour le cas de Tamanrasset, où la population est de l'ordre de 78000 habitants, la dotation journalière sera donc au maximum de 165 l/j.hab, par conséquent les besoins en eau, à l'horizon 2035, seront de l'ordre de $4 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{an}$

I.3.6. Agriculture

L'élevage au niveau de la wilaya comprend des camelins, des ovins et des caprins. La wilaya possède une surface agricole limitée. On peut citer la phoeniciculture (agriculture oasienne) qui couvre 5 559 ha et l'arboriculture (1 227 ha).

I.3.7. Tourisme

Depuis l'année 2000, la sécurité étant de retour, le tourisme est redevenu florissant. L'activité commerciale de la ville est animée, en particulier dans ses marchés.

La wilaya de Tamanrasset dispose de 05 hôtels, 11 campings et 67 agences de voyage et de tourisme. Par ailleurs, la wilaya comprend deux zones d'extension touristique : 46,7 ha au niveau de Tamanrasset et 23 ha à Idles. Le nombre de touristes étrangers ayant séjourné dans la wilaya s'élève chaque année.

Chapitre II :
SYNTHESE DES ETUDES
ANTERIEURES

Introduction :

Le présent chapitre est la synthèse d'étude de faisabilité du barrage souterrain d'Aguenar. l'objectif principal de cette étude était initialement l'analyse des possibilités de création d'un barrage souterrain sur l'oued d'Aguenar pour mobiliser les ressources naturelles et créer une capacité de stockage des eaux de l'oued, et la présentation d'un exposé descriptif et justificatif de la solution adoptée. Ce qui nous permettra de faire l'étude d'avant-projet détaillé de ce barrage souterrain en se basant et en complétant les études faites au stade de faisabilité.

II.1. Destination de l'ouvrage

L'ouvrage aura pour objet la mobilisation d'une nouvelle ressource qui sera destinée en grande partie pour l'alimentation en eau potable.

II.2. DESCRIPTION DE LA REGION

L'oued Aguenar a creusé une vallée bien prononcée, orientée Est - Ouest. Son lit est occupé par une végétation constituée d'acacias, d'euphorbiacées et graminées. Ce type de végétation atteste de la présence d'une certaine humidité.

Cette vallée est comblée par des terrains meubles récents en surface, il s'agit d'alluvions et en profondeur de terrains meubles résultant de l'altération des Granites et Gneiss, le bedrock est constitué de roches saines.

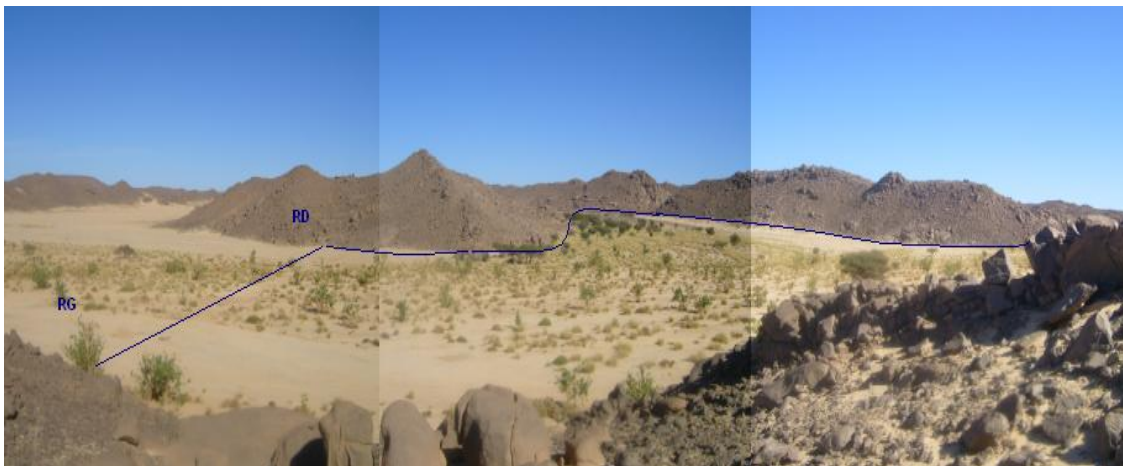


Figure II.1 : Vue d'ensemble de la cuvette(AGC, 2010)

(Le verrou est indiqué avec les mentions RD – RG).

II.3. L'étude hydrologique

L'étude hydrologique prépare les paramètres nécessaires à l'estimation des ressources en eau renouvelables et au dimensionnement de l'évacuateur de crue dans le cas d'une variante avec partie superficielle.

II.3.1. LE BASSIN VERSANT

L'oued Aguenar coule vers le Sud-Ouest, il fait partie du grand ensemble du bassin du Sahara Occidental. Son bassin versant, arrêté au niveau du verrou draine une superficie de 74,61km².

La longueur du thalweg le plus long est de 14,7 km.

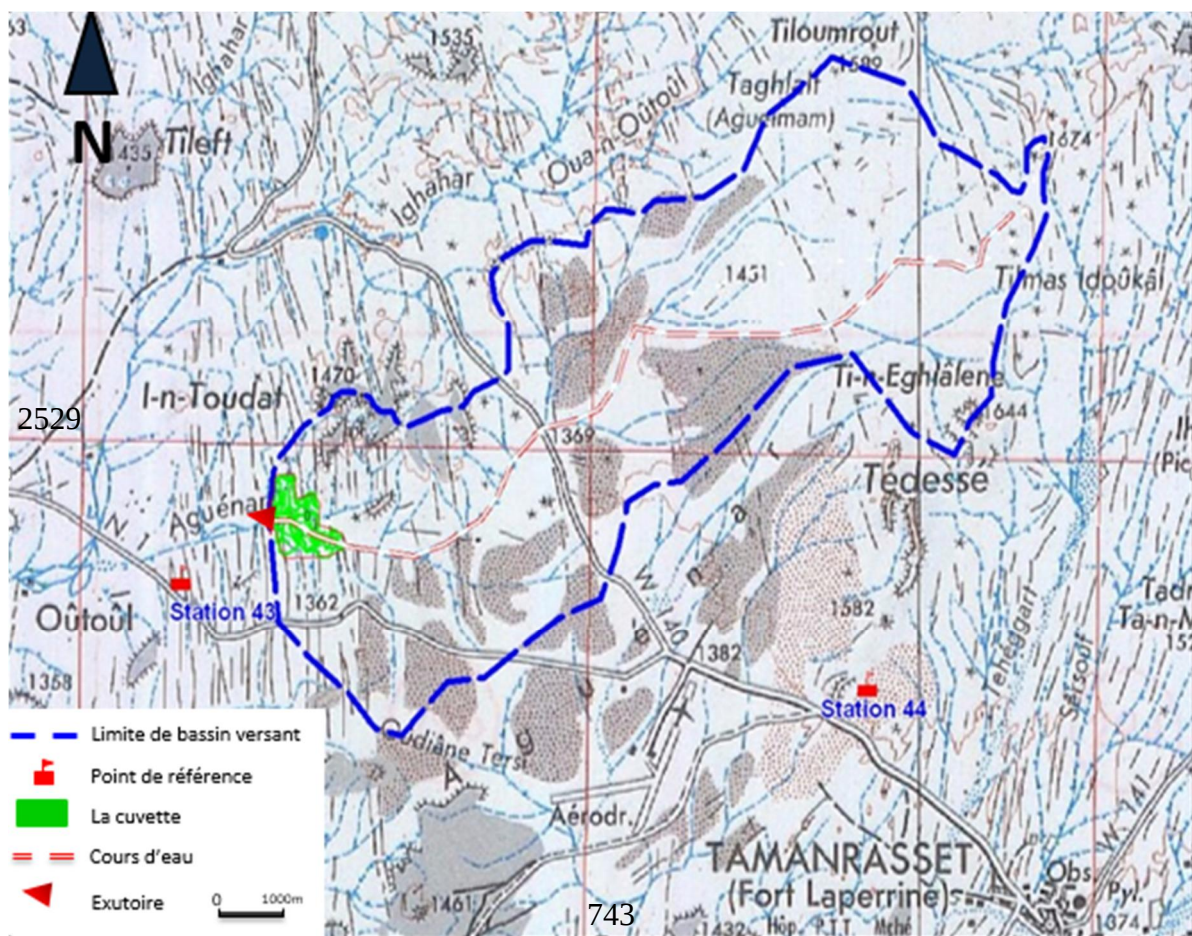


Figure II.2 : Délimitation du bassin versant de l'oued Aguenar(AGC, 2010)

En amont, l'oued Aguenar résulte de la confluence de trois affluents qui prennent source respectivement au nord de TamasIdoukal à près de 1674 m d'altitude, à Tiloumrouf à 1589 m d'altitude et à T in Eghlâlene à 1644 m d'altitude.

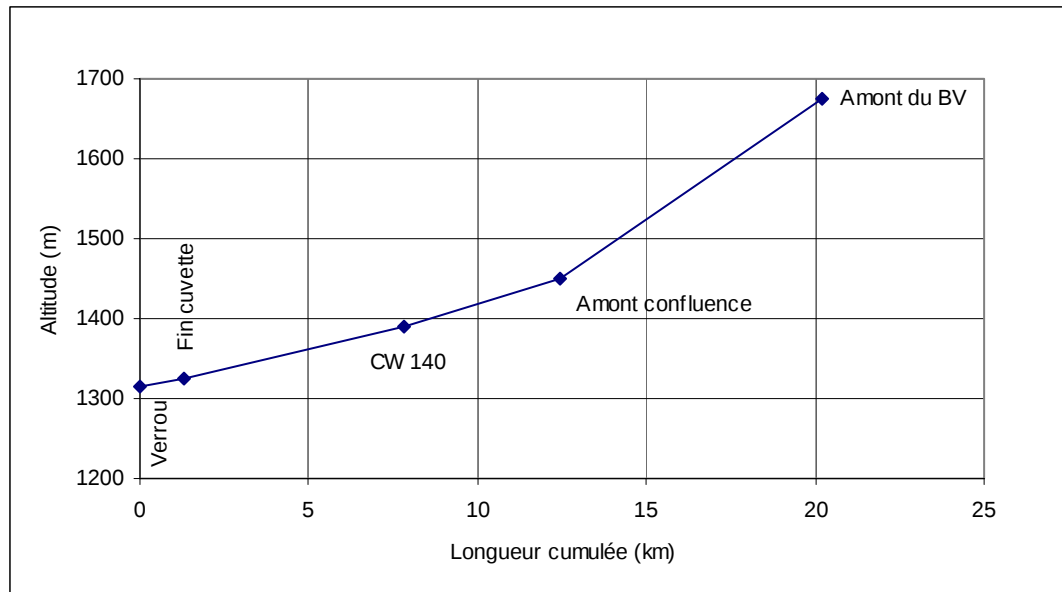


Figure II.3 : Profil en long de l'oued Aguenar et de son bassin versant.

Au 1/3 de son écoulement, l'altitude de l'oued Aguenar redescend à 1451 m, puis à 1369 m au croisement avec le chemin de wilaya 140 pour atteindre environ 1314 m d'altitude au niveau du verrou. Son altitude moyenne est de l'ordre de 1 500 m.

II.3.2. Le climat :

Le site d'études est localisé à une quinzaine de km au Nord-Ouest de Tamanrasset. La station climatologique de cette ville est de par sa proximité représentative du site d'étude.

Tableau II.1 : Coordonnées de la station climatologique de Tamanrasset

Station	Longitude :	Latitude :	Altitude, m
Tamanrasset	5°31' E	22°47' N	1378

II.3.3. Les températures :

Les différentes sources d'informations donnent des valeurs sur les températures relativement proches.

Tableau II.2 : Les températures.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Min	20,7	15,4	10,5	7,4	5,4	8,0	11,0	13,3	18,5	22,0	22,4	21,8	14,7
Min abs.	15,4	8,7	1,3	-2,0	-2,3	-0,1	2,0	3,4	11,6	15,2	13,7	17,2	-2,3
Moy	26,8	21,8	18,1	14,3	13,1	16,1	18,4	20,9	25,0	28,4	28,4	27,9	21,6
Max	32,9	28,2	25,7	21,2	20,9	24,2	25,8	28,4	31,6	34,8	34,5	33,9	28,5
Max abs.	36,2	34,1	29,4	25,8	26,6	30,2	33,0	36,7	37,1	38,7	38,2	37,2	38,7

La température moyenne annuelle égale **21,6°C**. Les mois les plus chauds sont les mois d'été: Juin, Juillet, durant lesquels les températures moyennes approchent les 35°C. En hiver, les températures moyennes mensuelles descendent sous la barre de 0°C.

Les températures minimales et maximales absolues sont respectivement de -2,3 °C et 38,7°C. L'amplitude thermique annuelle (différence entre les températures extrêmes) est donc de 41,0°C.

II.3.4. L'HUMIDITE RELATIVE

L'humidité relative mensuelle varie de 17,1 % en été à 29,8 % au mois de décembre. La moyenne annuelle est de 22,4 %.

Les valeurs extrêmes à l'échelle journalière s'étalent de 5 % (au mois de juin) à 80 % (au mois Décembre).

Tableau II.3 : L'humidité relative en %.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Min	12,0	12,0	15,0	15,0	13,0	12,0	11,0	11,0	10,0	4,7	11,0	12,0	11,6
Moy	22,9	27,5	27,8	29,8	25,1	23,0	19,4	18,1	20,0	18,1	17,1	20,2	22,4
Max	47,0	54,0	46,0	80,0	45,0	43,0	38,0	31,0	39,0	36,0	26,0	43,0	44,0

Figure 1: Répartition mensuelle de l'humidité relative.

II.3.5. LE VENT :

Les vitesses moyennes mensuelles du vent varient de 3,0 à 5,0 m/s.

La moyenne annuelle étant de **4 m/s**. Les maximas étant enregistrés en été.

Tableau II.4 : La vitesse du vent en m/s.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Moy	4,2	3,9	3,2	3,4	3,0	3,3	4,1	4,3	4,3	4,2	5,0	5,0	4,0

II.3.6. LES PARAMETRES CLIMATIQUES SECONDAIRES

Les paramètres climatiques secondaires sont appréciés à l'aide du nombre de jours de leur apparition dans le mois et l'année. Le phénomène le plus fréquent est le vent violent qui souffle pour plus d'un mois par an.

Les journées de pluies accompagnées d'orages dépassent la dizaine.

Par contre, les précipitations solides (grêle) et le brouillard sont rarissimes.

Tableau II.5 : Nombre de jours d'apparition de phénomènes climatiques secondaires.

N°	Mois Paramètres	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
1	Pluie	2,8	2,7	0,0	0,8	0,0	0,3	0,0	0,4	2,4	1,7	1,6	1,9	14,6
2	Grêle	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,5	0,0	0,6	1,2
3	Orage	2,1	1,1	0,0	0,4	0,1	0,1	0,1	0,5	2,4	2,0	1,2	1,6	11,6
4	Brouillard	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4	0,0	0,2	0,7
5	Sirocco													
6	Vent violent	4,2	2,0	0,3	0,9	0,2	0,8	2,7	5,4	6,0	4,0	6,4	5,8	38,5

La qualité de l'information sur le sirocco n'étant pas fiable n'a pas été prise en considération.

II.3.7. L'EVAPORATION SUR NAPPE D'EAU LIBRE

L'évaporation sur nappe d'eau libre est estimée à partir de mesures effectuées sur un plan d'eau. Le seul barrage existant en milieu désertique en Algérie est celui de Djorf-Torba. Ce dernier possède un bac «type Colorado»; ses observations donnent la répartition mensuelle suivante:

Tableau II.6 : Répartition mensuelle de l'évaporation sur nappe d'eau libre.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	an
E (mm)	194	93	98	99	82	85	149	151	200	249	247	240	1887

La valeur de l'évaporation annuelle au site d'étude serait supérieure à deux mètres, les températures à Tamanrasset étant plus élevée (21,6°C au lieu de 19,8 C à Djorf-Torba).

II.4. GEOLOGIE

La structure globale du Hoggar est formée par la juxtaposition de compartiments longitudinaux, délimités par de grands accidents orientés Nord-Sud. D'Ouest en Est on distingue : le Hoggar Occidental, le Hoggar Central et le Hoggar Oriental.

La zone étudiée du point de vue structurale appartient au Hoggar central. Ce dernier représente un plateau typique avec des élévations isolées dont les plus importantes, tels le Tahat (2908 m), l'Illamane (2739 m) et In Tounine (2696 m). La même morphologie s'observe au Nord et au Sud mais avec des élévations plus faibles.

II.4.1. Aperçu géologique du Hoggar Central

Il est limité à l'Est et à l'Ouest, par les accidents décrochants dénommés respectivement 8° 30' et 4° 50'. Des formations Archéennes et du Protérozoïque Inférieur prédominent dans ce domaine : migmatites, gneiss et granites. La tectonique a privilégié le tracé des oueds et l'existence d'infero-flux.

On distingue les formations suivantes des plus anciennes aux plus récentes :

- le socle antécambrien : La zone d'étude est constituée de formations à dominante cristalline et métamorphique d'âge antécambrien
- l'altération du socle : Il est vraisemblable que depuis les temps antécambriens le socle cristallin et métamorphique a subi de nombreuses phases d'altération dont les produits ont été déblayés au cours de phases d'érosion successives.

Les dépôts volcaniques : les dépôts à dominante basaltique qui occupent le centre du Hoggar, se sont mis en place à l'époque tertiaire, vers le Miocène, à la faveur d'accidents tectoniques.

Les alluvions : les eaux souterraines liées aux nappes alluviales du centre du Hoggar sont réservées à des fins humaines et agricoles ; ces eaux ont été longtemps exploitées par

foggaras, celles-ci ont été progressivement remplacées par des puits ou forages mieux adaptés.

II.4.2. Géologie du site

Dans la région de Tamanrasset la formation encaissante des granites est constituée de formations métamorphiques (gneiss, cipolins et pyroxénites). Il s'agit pour l'essentiel de gneiss, de granito-gneiss et de micaschistes, mêlées de quartzites et cipolins, auxquels sont associés de nombreux granites syntectoniques ou intrusifs.

L'inféro-flux de l'Oued Aghenar est bordé sur ses deux rives par des reliefs constitués de Granits, de Granito-Gneiss et de Gneiss.

Sur le plan tectonique il y a lieu de distinguer deux types d'accidents tectoniques :

des accidents anciens $4^{\circ}50'$ et $8^{\circ}30'$, majeurs, de direction souvent méridienne, ils correspondent à des zones broyées mais re-cimentées, ils se comportent vis-à-vis des eaux souterraines comme des barrages plutôt que comme des drains.

Les accidents plus récents et notamment ceux de direction voisine de 70° E recoupent les précédents en les décalant fréquemment ; non silicifiés, donc plus tendres, ils se présentent le plus souvent en creux et de nombreux oueds les empruntent ; l'Oued Aguenar en ferait partie.

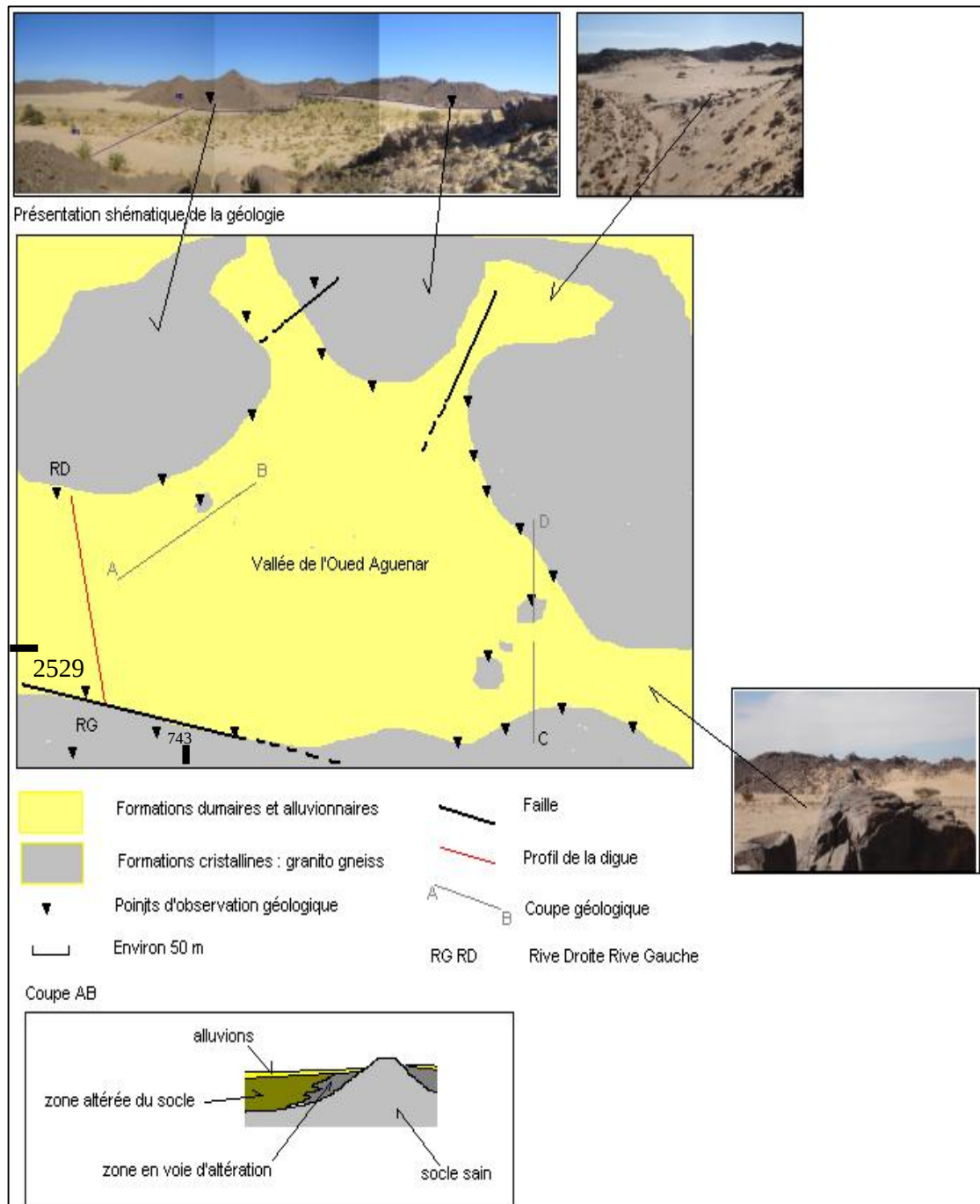


Figure II.4 : Esquisse géologique. (AGC, 2010)

Le lit de l'oued est constitué d'alluvions et d'altérites empruntées aux Gneiss et Granito-Gneiss par altération des Feldspaths.

Le profil d'altération observé de bas en haut au travers des forages (voir les coupes en annexe) réalisés est décrit comme suit :

- La roche saine est un Granito-Gneiss marqué par des plages claires constituées de Quartz et de Feldspaths, les plages sombres sont riches en minéraux ferromagnésiens (Biotite et Grenat)

- La roche altérée compacte avec quelques traces de produit argileux provenant de l'altération des feldspaths.
- L'ensemble altéritique meuble argilo sableux.

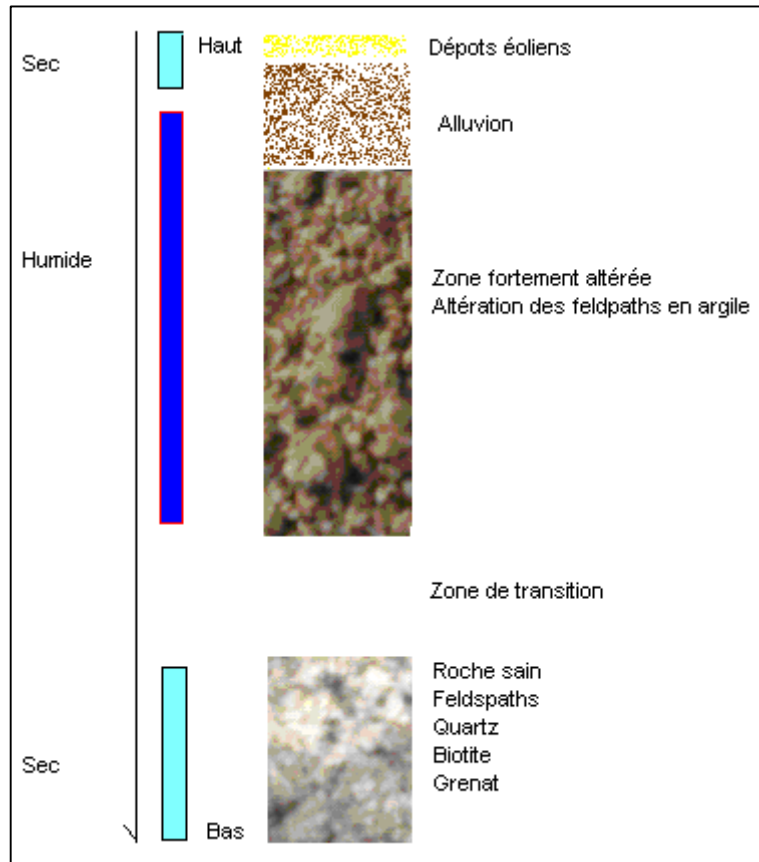


Figure II.5 : Profil d'altération et capacité de rétention de l'eau dans les niveaux altérés.

(AGC, 2010)

II.5. Géotechnique :

L'administration a fait réaliser six (06) sondages au niveau de l'axe du futur barrage. Le rapport des résultats d'analyses du laboratoire a été mis à notre disposition ainsi que les coordonnées géographiques des sondages.

Les "essais d'eau" réalisés pour déterminer la perméabilité des différentes couches géologiques traversées par les forages.

L'essai Lugeon est plutôt réservé pour les terrains de perméabilité moyenne à faible (perméabilité de l'ordre de 1.10^{-5} à 1.10^{-8} m/s). On utilisera la méthode Lugeon pour mesurer la perméabilité de fissures dans les roches.

L'essai Lugeon est destiné essentiellement à évaluer les possibilités de circulation de l'eau dans une roche (il ne s'applique pas aux sols meubles de faible cohésion). Il consiste à injecter

de l'eau dans un sondage sous différents paliers de pression, pendant un temps constant afin de déduire la perméabilité de la formation géologique.

II.6. GEOPHYSIQUE

Pour réaliser des profils électriques (tomographies électriques) en 2D, ils ont utilisé un dispositif multi-électrodes (48 électrodes) constitué d'un résistivimètre (SYSCAL Switch d'IRIS Instruments) et de câbles multiconducteurs (Figure II.6.).

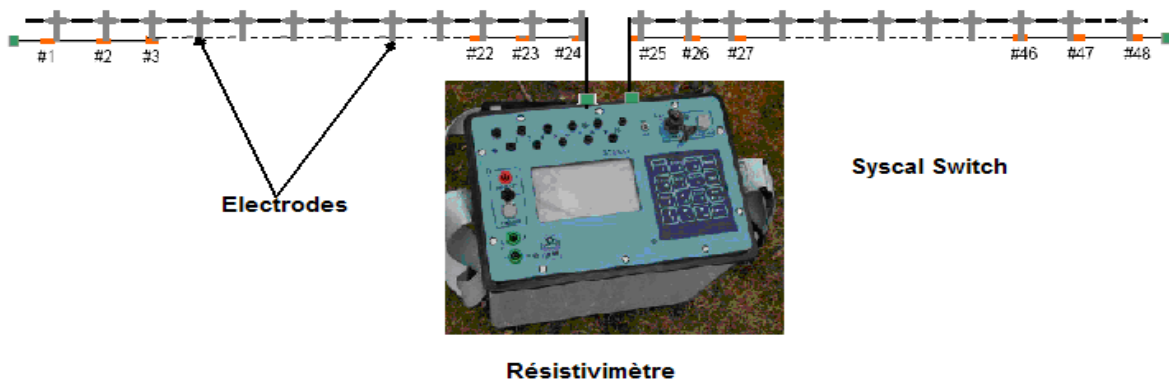


Figure II.6 : Schéma de mise en place du dispositif multi électrodes (Loke, 1997).

II.7. Hydrogéologie

Les conditions hydrogéologiques de la région se trouvent en étroite liaison avec sa constitution géologique et structurale. Elle est affectée par plusieurs fractures qui se manifestent sur le terrain par des zones de broyage et des miroirs de faille.

Les eaux souterraines, dans la région, sont développées dans les roches fissurées les terrains d'altération et dans les zones faillées. Il semble que les eaux souterraines de fissuration et les roches broyées jouent un rôle considérable dans la formation d'inféro-flux de l'oued Aguenar.

Les coupes de forages fournies montrent la succession suivante de haut en bas

1. Alluvions
2. Socle altéré
3. Socle fissuré ou broyé
4. Socle sain très peu fissuré

Des études antérieures ont montré une continuité hydraulique entre le socle altéré et le socle fissuré. Cette continuité a suggéré l'hypothèse d'une nappe généralisée, une telle hypothèse

concrétise l'espérance de rencontrer de l'eau en n'importe quel point. Les arguments physiques à la base de cette hypothèse sont :

La continuité de la nappe à l'échelle locale,

La pente de la nappe dans la région altérée ou dans les alluvions, qui implique une recharge venant du socle fissuré.

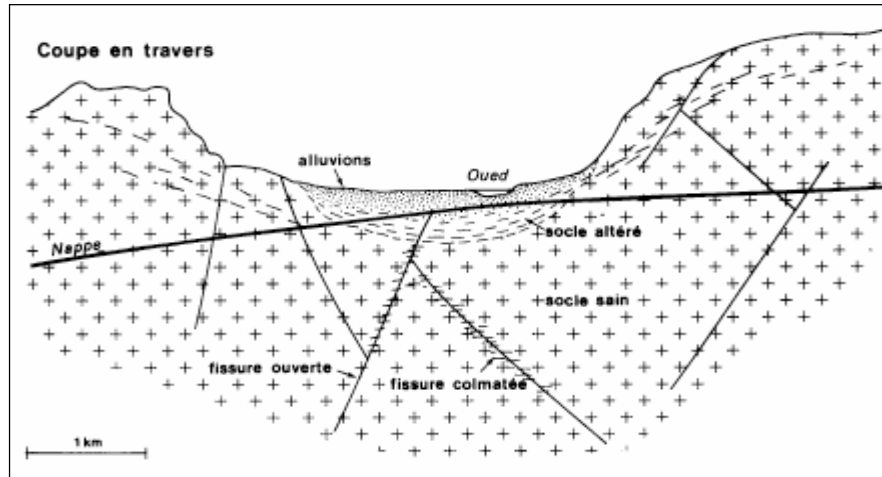


Figure II.7 : Coupe schématisée dans la nappe du socle. (AGC, 2010)

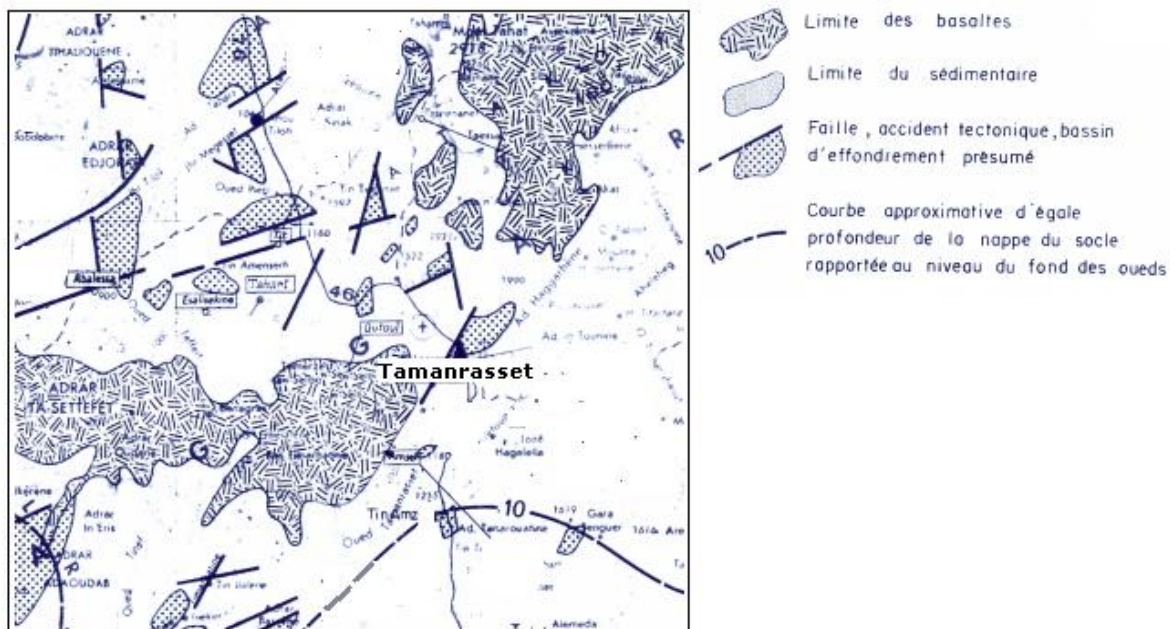


Figure II.8 : Esquisse hydrogéologique du socle(AGC, 2010)

Des chenaux fossiles mis en évidence par la géophysique constituent des drains qui convergent vers le verrou sur la rive droite. La faille affectant cette zone favorise la

concentration d'eau, car la géophysique donne une importante anomalie dans les basses résistivités.

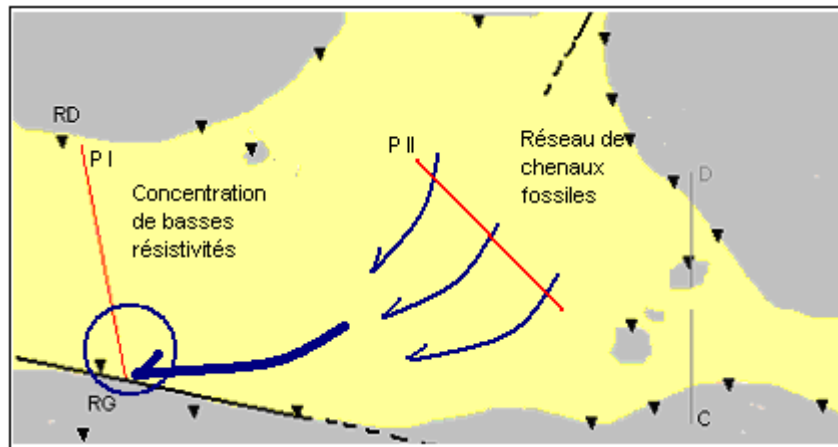


Figure II.9 : Rôle de la tectonique dans le drainage des eaux. (AGC, 2010)

La recharge de la nappe se fait essentiellement par le ruissellement. Des eaux de fissures superficielles existent et se rechargent pendant les crues. Pour évaluer les réserves naturelles de la cuvette de l'oued nous avons utilisé l'hypothèse selon laquelle la zone d'altération assimilée à un sable moyen présente une porosité de 25%.

Tableau II.7 : Calcul du volume d'emmagasinement

Caractéristiques	Unité	Valeur
Surface de la cuvette	m ²	1 201 360
Profondeur moyenne du substratum	m	10
Capacité totale de la cuvette souterraine	m ³	12 013 600
Volume du vide dans le sable	%	10
Volume de la ressource potentielle	m ³	1 201 360,00

Chapitre III :
ÉTUDE GÉOLOGIQUE ET
HYDROGÉOLOGIQUE

Introduction

Le barrage souterrain est un système consistant à retenir des eaux souterraines, ces eaux sont accumulées dans des formations géologiques. Cette propriété, ainsi que l'étanchéité des fondations, la qualité mécanique de celle-ci et la disponibilité en matériaux de construction, nécessitent une étude géologique.

III.1. Géologie régionale

Dans le but de mieux comprendre la géologie de notre site, il est indispensable de donner un aperçu sur la géologie générale et très complexe du Hoggar

L'Ahggar c'est massif cristallin situé à l'extrême sud 500.000 km², il est limité au sud par l'Adrar des foras au Mali; et l'air au Niger.

L'ensemble (Hoggar, Aïr, Adrar des Foras) forme le bouclier touareg.

La structure d'ensemble du Hoggar est formée par la juxtaposition de compartiments longitudinaux séparés par les grands accidents mylonitiques sub-méridiens qui traversent tout le bouclier touareg. Trois domaines structuraux séparés par les linéaments majeurs ont été définis au Hoggar. Sur la base de leur lithologie et de leur évolution tectono-métamorphique ce sont d'ouest en Est :

- Le Hoggar occidental ou chaîne pharisienne compris entre le craton ouest africain et 4° 50''.
- Le Hoggar central polycyclique entre 4° 50 et 8° 30''.
- Le Hoggar oriental-Tenéré à l'est du 8° 30''.

III.2. Structure classique du Hoggar

La structure du Hoggar est caractérisée par des décrochements majeurs NS qui délimitent des blocs crustaux géologiquement différents. La corrélation entre ces blocs est difficile voire impossible par endroit sauf à travers des liens géochronologiques.

III.2.1. Le Hoggar occidental (chaîne pharusienne)

Il est constitué de matériaux peu métamorphisés. Il est divisé en deux domaines qui sont le rameau occidental et oriental, séparés par les unités granulitiques d'In Ouzzal et des Iforas,).

□ Le rameau occidental : il est formé par des terrains de socle, gneissiques d'âge éburnéen (2000 Ma), des terrains volcano-sédimentaires mais aussi, une molasse panafricaine qui forme la série pourprée.

- Le mole d'In Ouzzal : il inclut les terrains les plus anciens, avec des noyaux archéens comportant des gneiss granulitiques,
- Le rameau central : on y trouve, surtout des granites qui occupent plus de 50% de l'ensemble du rameau, et aussi des formations métasédimentaires et métavolcaniques rapportées au « pharisien », qui surmontent des noyaux d'âge éburnéen (R.CABY 1970).

III.2.2. Le Hoggar central

On le dit polycyclique à structure complexe hétérogène. Il est limité à l'Est et à l'Ouest par les accidents décrochants dénommés respectivement 8° 30 et 4° 50, il se prolonge vers le sud par l'Aïr.

Cet ensemble comprend un socle d'âge éburnéen constitué essentiellement de migmatite, gneiss rubanés associés à des orthogneiss ocellés et des formations méta - sédimentaires accompagnées par un métamorphisme de haut grade. Il a été subdivisé en quatre régions :

- a) La région de l'Aleksod (Bertrand, 1974 ; Bertrand et Lassere, 1976) comprend :
 - La série d'Arrechoum : constituée essentiellement d'orthogneiss et de méta sédiments affectés par un métamorphisme amphibolique profond.
 - La série de l'Aleksod : qui comprend des amphibolites et des méta sédiments du faciès amphibolite.
- b) La région d'Oumelalen-Temassint (Latouche, 1972 ; 1978 ; Latouche et Vidal, 1974). Elle comprend :
 - La série rouge, avec ses gneiss rubanés, des quartzites et des marbres du faciès granulitique.
 - La série des Gour Oumelalen à assemblage varié de roches rubanées : gneiss à biotite, à biotite- grenat, leptynite, charnockites acides, intermédiaires et basiques, pegmatites à hypersthène, amphibolites, marbre et quartzites.
- c) La région de la Tefedest-Atakor (Vitel, 1979 ; Vialette et Vitel, 1979) qui comporte :
 - La zone d'In Eker-Torsournine, constituée de gneiss à plagioclase biotite hornblende .
 - La zone d'Amsinassène, qui comprend un ensemble de granitoïdes, migmatites et des gneiss associés à des carbonates et à des pyroxénites.

d) Le domaine d'Issalane (Bertrand et al, 1978 ; Bertrand et Caby, 1978) d'âge inconnu probablement éburnéen, ce domaine possède une lithologie très homogène et est caractérisé par des horizons d'orthogneiss alcalins.

III.2.3. Le Hoggar oriental

Ce domaine est caractérisé par la chaîne terririniennne, chaîne à caractère linéamentaire en cadrée à l'Est et à l'Ouest par deux socles plus anciens structurellement différents l'un de l'autre.

D'après J.Lucrat et I.Lancelot les données géochronologiques (premières données) indiquent un âge de 660Ma pour les granodiorites en seul dans la série sédimentaire tabulaire du Sud Tadoumet et un âge de 580Ma pour les granites syn-téctoniques du Nord, un âge voisin de celui des granites post-tectonique du Hoggar occidental et central. Trois sous domaines peuvent être distingués:

- A l'Ouest, le môle d'Issalane, riche en méta-sédiment varié extrerement replissés, en condition mésozonale, caractérisés par la présence de méta-quartzite à micas chromifère, renferme aussi de nombreux massifs stratoides autre tectoniques d'orthognieiss alcalin d'âge inconnus.
- A l'Est, la zone prétéririenne de Tafassasset lithologiquement plus variée, recoupée par de vastes massifs granodioritiques et précocement stabilisée. Cette zone supporte en discordance la série de térririne horizontale à faiblement structurée injectée dans la partie Sud par des sills acides et basiques variés mise en place à 660Ma. (Lucrat, Lancelot 1976).
- Le long de l'accident 8°30' se développe graduellement au Nord de la latitude 22°30' le rameau orogénique térririen correspondant au plissement de plus en plus intense en condition epizonale, puis mésozonale de la série de terririne. Cet événement est daté par l'âge de 580Ma des plutons granitiques de type Adaf, de caractère syn. à tardi-téctonique.

III.3. LA CONCEPTION NOUVELLE DU HOGGAR

Black et al. (1994), proposent une conception nouvelle de la structure du Hoggar. Elle est le résultat de la jonction de 23 terranes qui s'individualisent par leurs propres caractéristiques lithologiques, métamorphiques, magmatique et tectoniques. Elles sont séparées par des méga-shear-zones ou des fronts de chevauchement dont les limites peuvent parfois être soulignées par des assemblages ophiolitiques ou par des mollasses.

En utilisant ce modèle géodynamique extrapolé à tout le bouclier Targui, Black et al (1994) interprète le bouclier comme étant un amalgame de blocs préalablement fragmentés puis assemblés de nouveau durant l'orogénèse panafricaine en deux phases successives distinctes. La collision du bouclier Touareg a eu lieu tout d'abord à l'Est avec le Craton Est Saharien (700 Ma) puis à l'Ouest avec le Craton Ouest Africain (600 Ma). Le stade tardif est marqué par une fracturation N-S caractérisée par d'importantes méga-shear-zones qui sont communes à tout le bouclier Touareg. Le champ filonien d'Isselfane se localise dans le terrane d'Iskel qui est constitué par un faciès d'ancienne plate-forme sédimentaire recoupée par des sills mafiques et ultramafiques, des granites calco-alcalins à 870 Ma et des granites potassiques à 840 Ma (Black et al., 1994). Il renferme les indices aurifères de Silet, Takouyat, Tesnou, Seldrar, Tin-Felki, Tanchafao. Les minéralisations aurifères de type filonien jalonnent les décrochements ductiles 4°50', 4°13' et leurs satellites (Aissa et al., 2002)

Briedj (2003), propose la détermination, en premier lieu, avec précision les contours des terranes et le fonctionnement de leurs limites tectoniques et non pas l'inverse. Les nouvelles définitions du superterrané LATEA (Liégeois et al. 2003) et du superterrané Pharusien (Caby 2003), viennent confirmer la tendance à une redéfinition de cette subdivision du Hoggar en 23 terranes.

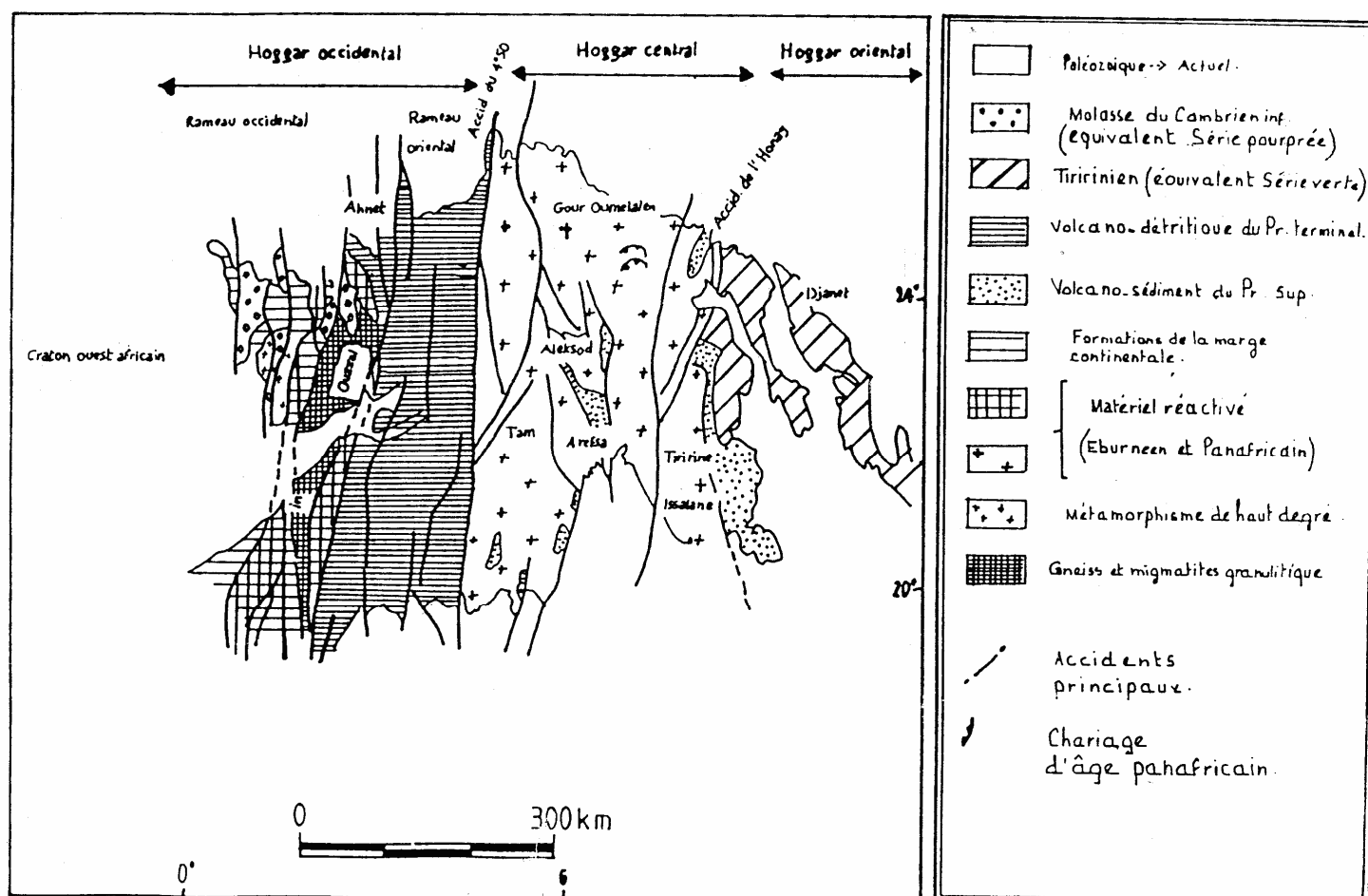


Figure III.1. Esquisse Géologique de l'AHAGGAR (O.R.G.M, 2003)

III.4. LE CADRE GEOLOGIQUE DU SECTEUR D'ETUDE

Notre secteur d'étude appartient à L'AHAGGAR central polycyclique montagneux. Limité à l'ouest par l'accident du 4°50', ce dernier souligne une large bande mylonitique subméridienne.

Il comprend des formations très métamorphisées du précambrien, à savoir des granitoïdes suggariens de différents âges des formations volcaniques, de la fin cénozoïque et début quaternaire, ainsi que des dépôts quaternaires. (Figure .14.).

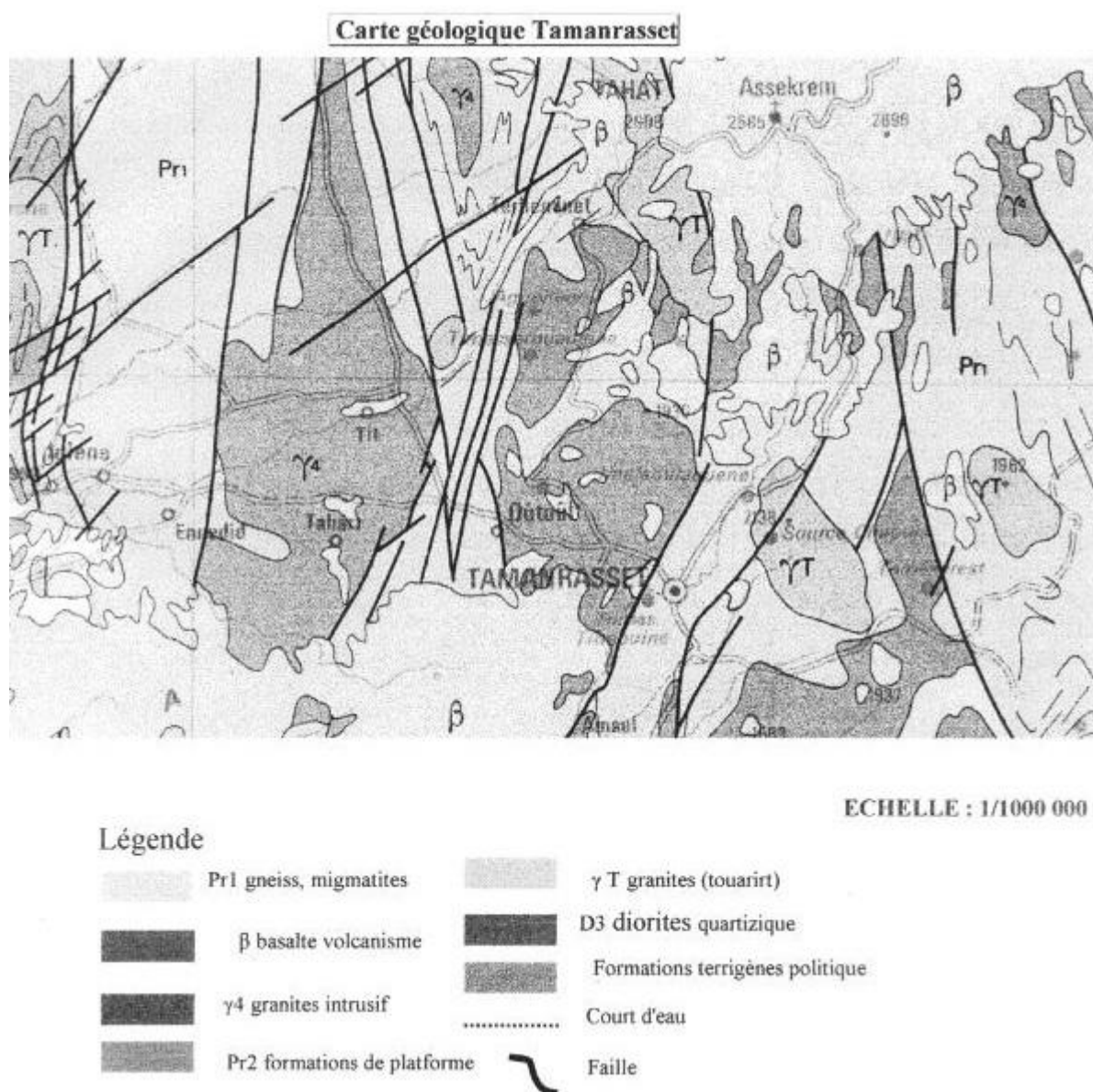


Figure III.2. La carte géologique de Tamanrasset (O.R.G.M ;2003)

L'AHGGAR, a connu une suite d'événements tectono-métamorphique, qui ont marqué son histoire géologique et qui sont, depuis ancien au plus récent : (tableau. 11.)

- L' Orogenèse Libérienne (ouzzatienne) 3400-3100Ma
- L'Orogenèse Eburéenne 2000+-100Ma
- L'Orogenèse Kibarinne (remise en cause) 1000+-100Ma
- L'Orogenèse Panafricaine 65

Tableau III.1. Synthèse chronologique dans L'AHAGGAR Central(simplifiée). (D'après Armines, 1977)

530 Ma	Granite post tectonique	Orogenèse phrrisienne
580Ma	Granite tradi-tectonique	
650M.....	Granite syn-tectonique	
1000Ma		Orogéese kibarienne
	Série de i'Aleksod Gneiss (. Latouche, 1978) Marbres Schistes Quartzites Roches basiques Dykes basiques	
1450Ma		
2000MA.....	Métamorphisme Eburéen	Orogénèse Ebuéenne
	Granites (Gneiss ocellés potassiques) Sédiments de la série de l'Arrechoum (Gneiss granodioritiques) Série GOUR OUMALALEN (L.Latouche 1972) Série rouge (Orthodérivée).	
Archeen 3 500Ma		

Ma : millions d'années

III.5. Géologie du site :

III.5.1. Présentation lithologique

Le lit d'oued est constitué généralement des sables moyens à grossiers avec des graviers, galets, cailloux de tailles pluri centimétriques constitués le plus souvent par des tufs et roches volcaniques, ainsi que des blocs par endroit ; les limons constituent l'ensemble des terrasses se trouvant sur les deux rives et cultivées comme jardins par les gens de la région.

Ces limons sont associés le plus souvent aux sables fins ainsi qu'aux fines pellicules d'argiles. Ces formations sont d'âge quaternaire.

L'ensemble des affleurements est constitué essentiellement des granites roses à grains moyens bien visible au niveau du lit d'oued ou en blocs cassés et craquelés souvent porphyroïde équigranulaire, à grain moyen ou fin. Ces granites sont associés à des migmatites et des microgranites d'âge Suggarien.

Des gneiss oillés et feuilletés d'âge Suggarien, qui affleurent de façon très nette tout au long du lit d'oued et indique la direction ENE –WSW, parfois des gneiss schisteux.

La présence de roches de nature volcanique constituées des basaltes et tufs volcaniques caractérise la majeure partie des galets alluvionnaires et décelé au niveau de la zone de confluence sur la rive droite.

(LELUBRE 1961)

Dans la région de Tamanrasset la formation encaissante des granites est constituée de formations métamorphiques (gneiss, cipolins et pyroxénites). Il s'agit pour l'essentiel de gneiss, de granito-gneiss et de micaschistes, mêlées de quartzites et cipolins, auxquels sont associés de nombreux granites syntectoniques ou intrusifs.

L'inféro-flux de l'Oued Aghenar est bordé sur ses deux rives par des reliefs constitués de Granits, de Granito-Gneiss et de Gneiss.

Sur le plan tectonique il y a lieu de distinguer deux types d'accidents tectoniques :

des accidents anciens 4°50' et 8°30', majeurs, de direction souvent méridienne, ils correspondent à des zones broyées mais re-cimentées, ils se comportent vis-à-vis des eaux souterraines comme des barrages plutôt que comme des drains.

Les accidents plus récents et notamment ceux de direction voisine de 70° E recoupent les précédents en les décalant fréquemment ; non silicifiés, donc plus tendres, ils se présentent le plus souvent en creux et de nombreux oueds les empruntent ; l'Oued Aguenar en ferait partie.

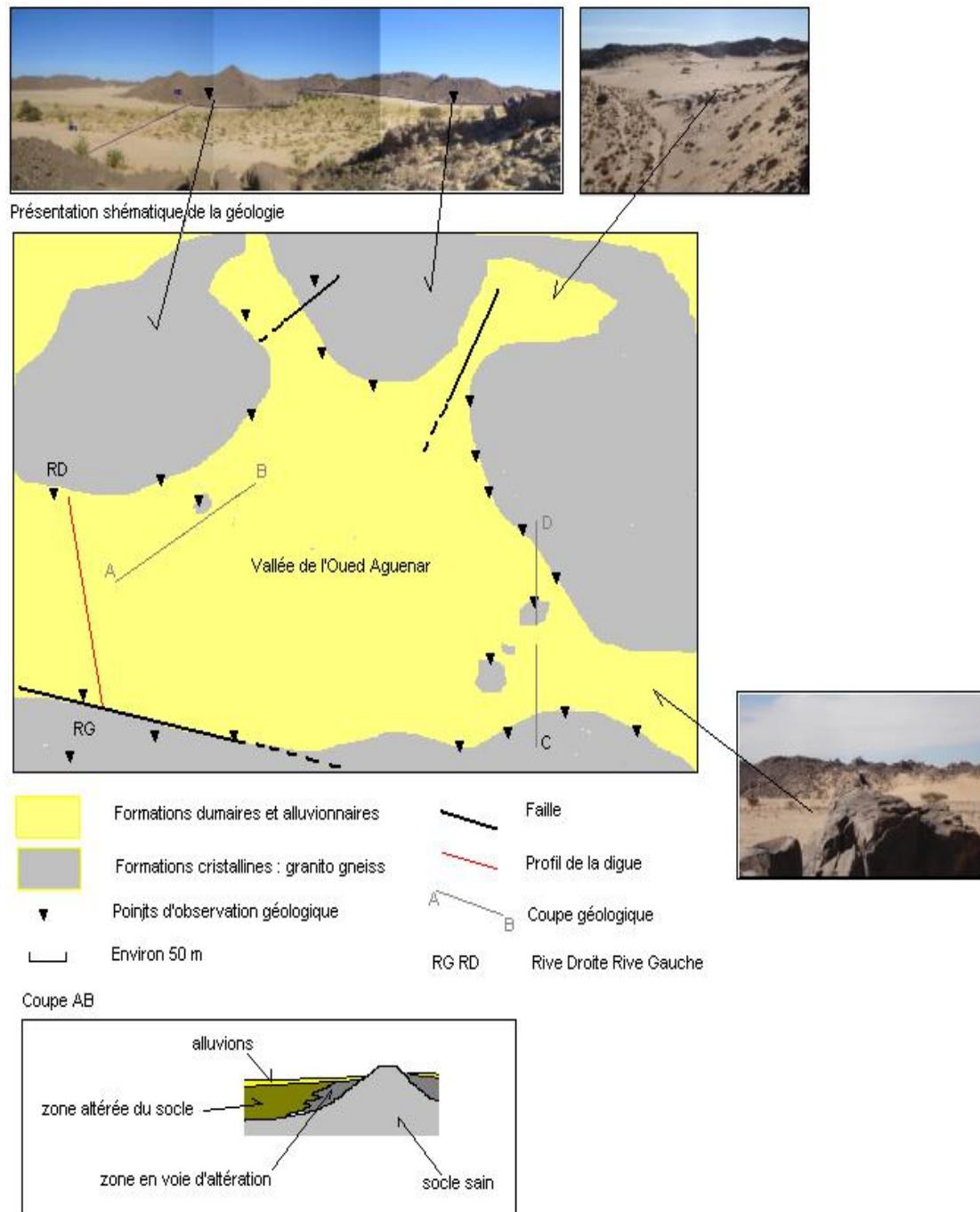


Figure III.3. : Esquisse géologique.(AGC 2010)

Le lit de l'oued est constitué d'alluvions et d'altérites empruntées aux Gneiss et Granito-Gneiss par altération des Feldspaths.

Le profil d'altération observé de bas en haut au travers des forages (voir les coupes en annexe) réalisés est décrit comme suit :

- La roche saine est un Granito-Gneiss marqué par des plages claires constituées de Quartz et de Feldspaths, les plages sombres sont riches en minéraux ferromagnésiens (Biotite et Grenat)
- La roche altérée compacte avec quelques traces de produit argileux provenant de l'altération des feldspaths.
- L'ensemble altéritique meuble argilo sableux.

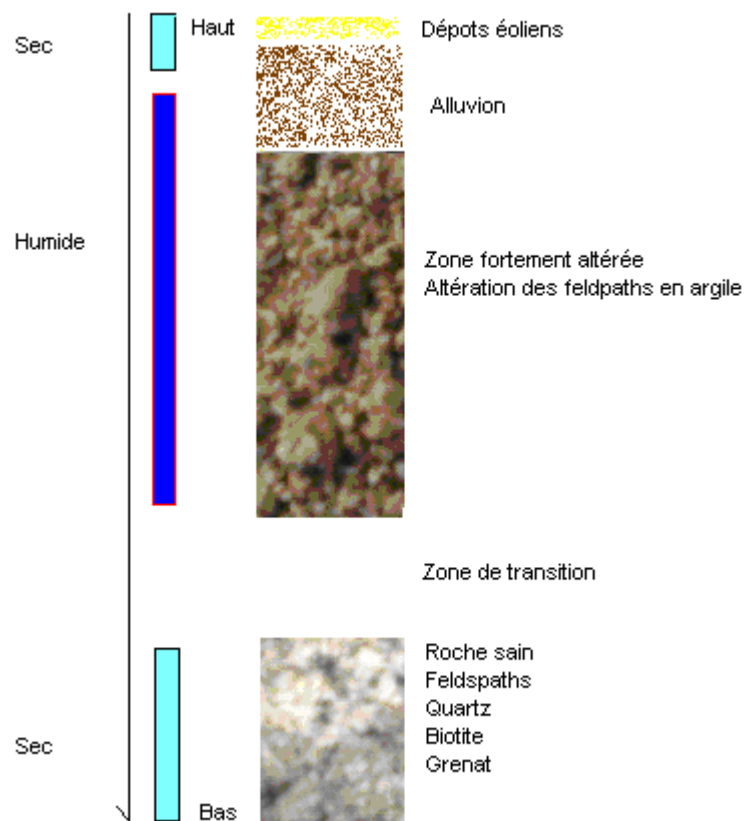


Figure III.4.: Profil d'altération et capacité de rétention de l'eau dans les niveaux altérés.
(AGC, 2010)



Figure III.5. Altération de la roche mère en élément argilo sableux.

Le passage de la roche mère à l'horizon altéré résulte d'une série de transformations géochimiques et minéralogiques successives.

Un accident tectonique avec décrochement vertical a été observé sur la rive gauche du verrou, il est perceptible sur le terrain par la présence d'une zone de broyage et d'un miroir de faille.

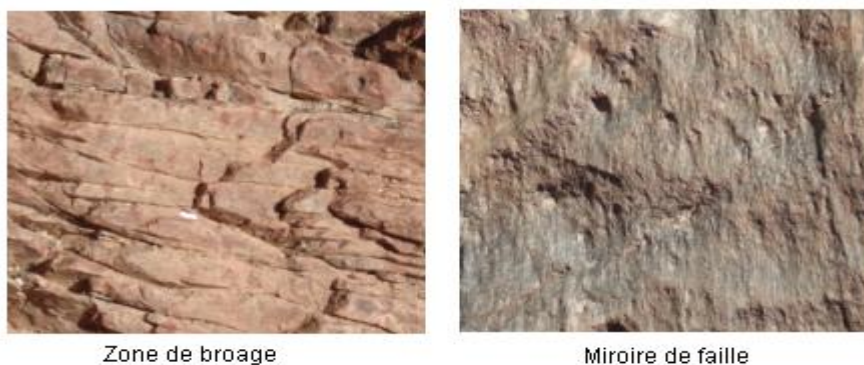


Figure III.6. Manifestation d'accidents tectoniques

Cette faille se prolonge jusqu'au verrou où elle provoque un approfondissement du substratum tel que montré sur le profil de corrélation géologique entre les forages.

III.6. ETUDE GEOTECHNIQUE

L'administration a fait réaliser six (06) sondages (en juillet 2007) au niveau de l'axe du futur barrage. Le rapport des résultats d'analyses du laboratoire a été mis à notre disposition ainsi que les coordonnées géographiques des sondages.

Les "essais d'eau" réalisés pour déterminer la perméabilité des différentes couches géologiques traversées par les forages.

L'essai Lugeon est plutôt réservé pour les terrains de perméabilité moyenne à faible (perméabilité de l'ordre de 1.10^{-5} à 1.10^{-8} m/s). On utilisera la méthode Lugeon pour mesurer la perméabilité de fissures dans les roches.

L'essai Lugeon est destiné essentiellement à évaluer les possibilités de circulation de l'eau dans une roche (il ne s'applique pas aux sols meubles de faible cohésion). Il consiste à injecter de l'eau dans un sondage sous différents paliers de pression, pendant un temps constant afin de déduire la perméabilité de la formation géologique.

Sondage I:

L'essai Lugeon montre que la perméabilité du sol est moyennement faible. L'unité Lugeon de 30.68 Lugeon indique que les granito gneiss sont peu fissurés, la fissuration est hétérogène peu nombreuse de diamètre de 0.18 mm.

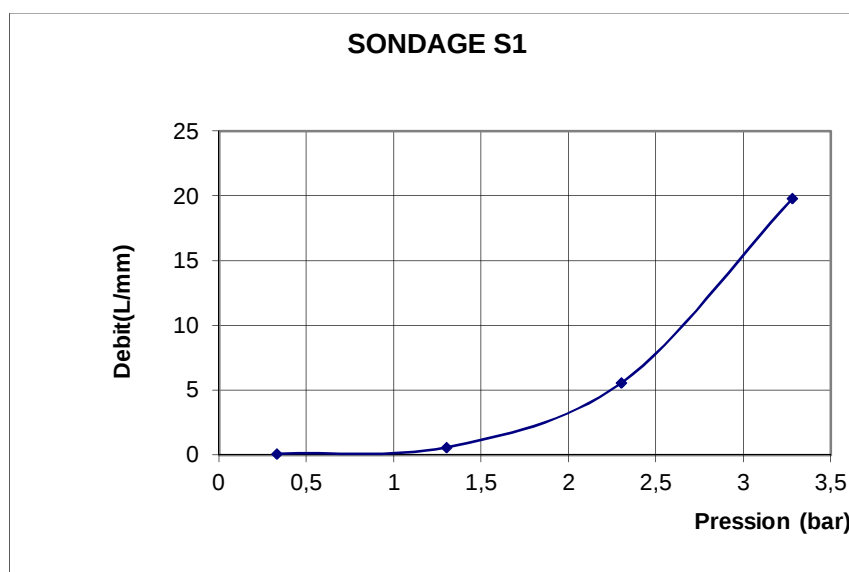


Figure III.7. Résultat de l'essai Lugeon dans le Sondage S1. (AGC 2010)

Sondage 3

L'unité Lugeon est plus élevée que celle du S1 à partir de sable fin qui est au dessus du socle compact, ce qui donne une perméabilisation plus forte. Les fissures de dimension de l'ordre de 0.16 mm sont plus réduites.

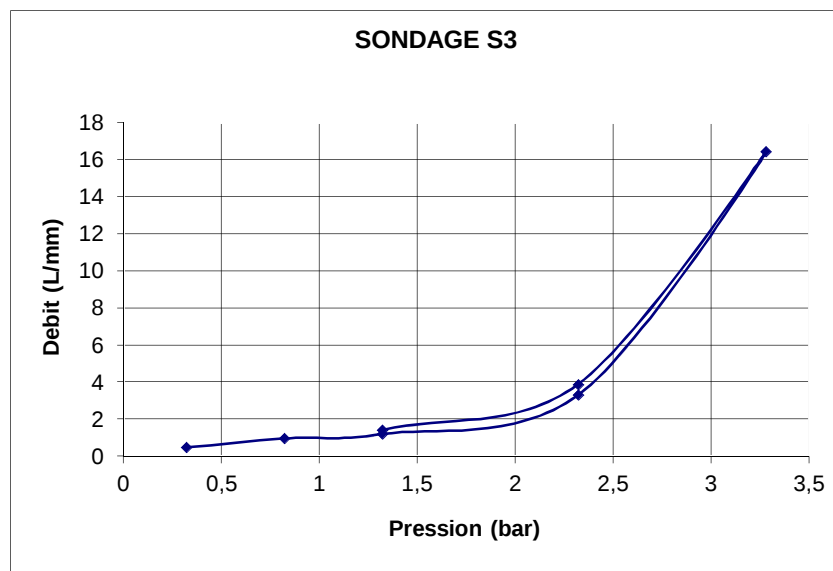


Figure III.8. Résultat de l'essai Lugeon dans le Sondage S3. (AGC 2010)

Sondage 6

L'essai Lugeon ne touche que la couche de gneiss altéré et compacte ce qui se reflète sur l'unité Lugeon qui diminue jusqu'à 28.18 Lugeons. Le terrain est moins fissuré avec un diamètre de l'ouverture de 0.12 mm.

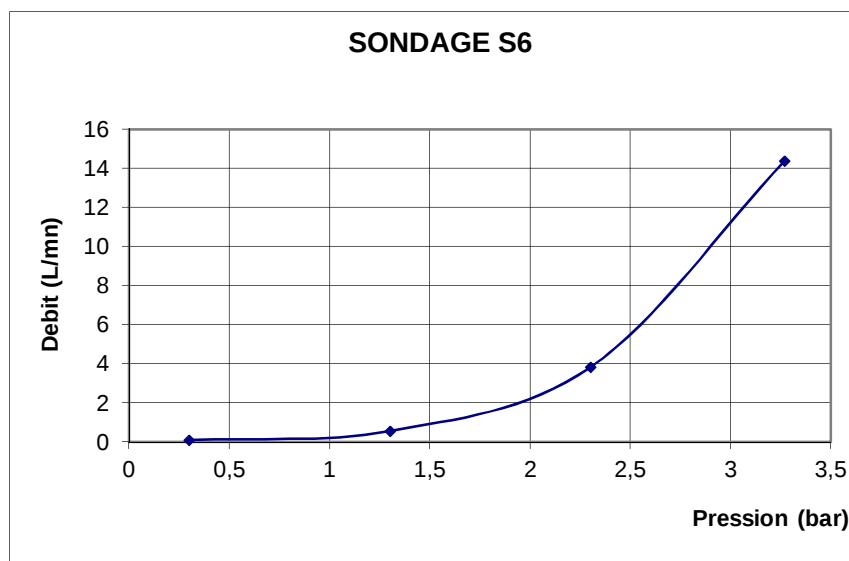


Figure III.9. Résultat de l'essai Lugeon dans le Sondage S6. . (AGC 2010)

III.7. ETUDE GEOPHYSIQUE

L'acquisition des données :

Pour réaliser des profils électriques (tomographies électriques) en 2D, nous avons utilisé un dispositif multi-électrodes (48 électrodes) constitué d'un résistivimètre (SYSCAL Switch d'IRIS Instruments) et de câbles multiconducteurs (v. Figure).

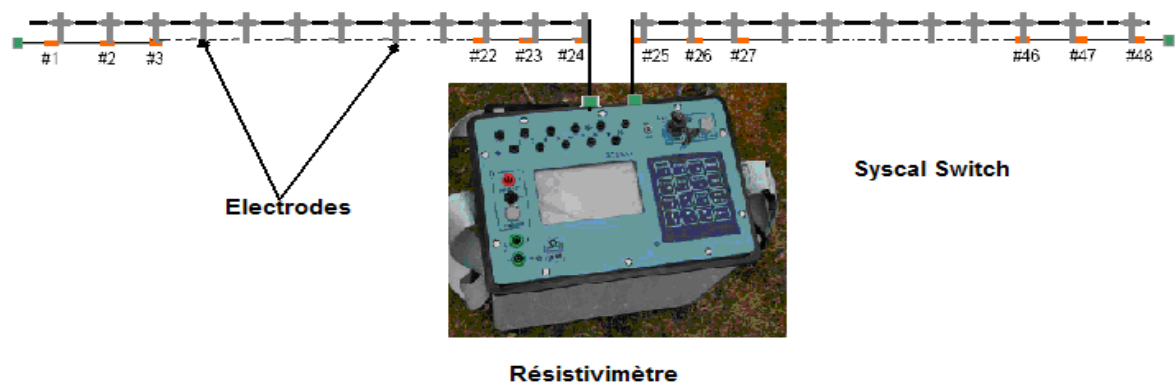


Figure III.10. Schéma de mise en place du dispositif multi électrodes (Loke, 1997).

Trois panneaux électriques (en dipôle-dipôle) ont été effectués dans la zone du site du barrage infero-flux. L'espaceur inter-électrode était de 3 m pour les trois panneaux. Ci-joint, le schéma d'emplacement des profils géophysiques.

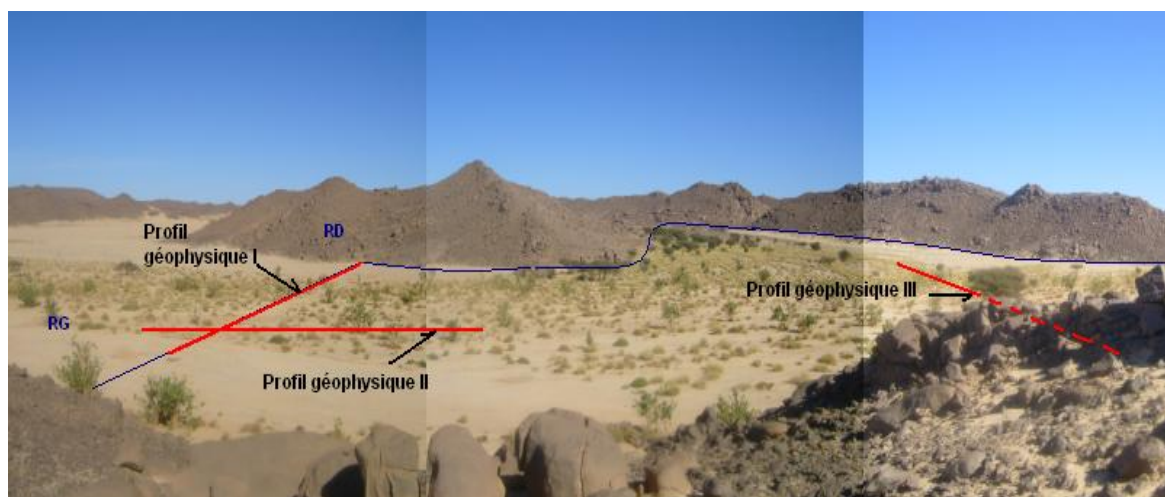


Figure III.11. Plan de position des profils géophysiques dans la cuvette de l'oued Aguenar. (AGC, 2010)

Le traitement:

Le traitement des informations acquises s'est effectué à l'aide du logiciel RES2DINV accompagnant les équipements. Ce logiciel utilise la méthode d'inversions mathématiques. Une fois les données obtenues, un traitement à l'aide du logiciel approprié (RES2DINV, Loke, 1997).

Une coupe verticale des résistivités électriques mesurées puis calculées est obtenue et sert à mettre en évidence la géométrie de couches géologiques aux caractéristiques électriques contrastées.

Profil I:

Le panneau a été implanté à la position du profil des sondages carottés, il couvre les 2/3 du verrou et comporte la majorité des sondages (v. figures pages suivantes).

La coupe de résistivité dans le profil I montre globalement un terrain à plusieurs couches où les résistivités s'échelonnent de 90 à 2000 $\Omega.m$:

- une première couche superficielle composée de formation alluvionnaire (sables secs), de 1 m d'épaisseur et de 600 à 850 $\Omega.m$ de résistivité,
- une deuxième couche conductrice de résistivité de l'ordre de 300 $\Omega.m$, attribué aux formations alluvionnaires humides constituées de sables grossiers.
- une troisième couche formée de Granito Gneiss altérés de 8 m environ d'épaisseur avec une résistivité de l'ordre de 650 à 1500 $\Omega.m$,
- une autre formation constituée par des granitos gneiss fortement altérés à partir de 12 m de profondeur, elle constitue des chenaux par accumulation d'eau. La présence dans la fraction argileuse prévenant de la dégradation des feldspaths est responsable de des basse résistivité observé a l'approche de la rive gauche du verrou,
- enfin, le substratum formé de granito gneiss sain, apparaisse vers 14 m de profondeur, sa résistivité est supérieure à 1000 $\Omega.m$.

Il est à noter que le profil d'altération latéral n'est pas homogène, ce qui explique les résistivités relevées à l'endroit où la roche est moins altérée ou resté saine.

Profil II :

Ce profil a une longueur de 144 m. Le modèle de résistivité montre un terrain à trois couches constitué par :

- une formation superficielle résistante d'alluvion sèche, de résistivité comprise entre 400 à 1000 $\Omega.m$ apparaisse le long du profil ;
- une couche, sous-jacente, formé de granito gneiss altérés imprégnée d'eau apparaissant vers 6 m de profondeur, de résistivité comprise entre 30 et 100 $\Omega.m$. Cette formation forme un chenal; la présence d'argile due a l'altération des feldspaths accentue le phénomène des basses résistivités d'autant plus que d'après le profil de corrélation géologique des sondages, c'est à cet endroit que les couches altérées sont les plus importantes.
- une troisième couche plus résistante de résistivité supérieure à 500 $\Omega.m$ localisée à 14 m de profondeur correspondant au substratum sain de Granito-Gneiss imperméable.

Profil III:

Le panneau est de direction Nord Est Sud Ouest, sa longueur est de 216 m. On y observe:

- une couverture superficielle résistante (résistivité > 400 $\Omega.m$) de 2,5 m d'épaisseur, elle est attribuée aux sables secs.
- une couche sous jacente de résistivité qui varie de 80 à 400 $\Omega.m$ probablement due à des Granito-Gneiss humidifiés par effet de capillarité ; son épaisseur varie de 1 à 7 m.
- la troisième formation est composée d'une succession de chenaux creusés dans le substratum sain et servant de drain à l'écoulement des eaux souterraines.

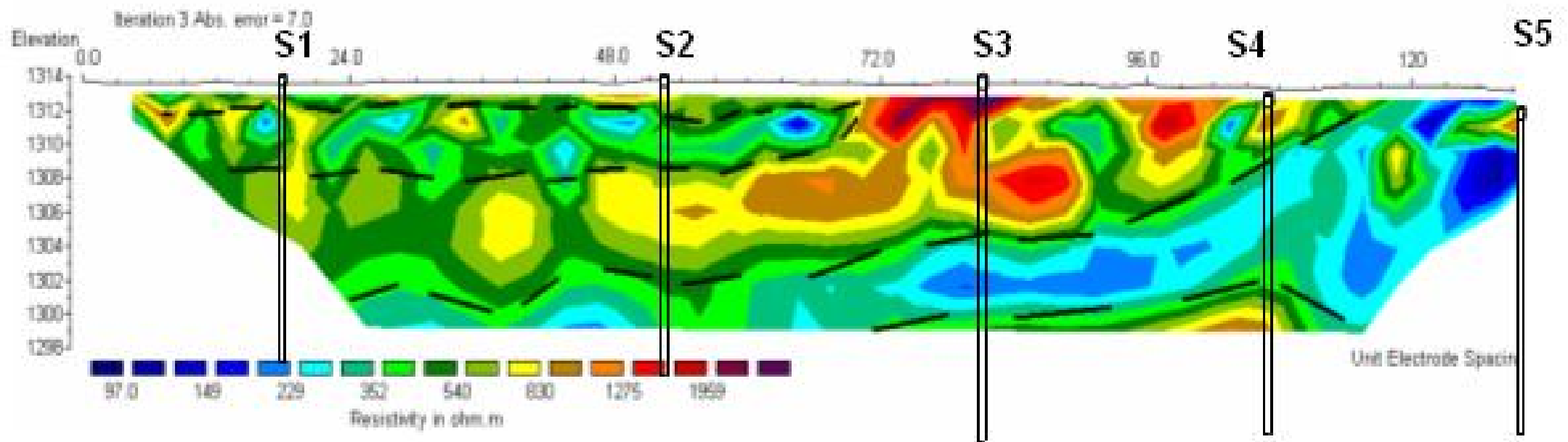


Figure III.12.: Modèle 2D de résistivité au niveau **du profil I** . (AGC 2010)

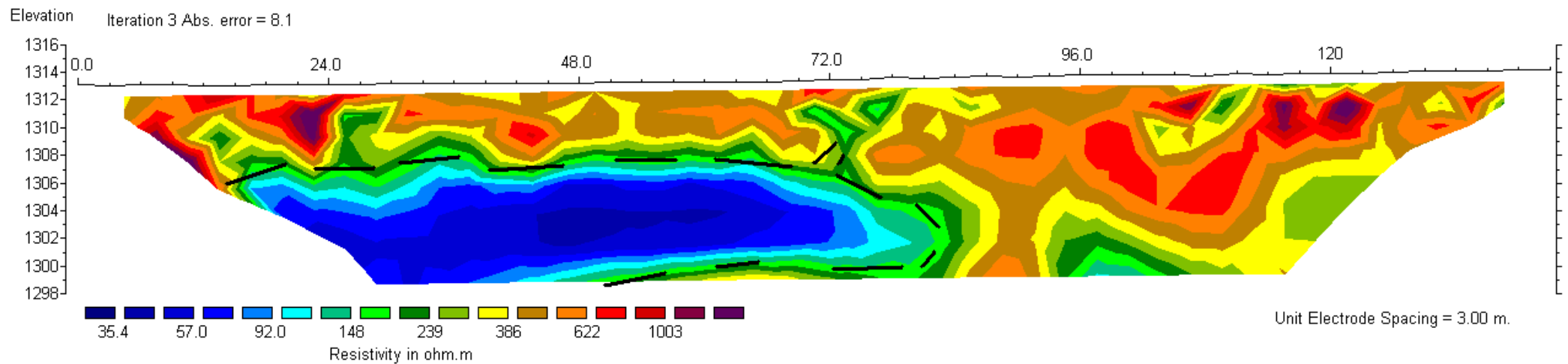


Figure III.13. Modèle 2D de résistivité du profil II. (AGC 2010)

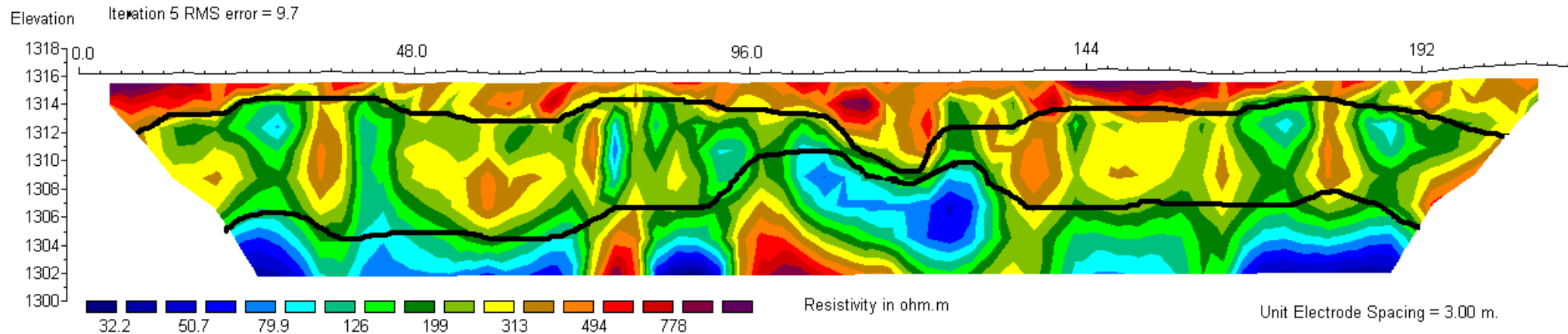


Figure III.14. Modèle 2D de résistivité du profil III. (AGC 2010)

Conclusion

La profondeur du substratum détectée par les équipements du Syscal, confirme, celle atteinte par les sondages géotechniques (vingtaine de m). Par conséquent, il est inutile d'engager des dépenses supplémentaires pour d'autres investigations.

III.8. Etude hydrogéologique**Introduction**

Notre barrage devra améliorer les disponibilités en eau souterraines dans la vallée en empêchant la vidange naturelle de la nappe. Des Conditions requises pour l'emplacement du barrage souterrain, une étude hydrogéologique.

L'écoulement de l'eau souterraine est déterminé par trois groupes de paramètres hydrodynamiques : coefficient de perméabilité, gradient et charge hydraulique, et débit d'une nappe et vitesse d'écoulement des eaux souterrains.

III.8.1. Les principales ressources en eau de la région

Les 4 grands ensembles aquifères par ordre d'importance sont comme suite : (l'Office National de Recherche Géologique et Minière 1969-1987)

L'ensemble aquifère des grès du continentale intercalaire du bassin de TANZROUFT : constituant un complexe aquifère dans lequel nous avons défini deux nappes :-la nappe du niveau gréseux supérieur

-la nappe du niveau gréseux inférieur

L'ensemble aquifère des grés du cambro-ordovicien des bassins de TIN SERIRINE et de TAFASSASSET, cet ensemble aquifère sont répartis dans le Hoggar oriental.

L'ensemble aquifère des alluvions anciennes de SILET : il est lié aux alluvions anciennes paléoued SILET –ABALLESSA qui constituant une nappe aux réserves des eaux souterraines non négligeables.

L'ensemble aquifère lié au socle altéré et fracturé.

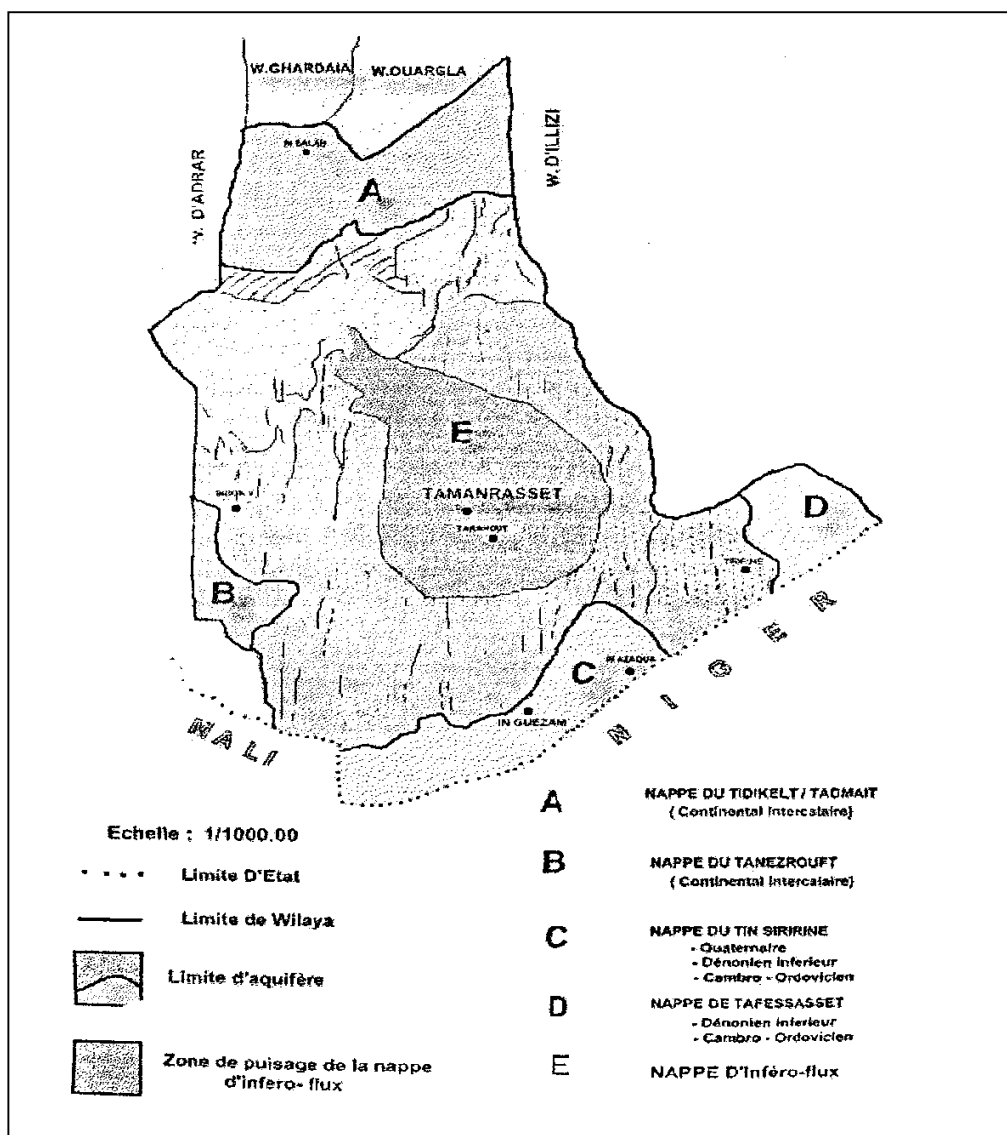


Figure III.15. : La Carte des principes ressources en eaux dans la région (A N.R. H, 1987)

III.8.2. Les formations susceptibles d'être aquifères

Le domaine d'étude hydrogéologique a été défini à l'intérieur des limites naturelles de la cuvette alluvionnaire correspondant aux lits d'Oued Aguenar.

III.8.2. 1. Les Alluvions

D'une manière générale le lit d'oued Aguenar présente des sables grossiers à moyens au sommet et devient plus fins vers la base en association avec des limons.

III.8.2.2. Socle altéré

Le complexe alluvial repose sur un socle de nature granitique ou gneissique : la distinction est parfois difficile à établir.

Aux affleurements des rives quelques époinçements brusques en saillies interrompent la couverture alluviale, les minéraux sont fortement altérés : la roche devient peu résistante et friable. Par continuité sous les bancs d'alluvions, selon un profil irrégulier, les mêmes caractéristiques de désagrégation et d'altération de l'ensemble minéral sont mises en évidence.

III.8.2.3. Socle sain

Le substratum est de même lithologie : il s'agit d'une formation saine, très compacte, dense et d'épaisseur indéterminable. Elle est peu fissurée

Le socle ou substratum est continu sur toute l'étendue de la cuvette. Par prolongement naturel il affleure aux berges de l'Oued en massifs faillés, et même à certains endroits du lit de l'Oued.

III.8.3. Etude de la nappe de l'inféro-flux**III.8.3.1. Caractéristiques générales de la nappe**

C'est une nappe d'inféro-flux .les nappes inféro-flux constituent la ressource principale du HOGGAR

L'inféro-flux est un écoulement souterrain des eaux dans les alluvions et la couche d'altération de la roche sous-jacente, qui a été curé par l'oued. Cette nappe est libre alimentée par les crues. Son exploitation se fait actuellement par de puits artésiens et les forages.

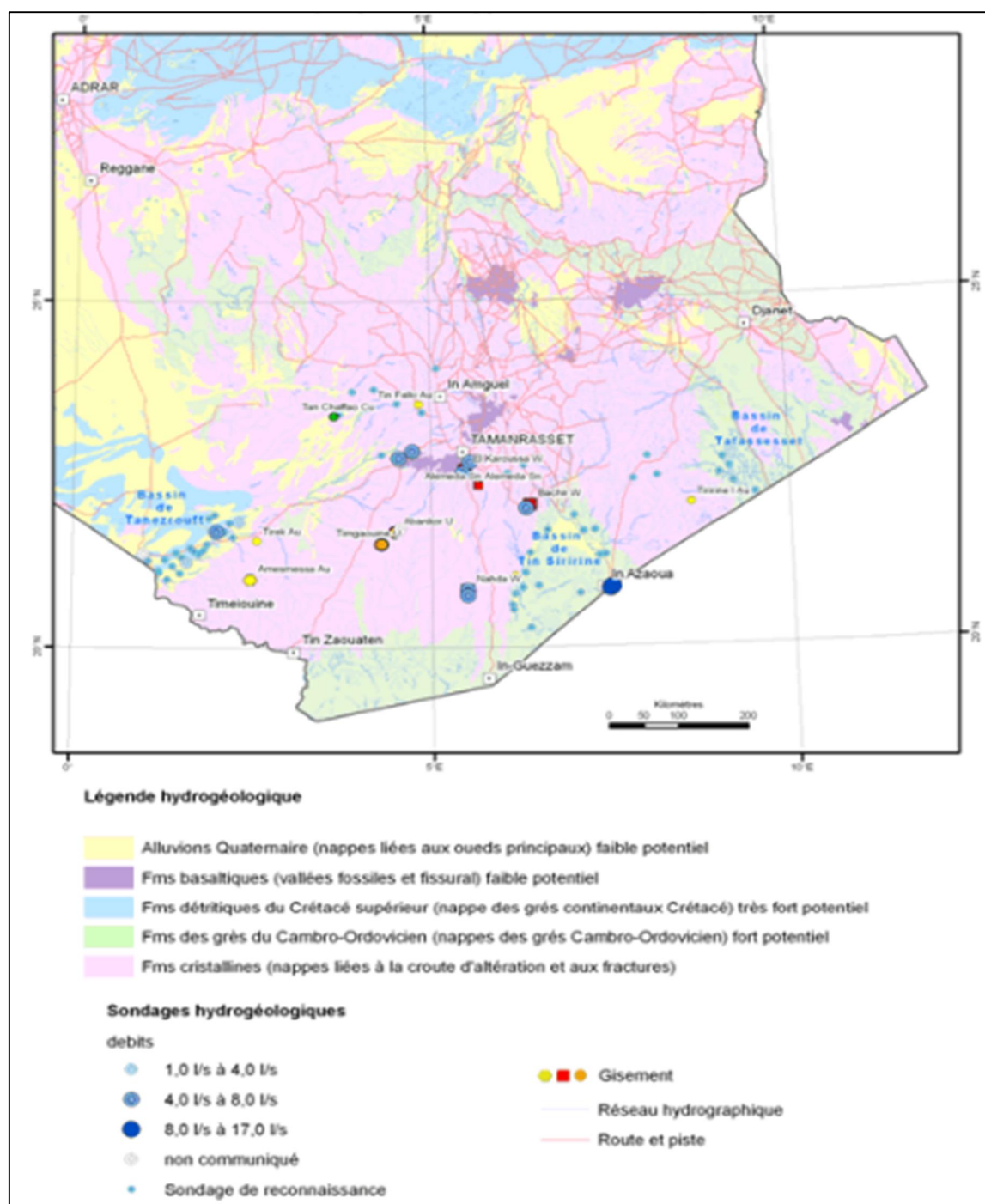


Figure III.16. : Carte Hydrogéologique de Hoggar (O.R.G.M 1969-1987)

III.8.3.2. La morphologie de l'aquifère

La morphologie de la cuvette est favorable à la conservation et la circulation souterraine des eaux.

Il s'agit d'une gouttière topographique limité par un relief gneissique, comblée par d'alluvions provenant de la désagrégation des roches cristallines. La cuvette alluviale constitue un bassin d'accumulation des eaux, bien individualisé, et aux contours rocheux imperméables à peu perméables.

Les épaisseurs aquifères décroissent vers l'aval c'est à dire vers le site de barrage.

III.8.4. Piézomètre

L'aquifère est une bicouche hydrauliquement continu. La nappe s'écoule à la faveur de la pente générale du substratum imperméable au-dessous du socle fissuré drainant.

III.8.4.1. Sens d'écoulement de la nappe

L'écoulement général des eaux souterraines s'effectue dans la même direction, que l'Oued Aguenar.

La nappe généralement s'écoule vers l'axe du barrage (amont vers aval) .soit dans sens NO-SE travers les alluvions dont strates sont à perméabilités différentes. Ce drainage souterrain s'effectue, dans des paléo-chenaux.

III.8.5. Mode d'alimentation de la nappe

L'alimentation de la nappe de la cuvette se fait par :

- L'infiltration des eaux lors des inondations du lit d'oued au moment des crues. Les débits de crue sont importants avec un coefficient de ruissellement proche de 60% soit 40% des précipitations qui s'infiltrant.
- Les précipitations directes sur la surface de cuvette.
- L'apport probable, ce qui représente un apport vers le réservoir.

III.8.6. Mode d'exploitation de la nappe

Les « sorties » d'eau actuelles de la nappe d'Oued Aguenar sont de 2 ordres :

- La vidange souterraine par écoulement naturel à l'exutoire
- L'évapotranspiration comprenant l'évaporation de la nappe lorsque celle-ci est proche de la surface du sol et l'évapotranspiration des plantes (jardins potagers des rives).

III.8.7. Estimation des potentialités en eau

Pour évaluer les réserves naturelles de la cuvette de l'oued nous avons utilisé l'hypothèse selon laquelle la zone d'altération assimilée à un sable moyen présente une porosité de 25%.

Tableau III.2. : Calcul du volume d'emmagasinement

Caractéristiques	Unité	Valeur
Surface de la cuvette	m ²	1 201 360
Profondeur moyenne du substratum	m	10
Capacité totale de la cuvette souterraine	m ³	12 013 600
Volume du vide dans le sable	%	10
Volume de la ressource potentielle	m ³	1 201 360,00

III.8.8. Les pertes par évaporation de surface

L'analyse des données climatiques caractéristiques de la région de Tamanrasset montre une évaporation potentielle très importante de l'ordre de 380 mm/an sur les plans d'eau.

L'incidence de ce facteur sur la surface d'eau libre de la nappe alluviale est réelle dans le cas de proximité des eaux du sol en particulier lors de la période des hautes eaux où la recharge a lieu.

La profondeur critique Z_r minimale à laquelle doit se situer la nappe pour échapper à l'évaporation est donnée par la relation de Averbach (URSS) où :

$$Z_{cr} = 1,7 \cdot 0,008 \cdot T_{moy} \text{ } ^\circ\text{C} \dots\dots\dots(\text{III. 1})$$

Avec $T_{moy} \text{ } ^\circ\text{C} = 22,6^\circ\text{C}$ (température moyenne annuelle)

$$Z_{cr} = 0,31\text{m}$$

III.8.9. Conséquence de la mise en place du barrage inféro-flux

La réalisation de barrage souterrain appelé barrage d'inféro-flux est destinée à récupérer la nappe d'inféro -flux et présente de multiples avantages, ils sont en général faciles de conception. Ne posent pas de problèmes de sécurité. La réserve d'eau est souterraine à l'évaporation et à la pollution.

La mise en place du barrage souterrain consistera à empêcher la vidange naturelle de l'aquifère. Il s'en suivra :

- Un relèvement du niveau statique de la nappe.
- Une modification, à la baisse, du gradient d'écoulement naturel.
- Un volume d'eau retenu par le barrage de 1,2 million de m³.

Conclusion

Le choix du site de barrage est important pour capter tout l'écoulement de la nappe et relever le niveau statique de la nappe.

L'alimentation de la nappe se fait essentiellement par les crues.

La mode d'exploitation de la nappe d'une part à partir des puits paysans pour l'irrigation et d'autre part à partir des forages d'A.E.P.

Chapitre IV :
ETUDE
HYDROLOGIQUE

Introduction

L'ensemble des aspects liés au processus de maturation de n'importe quel ouvrage hydraulique, allant du choix du site jusqu'à l'étape de la réalisation, en passant par le dimensionnement des ouvrages, les aspects de la sécurité ainsi que la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont conditionnés par une évaluation correcte et juste de la crue. Cette logique est fondamentale.

C'est pourquoi, nous procédons à l'étude hydrologique du bassin versant de l'Oued **Aguenar** pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation de ce barrage souterrain.

L'étude hydrologique est donc, une étape importante dans le processus de l'étude. C'est pourquoi, les paramètres hydrologiques, sont déterminants, car ils sont traités comme tâches initiales à effectuer lors de cette étape du travail.

Ces paramètres, nous permettent de connaître les capacités du bassin versant à produire des écoulements. Ils nous conduisent à l'évaluation, de manière sommaire et approximative, des paramètres qui conditionnent le dimensionnement.

IV.1. bassin versant

IV.1.1. Caractéristiques morphologiques

IV.1.1.1. Paramètres géométriques

L'oued Aguenar au site projeté du barrage inféro-flux à Tamanrasset draine un bassin versant de 74,61 km² dans un périmètre de 48,41 km. Il culmine au nord à 1622 m d'altitude où l'oued prend source et continue son cours au sud - ouest sur une longueur de 14,7 km.

L'oued Aguenar se caractérise par un régime d'écoulement temporaire, il ne se produit que quelques jours dans l'année par le fait des crues.

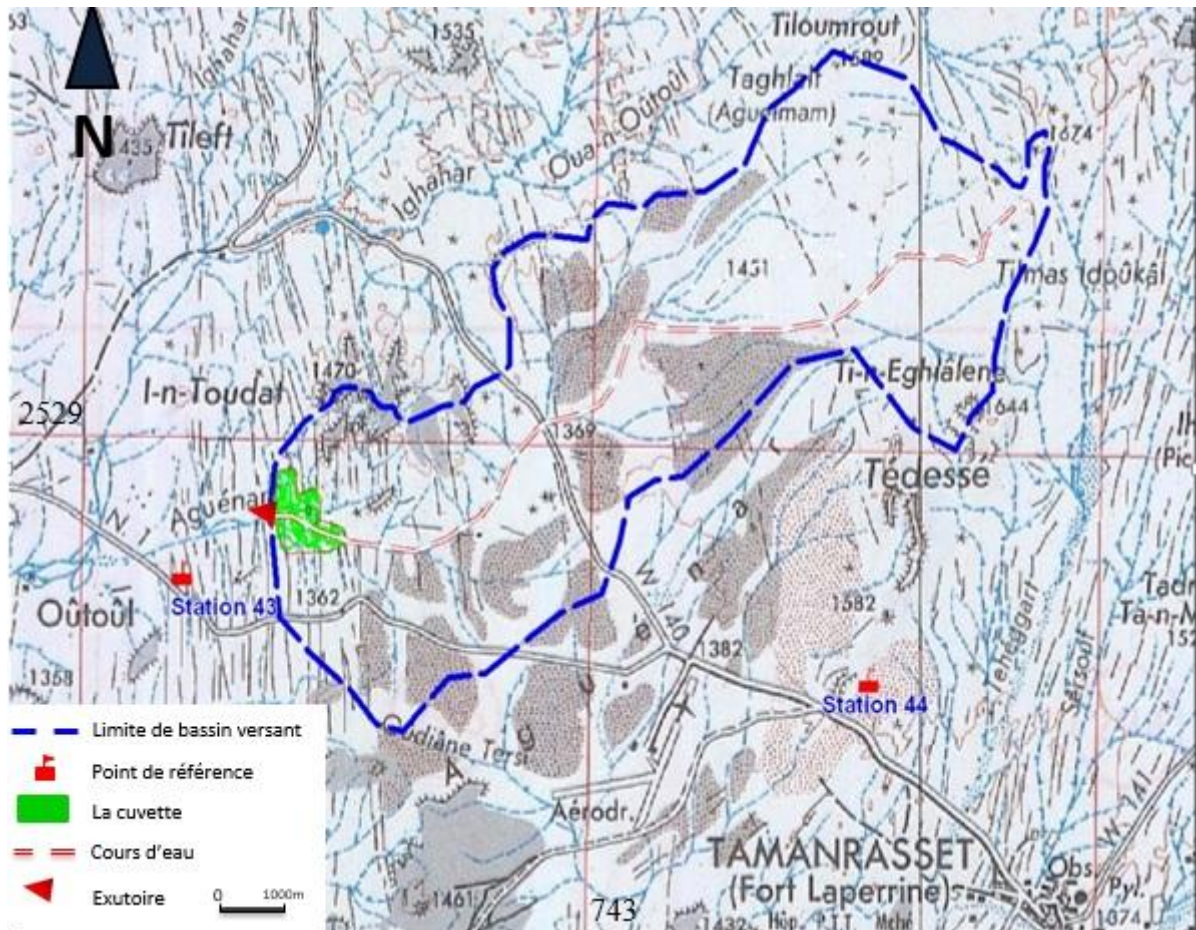


Figure IV.1 : Bassin versant d'Aguenar (AGC, 2010)

IV.1.1.2. Paramètres de forme

A- Indice de compacité "Kc"

Cet indice caractérise la forme du bassin versant qui nous renseigne sur la vitesse de concentration des débits. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

(Touaïbia, 2004)

$$K_c = \frac{P}{\sqrt{S}} * 0,282 \dots \dots \dots (IV.1)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

K_c : indice de compacité.

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme du bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux, sera court. Elle sera allongée dans le cas contraire.

$$K_c = \frac{48,41}{\sqrt{74,61}} * 0,282 = 1,58$$

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme du bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux sera court. Elle sera allongée dans le cas contraire.

- si K_c = 1 => bassin parfaitement circularise
- si K_c = 1,128 => bassin ramassé
- si K_c > 1,128 => bassin allongé

Selon la valeur de K_c = 1.58, on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

B - Coefficient d'allongement

Il est obtenu par la relation :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots \dots \dots (IV.2)$$

$$C_a = \frac{17,51^2}{74,61} = 4,11$$

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

C- Rectangle équivalent

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle (L x l) ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de point de vue de l'écoulement.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P=2(L+l) \quad \text{et} \quad S=L.l$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S :

La longueur est donnée par la formule

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (IV.3)$$

La largeur est donnée par la formule :

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (IV.4)$$

L : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l : largeur du rectangle équivalent en (Km)

S : Surface du bassin versant (Km²).

K_c : Indice de compacité

On obtient : L = 20,58 km et l = 3,63 km.

IV.1.2. Le relief

IV.1.2.1. Répartition de bassin et courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Tableau IV.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (m)	Altitude H _i (m)	Surfaces partielles S _i (km ²)	Surfaces Partielles S _i (%)	Surfaces cumulées S _i (%)
1620-1590	30	0,06	0,08	0,08
1590-1560	30	0,7	0,94	1,02
1560-1530	30	2,526	3,39	4,41
1530-1500	30	4,135	5,56	9,97

1500-1470	30	11,515	15,47	25,44
1470-1440	30	10,212	13,72	39,16
1440-1410	30	14,275	19,18	58,35
1410-1380	30	18,634	25,04	83,39
1380-1350	30	11,255	15,12	98,7
1350-1320	30	1,102	1,48	100

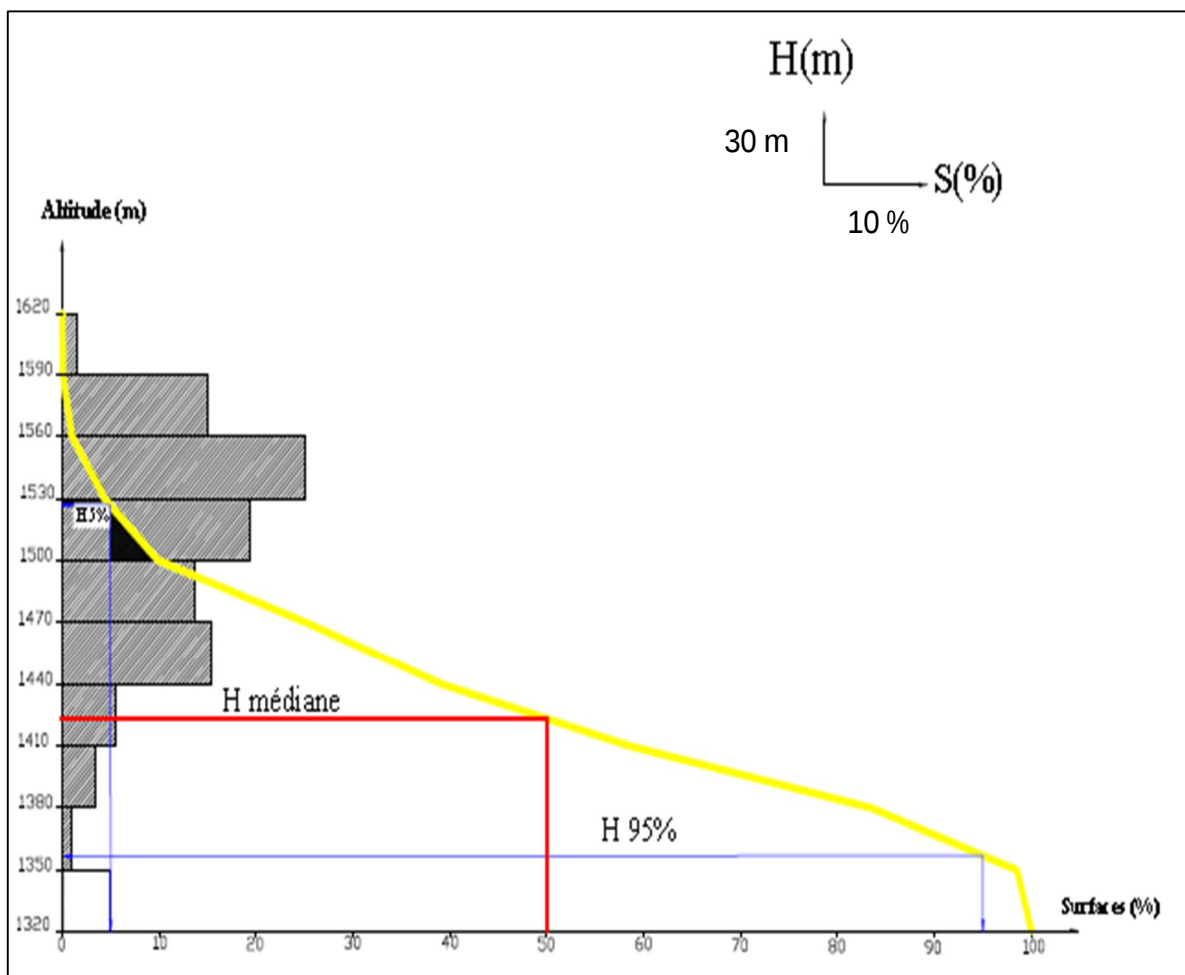


Figure IV.2 : Courbe de répartition hypsométrique du bassin versant

C- Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à celle lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique :

$$H_{med} = 1423,2m$$

B- Altitude moyenne

L'altitude moyenne H_m est calculée par la formule suivante :

$$H_m = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S} \dots\dots\dots (IV.5)$$

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km^2)

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successive (m)

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$H_{moy} = 1431 m.$$

C- Indice de pente globale I_g

Cet indice est déterminé par la formule suivante : (Merrien-Soukatchoff, 2003)

$$I = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (IV-6)$$

Avec :

L : la longueur du rectangle équivalent.

D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$.

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: sont respectivement les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$.

$$I_g = 0,83 \%$$

D- Indices de pente de Roche I_p

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots (IV.7)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

S_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}

Tableau IV.2 : Détermination de la pente Roche I_p

Altitude (m)	$H_i - H_{i-1}$ (m)	S_i (%)	$\sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$
1620-1590	30	0,08	1,55
1590-1560	30	0,94	5,31
1560-1530	30	3,39	10,08
1530-1500	30	5,56	12,92
1500-1470	30	15,47	21,54
1470-1440	30	13,72	20,29
1440-1410	30	19,18	23,99
1410-1380	30	25,04	27,41
1380-1350	30	15,12	21,30
1350-1320	30	1,48	6,66
Somme		100	151,05

$$I_p = 1,05\%$$

E- Indice de pente moyenne I_m

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle équivalent. Il est donné par la formule suivante :

(Laborde, 2000)

$$I_m = \frac{\Delta H(0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots \dots \dots (IV.8)$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives.

$L_1, L_2, \dots, L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

Tableau IV.3 : Evaluation de la pente moyenne.

n	courbe	ΔH	Longueur (km)
1	1590	30	1,37
2	1560		3,53
3	1530		7,9
4	1500		13,88
5	1470		11,23
6	1440		11,6
7	1410		18,16
8	1380		21,05
9	1350		12,19
10	1320		1,52

$$I_m = 4,06 \%$$

IV.2. Caractéristiques hydrographiques

IV.2.1. Densité de drainage

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « L_i », du bassin versant, à la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (IV.9)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 51,3 Km.

S : Superficie du bassin versant en (Km^2).

Pour procéder à ce calcul, il faut classer les cours d'eau en utilisant la méthode de Schum.

$$D_d = 0,68 \text{ Km} / \text{Km}^2$$

IV.2.2. Densité du thalweg élémentaire

C'est le rapport entre le nombre des thalwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant :

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (IV.10)$$

N₁ : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N₁= 22

S : Superficie du bassin versant.

$$F_1 = 0,3 \text{ thalweg/km}^2$$

IV.2.3. Coefficient de torrentialité

Le coefficient de torrentialité '' Ct ''est calculé par l'expression suivante:

$$Ct = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (IV.11)$$

D_d : densité de drainage en Km/Km²

F₁ : Densité du thalweg élémentaire

$$Ct = 0,204$$

IV.2.4. Longueur moyenne des versants

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (IV.12)$$

D_d : densité de drainage en Km/Km²

L : longueur de rectangle équivalent en Km

$$L_i = 15,13 \text{ Km}$$

IV.2.5. La pente moyenne de cours d'eau principal

La pente moyenne du bassin d'aguenar est calculée selon la relation suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (IV.13)$$

ΔH : Différence d'altitude entre deux cours d'eaux suffisamment éloignés.

ΔL : La distance entre ces deux points.

$$I = 1,28\%$$

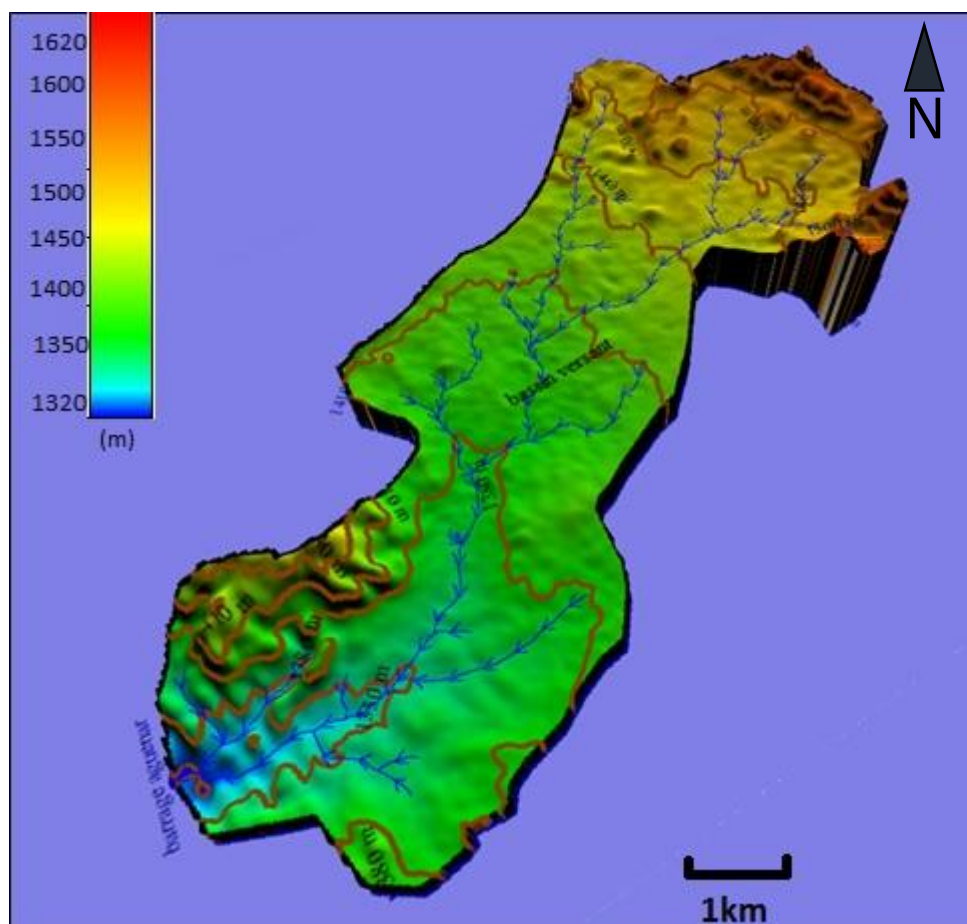


Figure IV.3 : Réseau hydrographique du bassin versant
(Réaliser par le logiciel GLOBAL MAPPER)

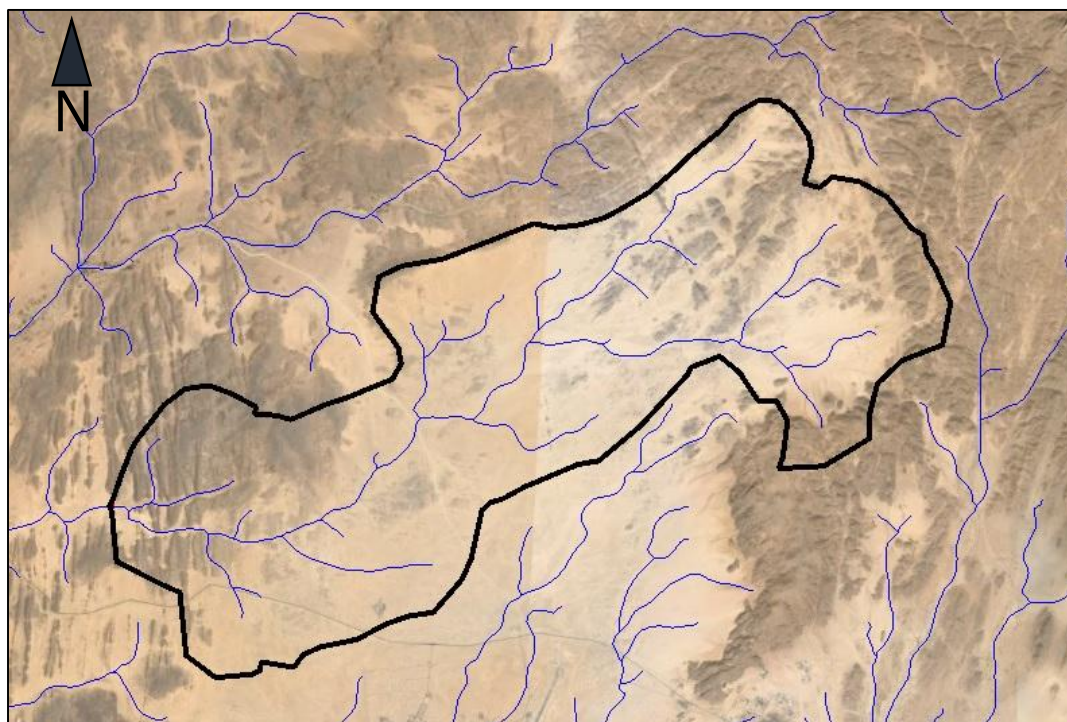


Figure IV.4 : Réseau hydrographique de la région (1/200000)

IV.2.6. Temps de concentration du bassin versant T_c

On appelle temps de concentration d'un bassin versant, la durée nécessaire pour que la pluie tombée sur le point le plus éloigné hydrauliquement atteigne le site. L'estimation du temps de concentration est faite par les formules empiriques suivantes

IV.2.6.1. Formule de Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (IV.14)$$

(Touaïbia, 2004)

T_c : Temps de concentration (h)

S : Surface du bassin versant (Km²)

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)

H_{moy} : Altitude moyenne (m)

H_{min} : Altitude minimale (m)

$$T_c = 6,54 \text{ heures}$$

IV.2.6.2. Formule S.C.S (Soil Conservation Service)

$$T_c = \left[\frac{0,87.L^3}{H_{max} - H_{min}} \right]^{0,385} \dots\dots\dots (IV.15)$$

T_c : Temps de concentration (h)

L : Longueur du cours d'eau principal (Km)

H_{max} : Altitude maximale (m)

H_{min} : Altitude minimale (m)

$$T_c = 2,27 \text{ heures}$$

IV.2.6.3. Formule de Kirpich

$$T_c = 0,39 \left(\frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0,77} \dots\dots\dots (IV. 16)$$

L : Longueur du cours d'eau principal (Km)

I : Pente du cours d'eau principale (%)

$$T_c = 3,15 \text{ heures}$$

Tableau IV.4 : calculs du Temps de concentration.

Formule	Tc(heures)
Formule de Giandotti	6,54
Formule S.C.S	2,27
Formule de Kirpich	3,15

Vue la caractère empirique de ces formules, on gardera pour la suite de l'étude la valeur de Giandotti ($T_c = 6,54$ h) pour plus de sécurité.

IV.2.7. Vitesse de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \dots \dots \dots (IV.17)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

$$V_r = 2,63 \text{ Km/h}$$

IV.2.8. Profil en long de l'Oued

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu'à l'exutoire.

Tableau IV.5 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude

Courbe de niveau (m)	Distance (Km)	Distance cumulée (Km)
1470-1440	0,970	0,97
1440-1410	2,194	3,164
1410-1380	3,4	6,564
1380-1350	4,08	10,644
1350-1320	3,74	14,38

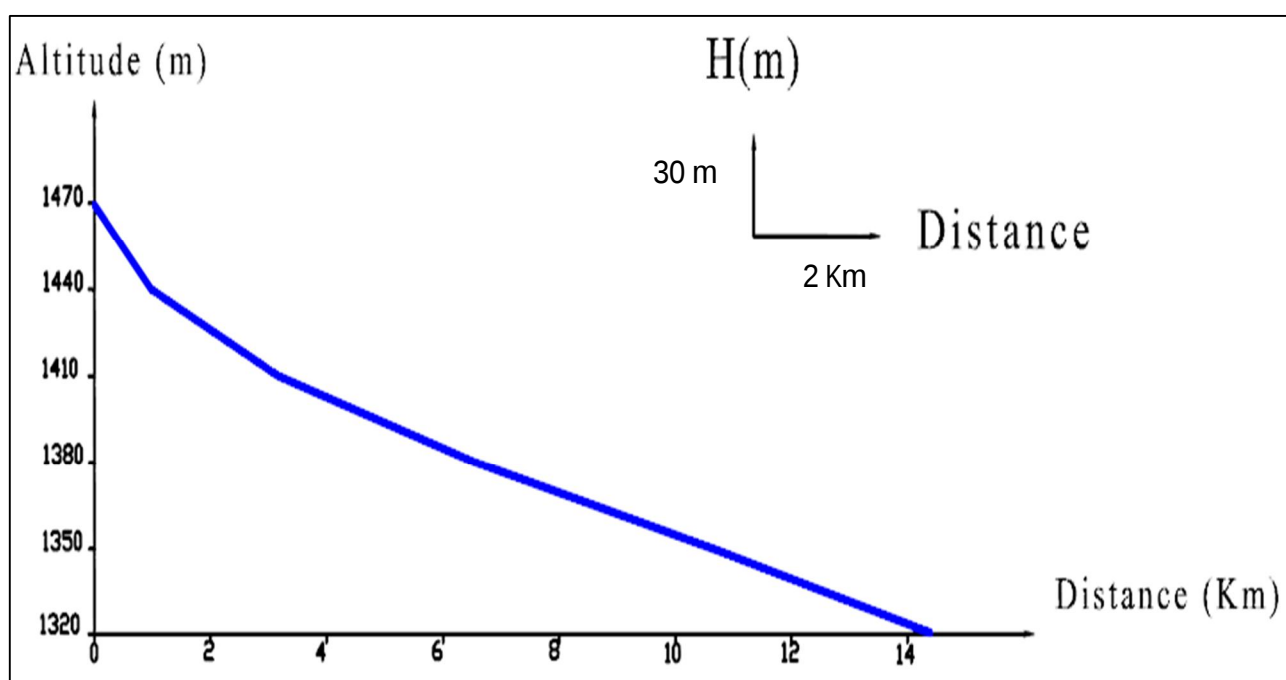


Figure IV.5 : Profil en long du cours d'eau principal

Tableau IV.6 : Caractéristiques du bassin de l'Aguenar

Caractéristiques du bassin versant		Symbole	Valeur	unité
Surface		S	74,61	km ²
Périmètre		P	48,41	km
Longueur du thalweg principal		L _{oued}	17,51	Km
Indice de compacité		Kc	1,58	
Coefficient d'allongement		Ca	4,11	
Rectangle équivalent	longueur	L _r	20.58	Km
	largeur	l _r	3.63	Km
Altitude	maximale	H _{max}	1622	m
	minimale	H _{min}	1316	m
	moyenne	H _{moy}	1431	m
	médiane	H _{med}	1423.2	m
Indice de pente de Roche		I _p	1,05	%
Indice de pente globale		I _g	0,83	%
Indice de pente moyenne		I _m	4,6	%
Densité de drainage		D _d	0,68	Km/Km ²
Coefficient de torrentialité		Ct	0,204	
pente moyenne de cours d'eau principale		I	0,908	%
Temps de concentration Tc		Tc	6,54	h

IV.3. Caractéristiques climatique du bassin versant

Les différents phénomènes météorologiques d'intérêt peuvent être caractérisés, avec une précision suffisante pour les besoins de l'étude, à partir des observations enregistrées à une station voisine qui est celle de Tamanrasset située à une dizaine de kilomètres environ à l'est du site d'Aguenar et localisée à une altitude de 1378 m dont les coordonnées géographiques sont: latitude = 22°47 N et longitude= 05°31 E.

Les différentes données climatiques fournies par la direction météorologique régionale sud (Tamanrasset) sont enregistrées sur une période allant de 1957 jusqu'à l'an 2012.

IV.3.1. Température

Dans le Tableau (IV.7) sont portées les températures moyennes annuelles à la station de Tamanrasset, ainsi que les températures minimales et maximales mensuelles.

Tableau IV.7 : Températures moyennes, maximale et minimale de 1957 à 2012 (station de Tamanrasset)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Min	20,7	15,4	10,5	7,4	5,4	8,0	11,0	13,3	18,5	22,0	22,4	21,8	14,7
Min abs.	15,4	8,7	1,3	-2,0	-2,3	-0,1	2,0	3,4	11,6	15,2	13,7	17,2	-2,3
Moy	26,8	21,8	18,1	14,3	13,1	16,1	18,4	20,9	25,0	28,4	28,4	27,9	21,6
Max	32,9	28,2	25,7	21,2	20,9	24,2	25,8	28,4	31,6	34,8	34,5	33,9	28,5
Max abs.	36,2	34,1	29,4	25,8	26,6	30,2	33,0	36,7	37,1	38,7	38,2	37,2	38,7

La température moyenne annuelle égale **21,6°C**. Les mois les plus chauds sont les mois d'été : Juin, Juillet, durant lesquels les températures moyennes approchent les 35°C. En hiver, les températures moyennes mensuelles descendent sous la barre de 0°C.

Les températures minimales et maximales absolues sont respectivement de -2,3 °C et 38,7°C. L'amplitude thermique annuelle (différence entre les températures extrêmes) est donc de 41,0°C.

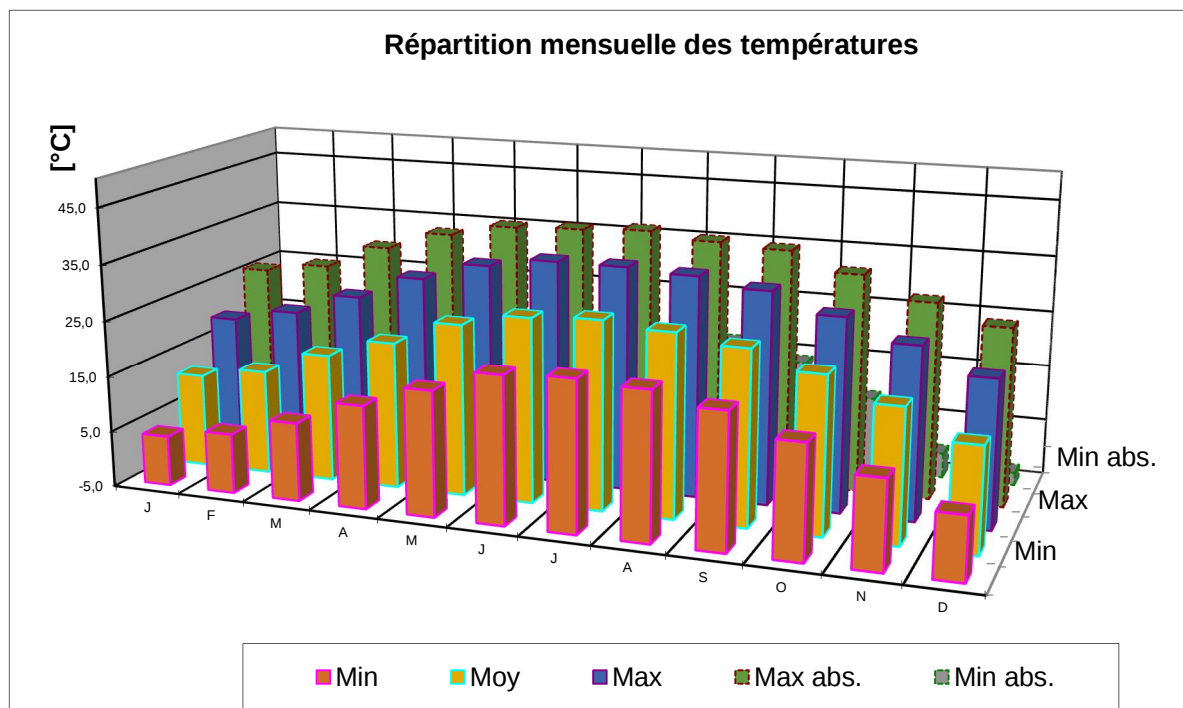


Figure IV.6 : Températures en fonction de temps

IV.3.2. L'HUMIDITE RELATIVE

L'humidité relative mensuelle varie de 17,1 % en été à 29,8 % au mois de décembre. La moyenne annuelle est de 22,4 %.

Les valeurs extrêmes à l'échelle journalière s'étalent de 5 % (au mois de juin) à 80 % (au mois Décembre).

Tableau IV.8 : Humidité mensuelles moyennes (%)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Min	12,0	12,0	15,0	15,0	13,0	12,0	11,0	11,0	10,0	4,7	11,0	12,0	11,6
Moy	22,9	27,5	27,8	29,8	25,1	23,0	19,4	18,1	20,0	18,1	17,1	20,2	22,4
Max	47,0	54,0	46,0	80,0	45,0	43,0	38,0	31,0	39,0	36,0	26,0	43,0	44,0

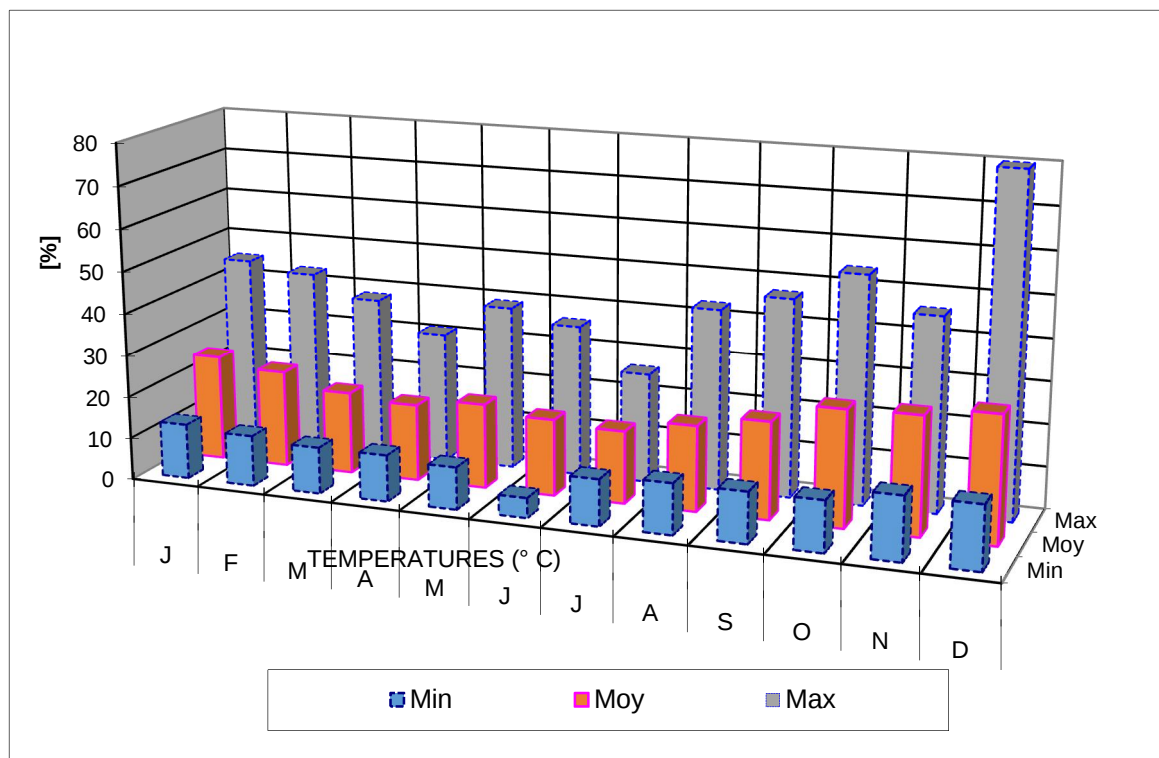


Figure: IV.7 Humidités en fonction de temps

IV.3.3.Vent

Le vent se détermine par sa vitesse et sa direction. Les vitesses mensuelles moyennes du vent et le nombre de jours violents supérieur à 20 m/s enregistrés à la station de Tamanrasset figure au tableau qui suit:

Tableau IV.9 : Vitesses moyennes mensuelles du vent et le nombre de jours violents supérieur à 20 m/s

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jui	Aou	Moy. An
vent (Km/h)	13	11	9	9	10	11	14	14	14	14	15	14	12,3
Nbre de jour $V \geq 20$ m/s	10	3	1	0	1	1	4	5	6	7	5	6	49

L'analyse du tableau montre une variabilité relative des vitesses tout le long de l'année. Elles restent faibles durant les mois d'octobre jusqu'à février et plus fortes pendant la période allant de mars jusqu'à septembre.

En ce qui concerne la direction des vents et leurs fréquences, nous constatons selon les données observées à la station de Tamanrasset que les vents prédominants sont ceux de l'est et nord, et avec des fréquences respectivement de 10,2 % et 9,6%.

Tableau IV.10 : Fréquence moyenne interannuelle des vents par leur direction.

Direction	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO
Fréquence (%)	4,8	9,6	10,2	6	8,4	3	6,6	6,6

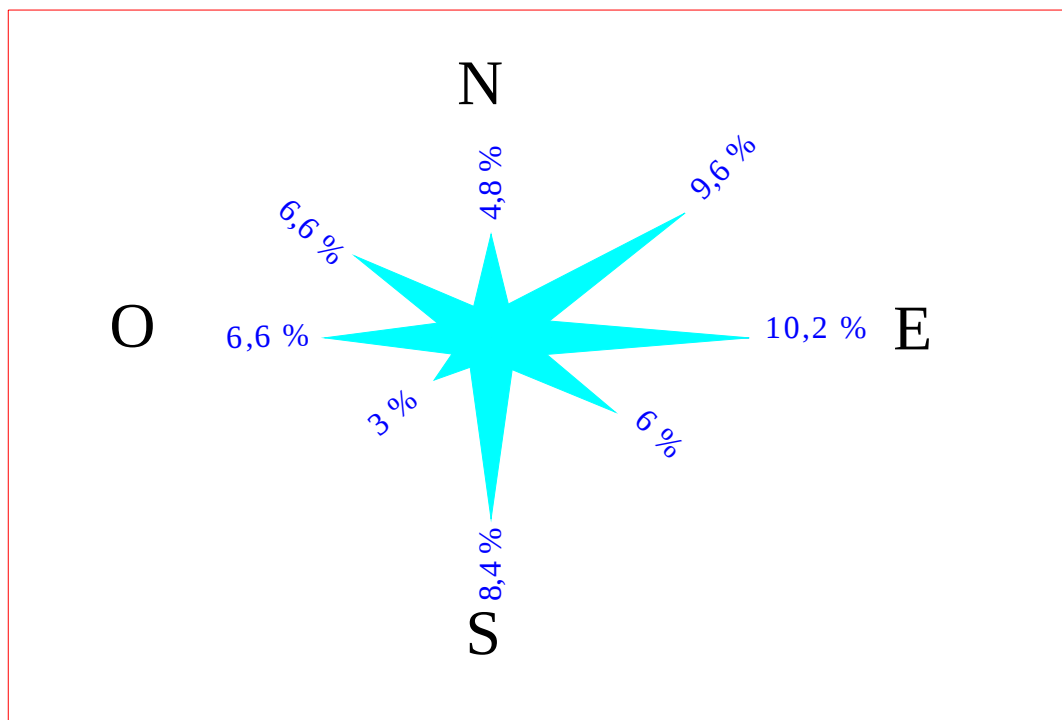


Figure IV.8 : Rose des vents-Station de Tamanrasset

IV.3.4. Ensoleillement

Les valeurs mensuelles moyennes observées sont présentées ci-dessus :

Tableau IV.11 : Ensoleillement mensuel moyen (heures)

<i>Mois</i>	<i>Sep</i>	<i>Oct</i>	<i>Nov</i>	<i>Déc</i>	<i>Jan</i>	<i>Fev</i>	<i>Mar</i>	<i>Avr</i>	<i>Mai</i>	<i>Jun</i>	<i>Jul</i>	<i>Aou</i>	<i>Année</i>
<i>Ens (h)</i>	244	276	280	279	279	271	287	292	290	250	299	278	3325

L'analyse de ce tableau met en valeur l'importance de l'insolation dans cette zone (3325 heures /an = 9,1 heures / jour).

IV.3.5. Chasse Sable

C'est un ensemble de particules de sable, soulevées du sol à des hauteurs faibles ou modérées, par un vent suffisamment fort et turbulent.

Tableau IV.12 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de chasse Sable

<i>Mois</i>	<i>Sep</i>	<i>Oct</i>	<i>Nov</i>	<i>Déc</i>	<i>Jan</i>	<i>Fev</i>	<i>Mar</i>	<i>Avr</i>	<i>Mai</i>	<i>Jun</i>	<i>Jul</i>	<i>Aou</i>	<i>Année</i>
<i>Nbr jours</i>	3	1	0	0	1	1	2	2	3	3	3	2	21

Ce phénomène est fréquent pendant les mois de mai jusqu'à septembre.

IV.3.5. Evaporation

L'évaporation sur nappe d'eau libre est estimée à partir de mesures effectuées sur un plan d'eau. Le seul barrage existant en milieu désertique en Algérie est celui de Djorf-Torba. Ce dernier possède un bac «type Colorado»; ses observations donnent la répartition mensuelle suivante:

Tableau IV.13 : Répartition mensuelle de l'évaporation sur nappe d'eau libre.

<i>Mois</i>	<i>S</i>	<i>O</i>	<i>N</i>	<i>D</i>	<i>J</i>	<i>F</i>	<i>M</i>	<i>A</i>	<i>M</i>	<i>J</i>	<i>J</i>	<i>A</i>	<i>an</i>
<i>E (mm)</i>	194	93	98	99	82	85	149	151	200	249	247	240	1887

La valeur de l'évaporation annuelle au site d'étude serait supérieure à deux mètres, les températures à Tamanrasset étant plus élevées (21,6°C au lieu de 19,8 C à Djorf-Torba).

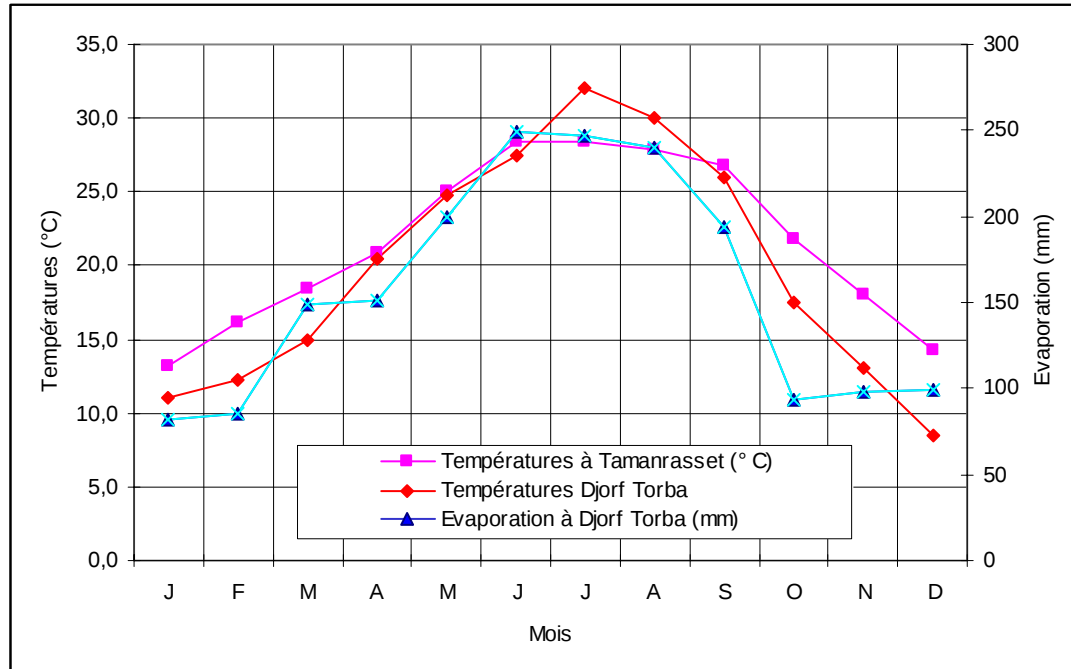


Figure IV.9 : Répartition mensuelle des températures et de l'évaporation à Djorf Torba et Tamanrasset.

Une synthèse effectuée sur les observations disponibles au niveau de barrages algériens (v. figure) confirme ce chiffre, déjà au niveau du barrage du K'sob, localisé sur les Hauts-plateaux, l'évaporation est supérieure à 2 500 mm.

D'après SAIGHI O. (1984) l'évaporation potentielle serait de l'ordre de 3800 mm en moyenne à Tamanrasset et de 3200 mm par an à l'Assekrem.

Par ailleurs, des observations effectuées par l'ORSTOM en milieu désertique (Tchad, Niger, etc...) donnent un cumul annuel de 4100 mm entre des altitudes comprises entre 400 et 700m.

Nous optons pour la valeur de **3800 mm**.

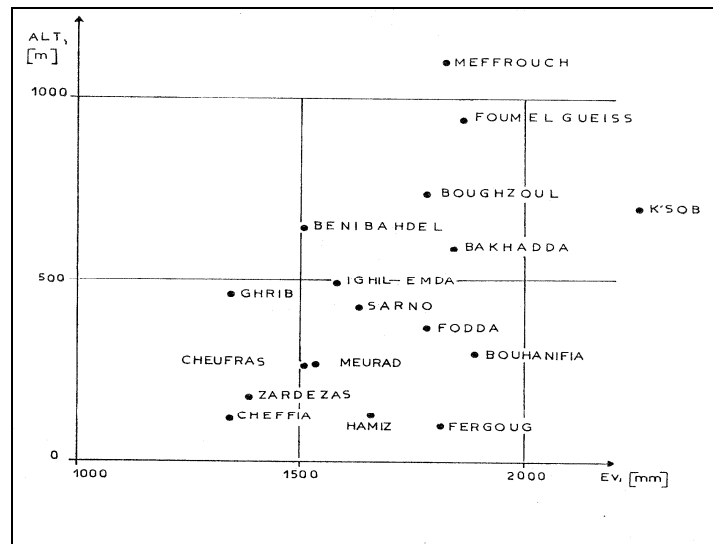


Figure IV.10 : Evaporation sur nappe d'eau libre mesurée au niveau des barrages algériens.

IV.3.6. LES PARAMETRES CLIMATIQUES SECONDAIRES

Les paramètres climatiques secondaires sont appréciés à l'aide du nombre de jours de leur apparition dans le mois et l'année.

Le phénomène le plus fréquent est le vent violent qui souffle pour plus d'un mois par an.

Les journées de pluies accompagnées d'orages dépassent la dizaine.

Par contre, les précipitations solides (grêle) et le brouillard sont rarissimes.

Tableau IV.14 : Nombre de jours d'apparition de phénomènes climatiques secondaires.

N°	Mois Paramètres	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
1	Pluie	2,8	2,7	0,0	0,8	0,0	0,3	0,0	0,4	2,4	1,7	1,6	1,9	14,6
2	Grêle	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,5	0,0	0,6	1,2
3	Orage	2,1	1,1	0,0	0,4	0,1	0,1	0,1	0,5	2,4	2,0	1,2	1,6	11,6
4	Brouillard	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4	0,0	0,2	0,7
5	Sirocco													
6	Vent violent	4,2	2,0	0,3	0,9	0,2	0,8	2,7	5,4	6,0	4,0	6,4	5,8	38,5

La qualité de l'information sur le sirocco n'étant pas fiable n'a pas été prise en considération.

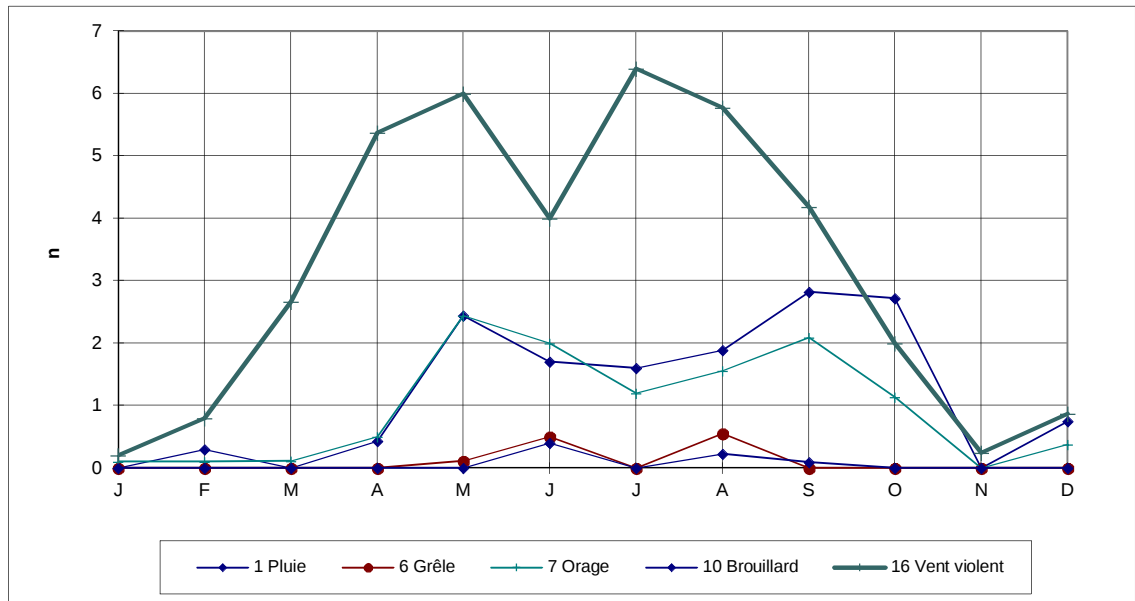


Figure IV.11 : Nombre de jours d'apparition de phénomènes climatiques secondaires.

IV.3.7. Indice d'aridité de DE MARTONNE

En se basant sur le régime des précipitations et des températures, DE MARTONNE (1923) a défini un indice d'aridité (A).

$$A = \frac{P}{T+10} \dots\dots\dots(IV.18)$$

Tel que :

P : Précipitation moyennes annuelles (mm)

T : Températures moyennes annuelles (C)

Tableau IV.15 : indice d'aridité

Indice d'aridité	Climat
$20 < A < 30$	Climat tempéré
$10 < A < 20$	Climat semi-aride
$7.5 < A < 10$	Climat steppique
$05 < A < 7.5$	Climat désertique
$A < 5$	Climat hyperaride

Il ressort des chiffres de ces tableaux que le bassin versant d'Aguenar à Tamanrasset se caractérise par un climat purement saharien qu'on appelle hyperaride qui est connu par un fort rayonnement solaire provoqué par des températures élevées et une pluviosité très faible associée à une importante évaporation. Comme il est illustré à la figure (IV.9) qui montre le type du régime climatique d'après l'abaque de E. De Martonne (indice d'aridité égale à 1,5)

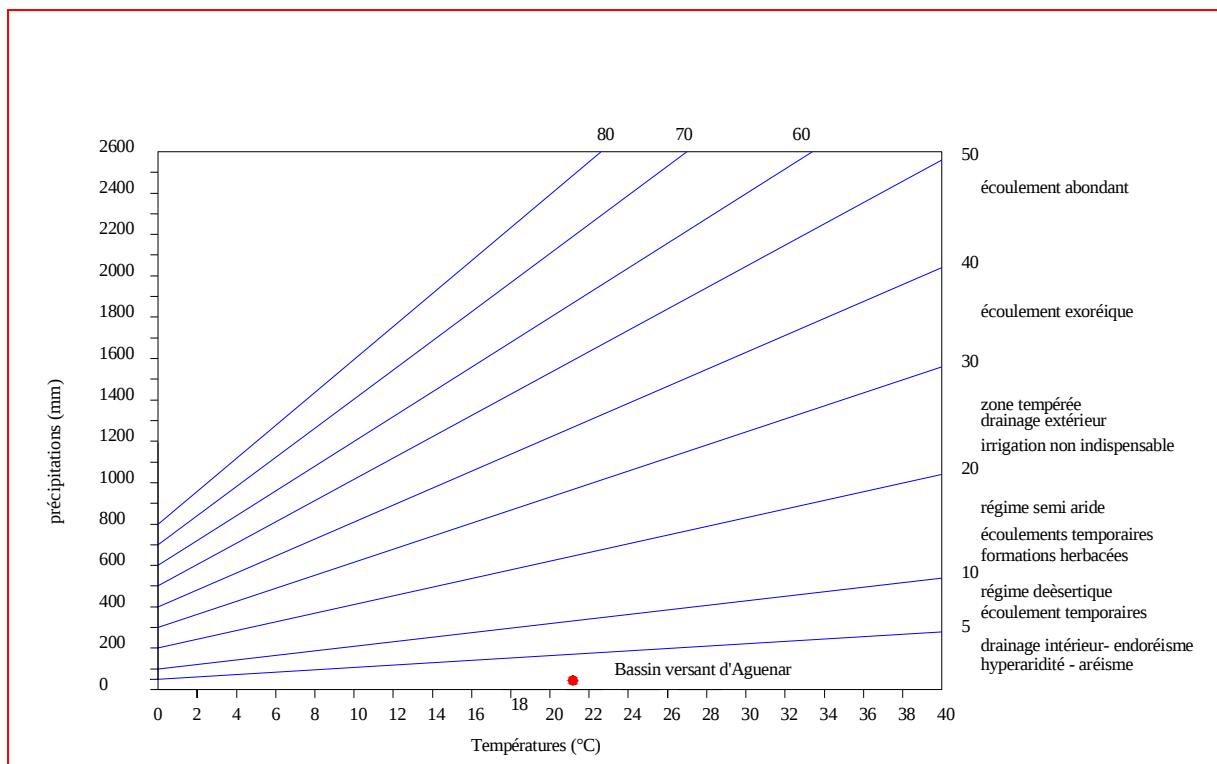


Figure IV.12 : Abaque de E.DE MARTONNE-indice d'aridité

IV.4. PLUVIOMETRIE

L'étude des pluies constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, dont la connaissance des pluies journalières et intensités maximales est primordiale pour l'estimation du ruissellement et par la suite les crues.

IV.4.1. Données disponibles

Le réseau pluviométrique dans la région de Tamanrasset est lacunaire. Le peu de stations qui existent comme Amsel, Idles, Tit, Tinef, Tazrouk, Abalessa à l'exception de l'Assekrem disposent de courtes séries, de plus la distance entre deux postes pluviométriques voisins est de l'ordre de 100 km environ en moyenne.

Les postes climatologiques cités ci-dessus à l'exception de l'Assekrem sont automatiques du type MIRIA qui est installés par le service météorologique depuis 1992 en général.

Selon les informations fournies par l'office National de la Météorologie, à Tamanrasset la zone d'étude dispose d'une stations climatologiques (Tamanrasset) .

Tableau IV.16 : Stations pluviométriques

Nom de la station	Distance site - station	Distance B.V - station	Altitude (m)	Période d'observation	Nombre d'années observées
Tamanrasset	15	10	1378	1957-2012	56

IV.4.2. Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle

La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de Tamanrasset est la suivante :

Tableau IV.17: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de Tamanrasset

Mois		Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Année
Pluie	mm	1,6	1,2	0,6	2,6	6,4	5,7	3,0	9,9	10,3	3,4	2,8	2,2	49,1
	%	3	2	1	5	13	12	6	20	21	7	6	5	100

D'après cette répartition on distingue une saison humide de 5 mois (de janvier jusqu'à mai) pendant laquelle la pluie représente 72 % de la pluie moyenne annuelle et une saison sèche aux mois qui restent de l'année. Les mois les plus pluvieux sont avril et mai qui représentent 41 % de la pluie en saison humide.

La représentation de l'irrégularité mensuelle de la pluie moyenne est donnée dans l'histogramme (Figure IV.10) ou on remarque une très grande variation de totaux mensuels d'un mois à un autre

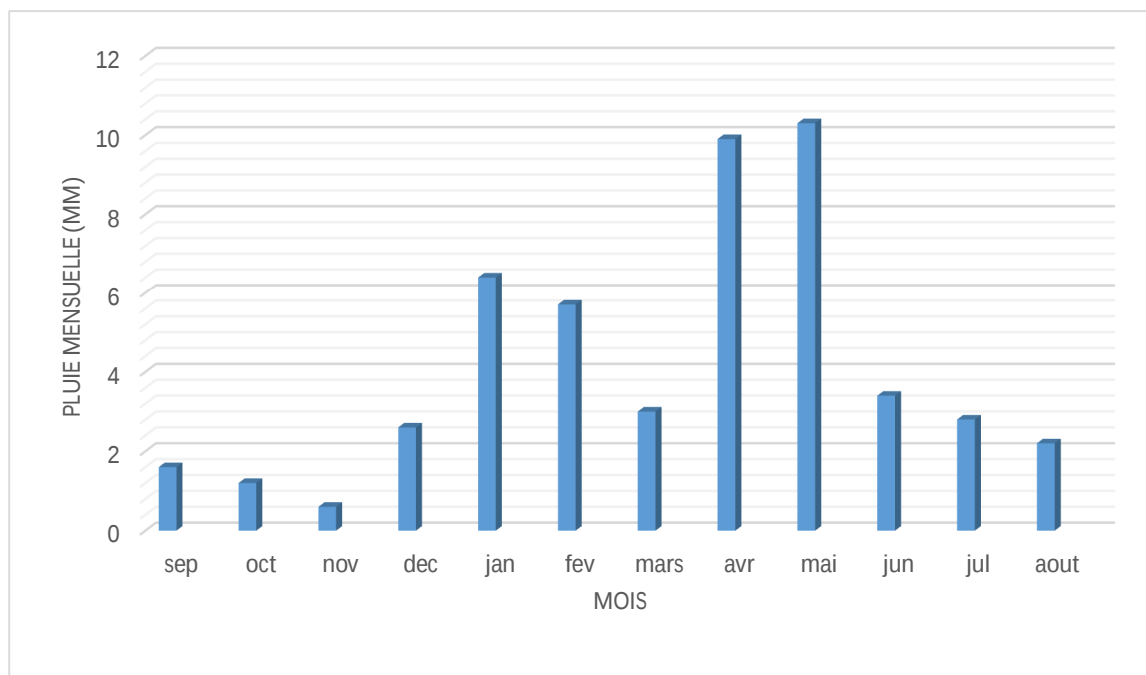


Figure IV.13 : Variation mensuelle de la pluie observée à Tamanrasset (mm)

IV.4.3. Pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières sont souvent généralement de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

IV.4.3.1. Les paramètres statistiques de l'échantillon

L'analyse au pas de temps journalier des données de la série pluviométrique enregistrée à la station de Tamanrasset donne les paramètres statistiques suivants :

Tableau IV.18 : Les paramètres statistiques des précipitations maximales journalières station Tamanrasset

NOMBRE DE DONNEES	56
MINIMUM	0,8
MAXIMUM	44
MOYENNE	15,9
ECART TYPE	9,79
MEDIANE	15
COEFFICIENT DE VARIATION	0,616
COEFFICIENT D'ASYMETRIE	0,924
COEFFICIENT D'APLATISSEMENT	3,64

IV.4.3.2. Ajustement des pluies maximales journalières

Les lois statistiques testées sur l'échantillon de pluie journalière maximale de la station de Tamanrasset sont les lois de Gumbel, Galton et Gauss.

a).Ajustement à la loi de GUMBEL

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

(LABORDE, 2000)

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (IV.19)$$

Avec :

$1/\alpha$: la pente de la droite de GUMBEL

$Y = \frac{x-x_0}{\alpha}$: variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : paramètre de position (mode)

Pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale est :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \quad \begin{array}{l} m : \text{rang de précipitation} \\ n : \text{nombre d'observations} \end{array}$$

Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = -\ln(-\ln(F(x)))$$

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha)y + x_0 \dots\dots\dots (IV.20)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.19: Ajustement a la loi de GUMBEL

Péri-retour	Fréquence	Ecart-type	Val.théo	Intervalle de confiance (95%)	
				Borne inf	Borne sup
2	0,5	1,2	14,3	11,9	16,6
5	0,8	2,02	22,9	19,0	26,9
10	0,9	2,73	28,7	23,3	34
20	0,95	3,45	34,2	27,4	40,9
50	0,98	4,41	41,3	32,6	49,9
100	0,99	5,13	46,6	36,5	56,7
200	0,995	5,86	51,9	40,4	63,4
1000	0,999	7,56	64,2	49,4	79,0

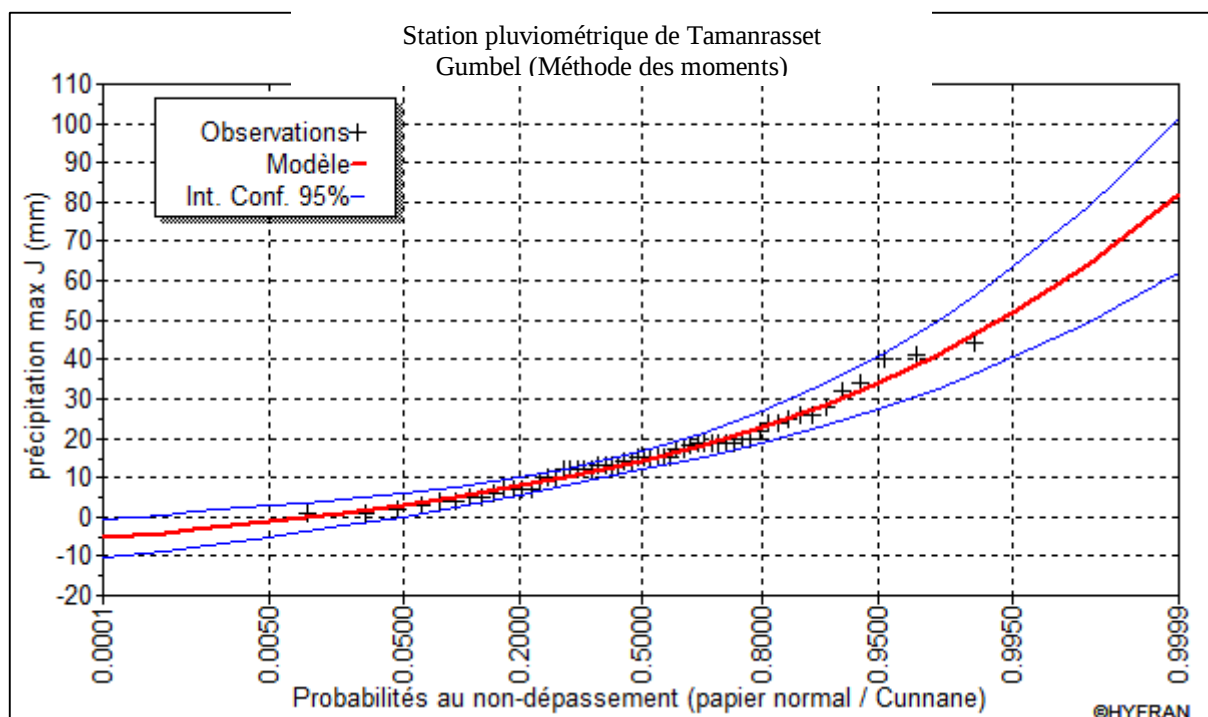


Figure IV.14 : Ajustement d'une loi de Gumbel aux pluies maximales journalières observées à la station de Tamanrasset pour le période (1957-2012)

Tableau IV.20: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	0,8
Maximum	Aucun	44
Moyenne	15,9	15,9
Ecart-type	9,79	9,79
Médiane	14,3	15
Coefficient de variation (Cv)	0,616	0,616
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,14	0,924
Coefficient d'aplatissement (ck)	2,4	3,64

Résultat de la statistique : $X^2 = 5,79$.

p- value : $p = 0,5650$.

Degré de liberté : 7.

Nombre de classes : 10.

b).Ajustement à la loi log-normal (loi de GALTON)

Paramètres d'ajustement à la loi Log normale :

$$u = \frac{\log P_{\max j} - \overline{\log P_{\max j}}}{\sigma_{\log P_{\max j}}} \dots \dots \dots (IV.21)$$

D'où l'équation de la droite de GALTON s'écrit:

$$\log P_{\max j} = \overline{\log P_{\max j}} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\log p_{\max j}} \dots \dots \dots (IV.22)$$

Avec : $u_{p\%}$: variable de GAUSS pour différentes fréquences

Tableau IV.21: Ajustement a la loi de Galton (log-normal)

Péri-retour	Fréquence	Ecart-type	Val.théo	Intervalle de confiance(95%)	
				Borne inf	Borne sup
2	0,5	1,37	12,4	9,73	15,1
5	0,8	3,19	24,8	18,6	31,1
10	0,9	5,33	35,7	25,3	46,1
20	0,95	8,18	48,2	32,1	64,2
50	0,98	13,2	67,5	41,6	93,3
100	0,99	18	84,5	49,1	120
200	0,995	23,9	104	56,9	151
1000	0,999	42,3	159	75,7	241

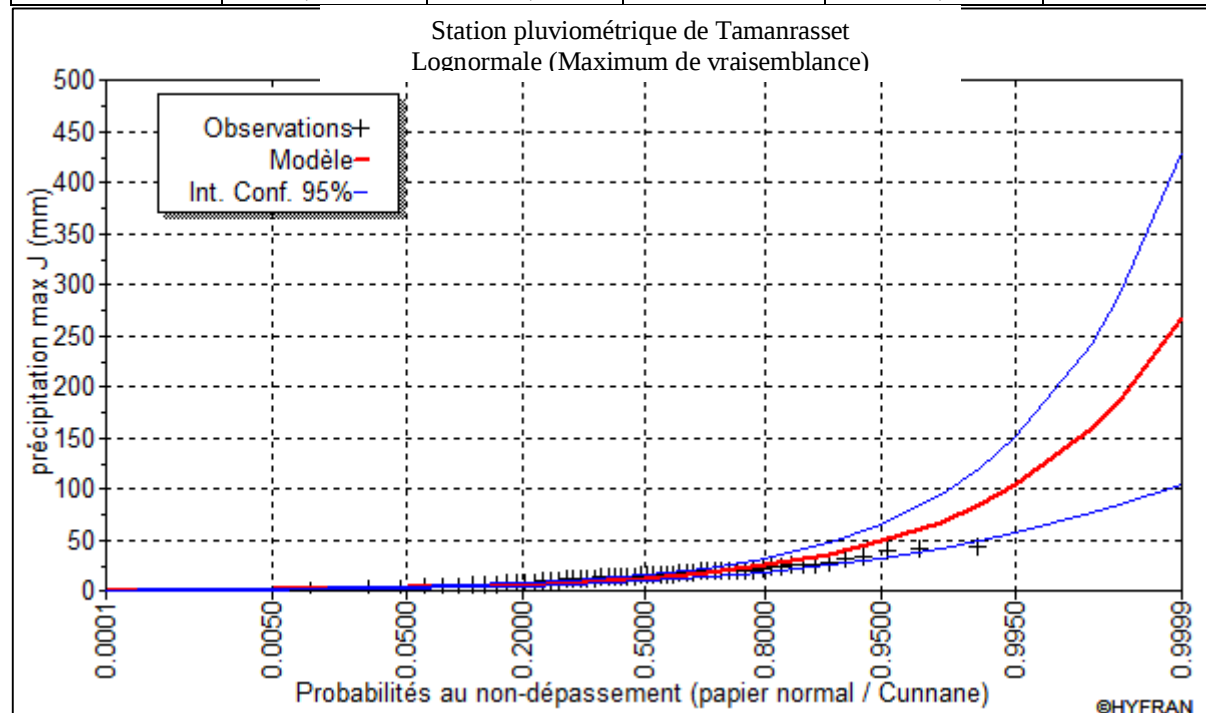


Figure IV.15 : Ajustement de la loi de Galton (Log Normale)

Tableau IV.22: Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton (log-normal)

et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	0,8
Maximum	Aucun	44
Moyenne	17,4	15,9
Ecart-type	17,2	9,79
Médiane	12,4	15
Coefficient de variation (Cv)	0,986	0,616
Coefficient d'asymétrie (Cs)	3,92	0,924
Coefficient d'aplatissement (ck)	39,1	3,64

Résultat de la statistique : $T = 3,33$.

p- value : $p < 0,013.s$

c).Ajustement a la loi normale (loi de Gauss):

Paramètres d'ajustement a la loi normale:

$$X_{p\%} = \bar{X} + \sigma \cdot U_{p\%} \dots\dots\dots (IV.23)$$

$\bar{X}$: moyenne des pluies maximales journalières.

σ : écart-type.

$U_{p\%}$: variable réduite de GAUSS.

Tableau IV.23: Ajustement a la loi de Gauss (normal)

Péri-retour	Fréquence	Val.théo	Ecart-type	Intervalle de confiance(95%)	
				Borne inf	Borne sup
2	0,5	15,9	1,31	13,3	18,5
5	0,8	24,1	1,53	21,1	27,1
10	0,9	28,4	1,77	25	31,9
20	0,95	32	2,02	28	36
50	0,98	36	2,32	31,4	40,6
100	0,99	38,7	2,54	33,7	43,6
200	0,995	41,1	2,74	35,7	46,5
1000	0,999	46,1	3,17	39,9	52,4

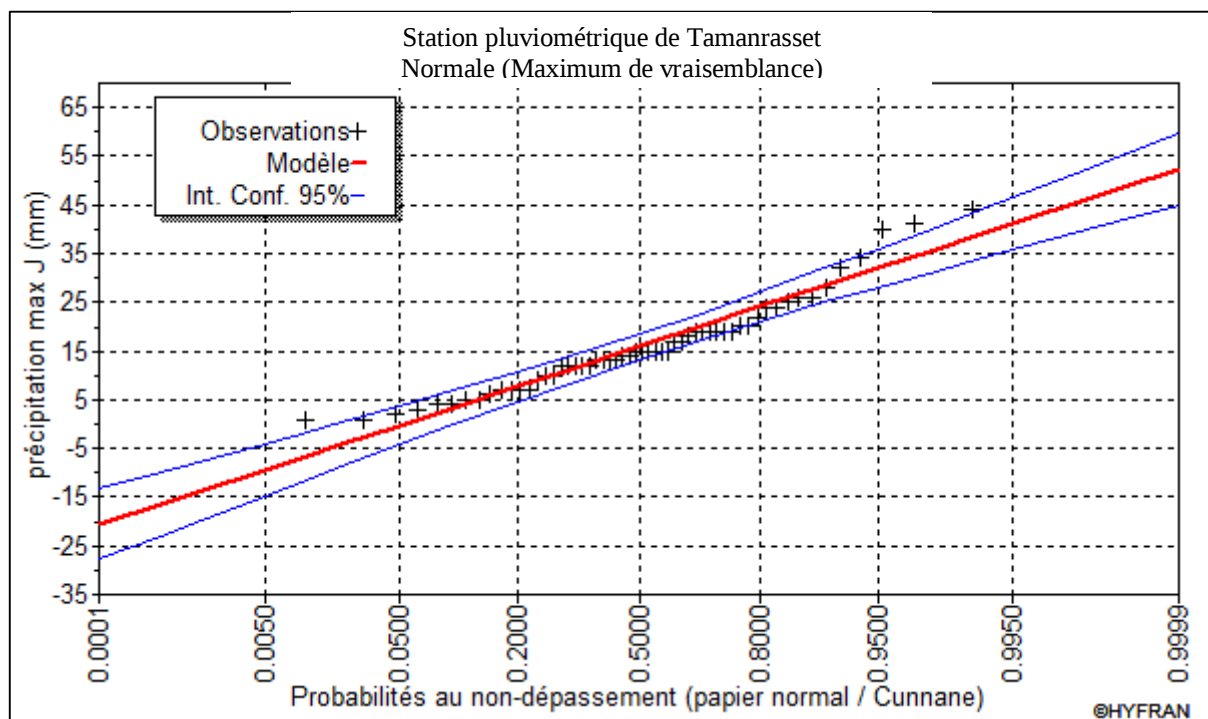


Figure IV.16 : Ajustement de la loi de Gauss (Normale)

Tableau IV.24: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gauss (normal) et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	0,8
Maximum	Aucun	44
Moyenne	15,9	15,9
Ecart-type	9,79	9,79
Médiane	15,9	15
Coefficient de variation (Cv)	0,616	0,616
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0,00	0,924
Coefficient d'aplatissement (ck)	3,0	3,64

Résultat de la statistique : $T = 1,54$.

p- value : $p < 0,999$.

d). Comparaison graphique entre les lois d'ajustement

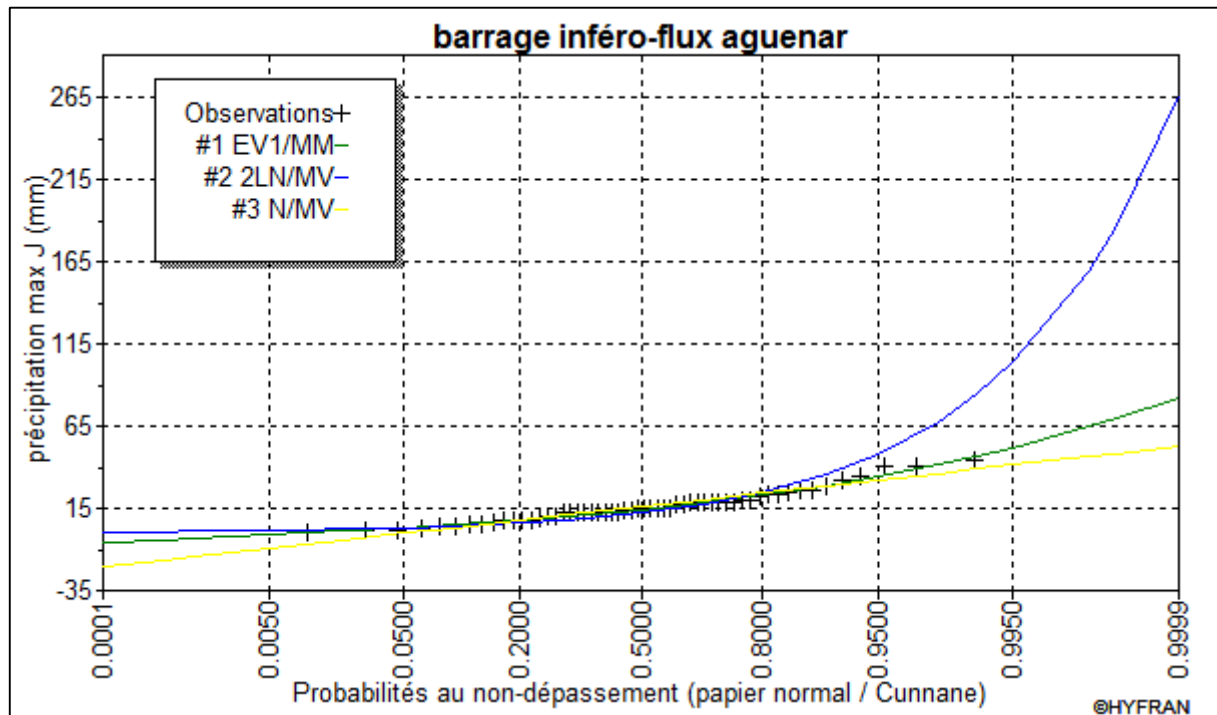


Figure IV.17 : Comparaison entre les résultats des lois d'ajustement.

Interprétation

Comparent les résultats de ces trois lois ; on trouve que la série des pluies maximales journalières s'ajuste mieux à la loi de Gumbel, car contrairement aux autres lois, tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance.

IV.4.4. Pluies de courtes durées

Les pluies maximales de courte durée sont généralement la cause des crues violentes qui provoquent d'importants dégâts, qui présente le plus grand problème que connaissent les régions du Sahara, à ce propos l'étude de ce paramètre doit inciter une grande attention.

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanami.

$$P_{ct \, P\%} = P_{\max \, j \, P\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots \dots \dots (IV.24)$$

(Touaïbia, 2004)

$P_{ct \, P\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max \, j \, P\%}$ [mm].

$P_{\max \, j \, P\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée [mm].

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique (b= 0,14 pour la station de Tamanrasset selon BODY).

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante :

$$I_0 = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (IV.25)$$

(Touaïbia, 2004)

Tableau IV.25 : les précipitations des différentes fréquences.

Pér-retour	5		10		20		50		100		200		1000	
Fréquence	20		10		5		2		1		0.2		0.1	
P _{maxj}	22,9		28,7		34,2		41,3		46,6		51,9		64,2	
t	P _{ct}	I ₀	P _{ct}	I ₀	P _{ct}	I ₀	P _{ct}	I ₀	P _{ct}	I ₀	P _{ct}	I ₀	P _{ct}	I ₀
0,5	13,32	26,64	16,69	33,38	19,89	39,78	24,02	48,04	27,10	54,21	30,19	60,37	37,34	74,68
1	14,68	14,68	18,39	18,39	21,92	21,92	26,47	26,47	29,86	29,86	33,26	33,26	41,14	41,14
2	16,17	8,09	20,27	10,13	24,15	12,08	29,17	14,58	32,91	16,45	36,65	18,33	45,34	22,67
3	17,12	5,71	21,45	7,15	25,56	8,52	30,87	10,29	34,83	11,61	38,79	12,93	47,98	15,99
4	17,82	4,45	22,33	5,58	26,61	6,65	32,14	8,03	36,26	9,07	40,39	10,10	49,96	12,49
5	18,38	3,68	23,04	4,61	27,46	5,49	33,16	6,63	37,41	7,48	41,67	8,33	51,54	10,31
6	18,86	3,14	23,64	3,94	28,17	4,69	34,01	5,67	38,38	6,40	42,74	7,12	52,87	8,81
6,54	19,09	2,92	23,92	3,66	28,51	4,36	34,43	5,26	38,85	5,94	43,26	6,62	53,52	8,18
7	19,27	2,75	24,15	3,45	28,78	4,11	34,76	4,97	39,22	5,60	43,68	6,24	54,03	7,72
8	19,64	2,45	24,61	3,08	29,32	3,67	35,41	4,43	39,96	4,99	44,50	5,56	55,05	6,88
9	19,96	2,22	25,02	2,78	29,81	3,31	36,00	4,00	40,62	4,51	45,24	5,03	55,96	6,22
10	20,26	2,03	25,39	2,54	30,25	3,03	36,54	3,65	41,22	4,12	45,91	4,59	56,79	5,68

11	20,53	1,87	25,73	2,34	30,66	2,79	37,03	3,37	41,78	3,80	46,53	4,23	57,56	5,23
12	20,78	1,73	26,05	2,17	31,04	2,59	37,48	3,12	42,29	3,52	47,10	3,93	58,26	4,86
13	21,02	1,62	26,34	2,03	31,39	2,41	37,90	2,92	42,77	3,29	47,63	3,66	58,92	4,53
14	21,24	1,52	26,61	1,90	31,71	2,27	38,30	2,74	43,21	3,09	48,13	3,44	59,53	4,25
15	21,44	1,43	26,87	1,79	32,02	2,13	38,67	2,58	43,63	2,91	48,59	3,24	60,11	4,01
16	21,64	1,35	27,12	1,69	32,31	2,02	39,02	2,44	44,03	2,75	49,04	3,06	60,66	3,79
17	21,82	1,28	27,35	1,61	32,59	1,92	39,35	2,31	44,40	2,61	49,45	2,91	61,17	3,60
18	22,00	1,22	27,57	1,53	32,85	1,82	39,67	2,20	44,76	2,49	49,85	2,77	61,67	3,43
19	22,16	1,17	27,78	1,46	33,10	1,74	39,97	2,10	45,10	2,37	50,23	2,64	62,13	3,27
20	22,32	1,12	27,98	1,40	33,34	1,67	40,26	2,01	45,43	2,27	50,59	2,53	62,58	3,13
21	22,48	1,07	28,17	1,34	33,57	1,60	40,54	1,93	45,74	2,18	50,94	2,43	63,01	3,00
22	22,62	1,03	28,35	1,29	33,79	1,54	40,80	1,85	46,04	2,09	51,27	2,33	63,42	2,88
23	22,76	0,99	28,53	1,24	34,00	1,48	41,05	1,78	46,32	2,01	51,59	2,24	63,82	2,77
24	22,90	0,95	28,70	1,20	34,20	1,43	41,30	1,72	46,60	1,94	51,90	2,16	64,20	2,68

t : Temps en heure (h)

P_{ct} : Pluie de courte durée en millimètre (mm)

I₀ : L'intensité de pluies en millimètre par heure (mm/h)

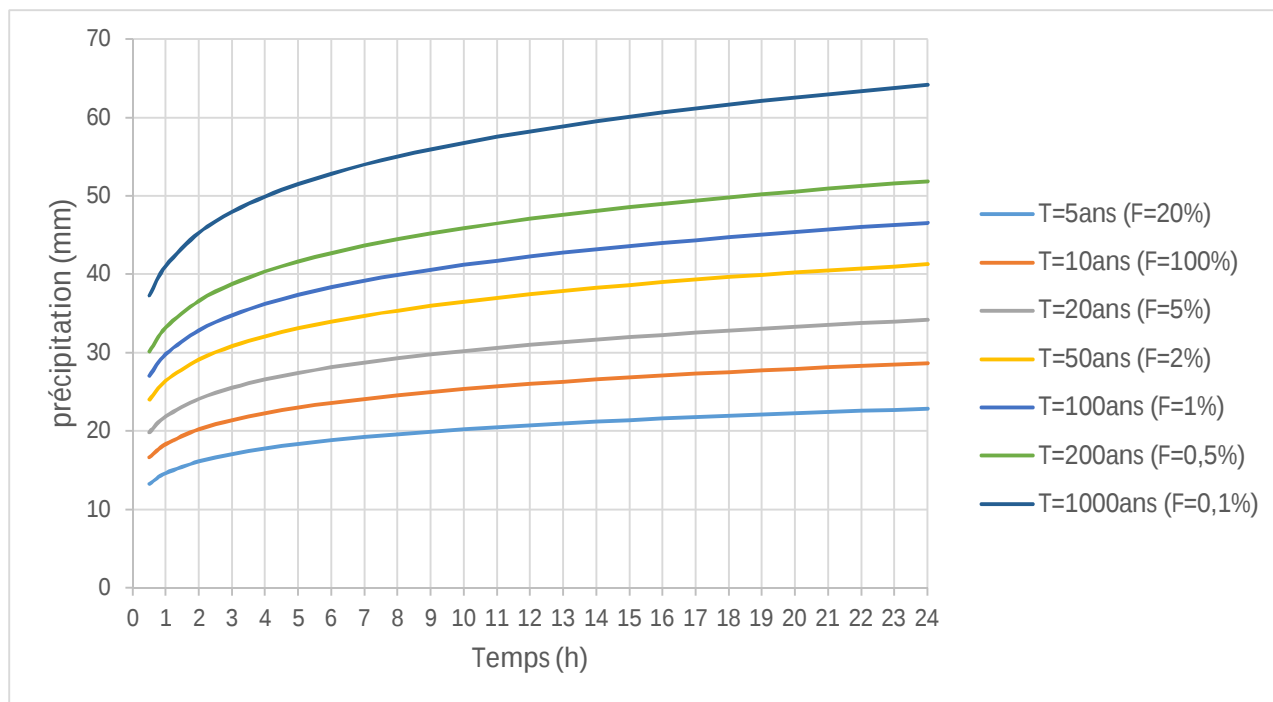


Figure IV.18 : Pluie de Courte Durée

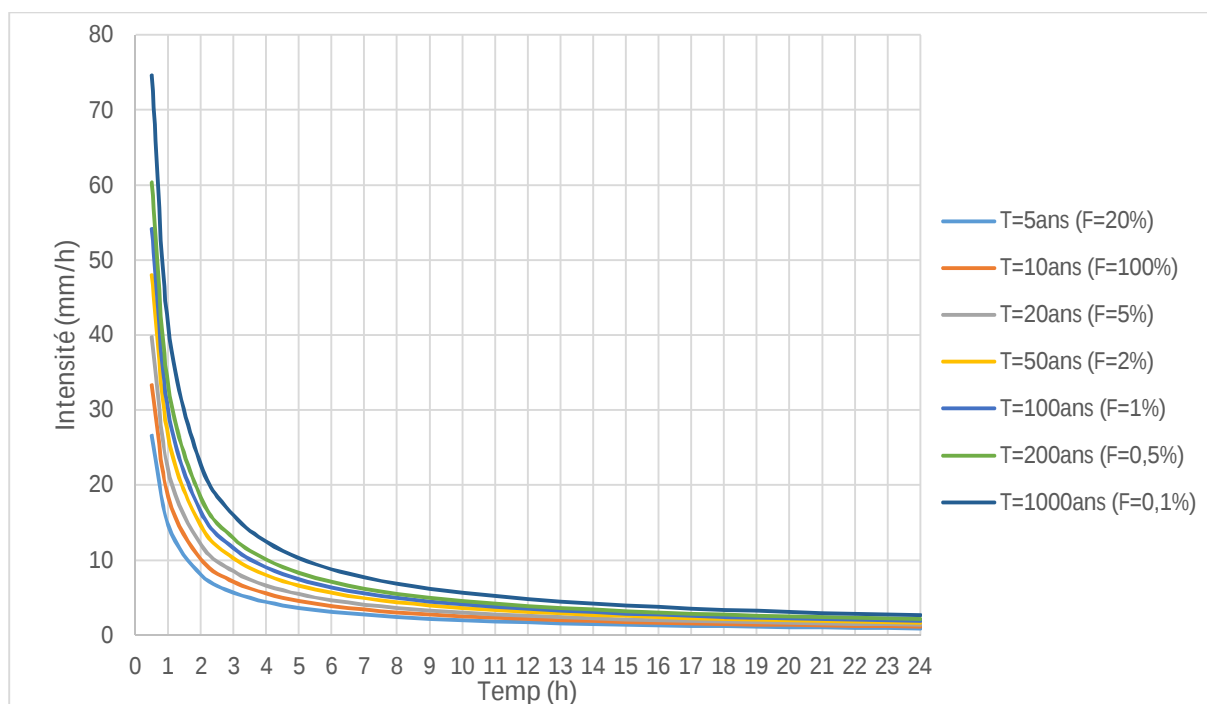


Figure IV.19 : Courbes : Intensité-Durée-Fréquences (IDF)

IV.5. Ruissellement

Au Sahara, et particulièrement dans la région de Tamanrasset, nous sommes encore très loin du stade de mesures des débits des oueds. Tout ce que l'on peut faire c'est d'estimer ces débits d'une manière assez grossière.

Le manque de données d'observations hydrométriques (pour les débits) sur le site d'étude, nous amène à rechercher des informations disponibles sur des sites proches ou analogues.

L'inventaire de l'ANRH, fournit une liste de 43 sites d'observations hydrométriques au niveau Sahara algérien.

Ces stations mises en place au fil des années, n'ont malheureusement pas toujours fonctionnées, seules deux stations (Djorf Torba sur l'oued Guir et Aïn-el-hadjadj sur l'oued Namous au Maroc) ont fournis quelques résultats hydrologiques exploitables. Les superficies des bassins versants contrôlés par ces dernières sont importantes et ne peuvent donc faire office d'analogues (dans l'analogie le rapport des superficies est acceptable jusqu'à 7).

Tableau IV.26 : Caractéristiques de sites d'observations hydrométriques dans le Sahara algérien (ANRH)

Nom du site	Superficie, km ²	Altitude, m			Pluviométrie, mm	Débit spécifique, l/s.km ²
		Min	moy	Max		
Aïn-el-hadjadj	3 950	945			150	0,037
Djorf-Torba	22 000	699		2 200*	400	0,287

*Djebel Aïchi dans l'Atlas marocain.

Dubieff J. (hydrologie superficielle au Sahara, 1954) a réalisé une synthèse de renseignements hydrométéorologiques demandés aux différents administrateurs du Sahara algérien et fournis par des sahariens (européens ou indigènes, civils ou militaires, que leur fonction amène à se déplacer). (Voir annexe)

Des observations sur des bassins représentatifs et expérimentaux ont été également effectuées dans les pays africains limitrophes (Dubreuil, 1972). Les résultats d'analyse de ses observations sont publiés par l'Office de la Recherche Scientifique et Technique d'Outre Mer (ORSTOM). Parmi les bassins équipés, nous avons recherché des sites analogues au BV d'étude. (Voir annexe)

En procédant par proximité et analogie, le site de SOFAYA (Tchad) , s'avère être le plus similaire Cette analogie est appliquée en comparant les conditions climatiques et physiographiques (climat, taille de bassin versant, nature géologique, etc..).

On va essayer d'utiliser les informations du bassin versants analogues pour évaluer Les écoulements superficiels du bassin versant de l'oued Aguenar :

Les conditions physiographiques du bassin versant de oued Aguenar sont proches de celles de Sofaya (Tchad) , notamment par la taille des bassins qui se présentent sous des formes allongées; les précipitations y sont inférieures à 100 mm par an. Du point de vue géologique (les grès, alluvions et granites sont les formations prédominantes sur les deux sites)

La station expérimentale de Sofaya a été installée par le Ministère des Travaux publics (Service de l'Hydraulique) du Tchad pour les deux thèmes d'études suivants :

1. Fournir des données de base (caractéristiques des crues, des apports annuels et du transport solide) nécessaires aux aménagements hydrauliques destinés à l'exploitation rationnelle des eaux de la région du Ouaddi et du Mortacha (emmagasinement des eaux de ruissellement en réservoir superficiel ou souterrain par accumulation, épandage ou infiltration).
2. Détermination analytique des caractères hydrologiques d'un bassin représentatif du Nord du Mortacha (regs et dunes avec quelques affleurements cristallins, couverture steppique rare), sous climat semi-désertique.

La description de cette station avec étude de ses résultats d'observations sur deux années de fonctionnement (1995 et 1996) sont rapportés. (Voir annexe)

Tableau IV.27 : Bilan hydrologique à SOFAYA – Bassin II de 173 km² (Tchad).

1995													
Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
Précipitations	0	0	0	0	0	0	35,4	48,4	23,3	0	0	0	107
Lame ruisselée (Lr)													
Lame écoulée (Le)	0	0	0	0	0	0	0,94	5,04	0,75	0	0	0	6,73
Coefficient d'écoulement							0,03	0,10	0,03				0,06
1996													
Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
Précipitations	0	0	0	0	0	0	7,9	66,5	10,8	0	0	0	85,2
Lame ruisselée (Lr)													
Lame écoulée (Le)	0	0	0	0	0	0		2,8		0	0	0	2,8
Coefficient d'écoulement							0,00	0,04	0,00				0,03

Ce site est le seul site qu'on peut utiliser pour une analogie mais l'insuffisance des données nous force d'utiliser la manière d'estimation de la lame ruisselée adoptée par Jean Dubief dans son étude « Essai sur l'hydrologie superficielle au Sahara ».

Au Sahara, le ruissellement sera pratiquement nul en région sableuse, par contre sa valeur sera voisine de celle de la hauteur de pluie sur les versants dénudés des montagnes.

Un résultat sensiblement analogue a été obtenu en Egypte où l'on estime que la quantité de précipitation capable de ruisseler est donnée par la formule suivante :

$$L_r = 0,75(P-8) \quad I < 30 \text{ mm / heures} \quad (\text{IV.26})$$

$$L_r = P \quad I \geq 30 \text{ mm / heures} \quad (\text{IV.27})$$

Avec

L_r : Lame ruisselée (mm)

P : Pluie journalière maximale (mm)

I : Intensité maximale (mm/heure)

(Dubief, 1959)

Si nous considérons que la durée de l'averse correspond au temps de concentration du bassin versant d'Aguenar, nous constatons que toutes les intensités maximales de différentes périodes de retour sont inférieures à 30 mm / heures (voir tableau IV.23) d'où le ruissellement sera calculé par la formule (IV.26)

Le coefficient de ruissellement c'est le rapport de la lame ruisselée pour une fréquence donnée par la pluie correspondante.

Tableau IV.28 : Ruissellement au bassin versant d'Aguenar :

Période de retour (ans)	Série d'observation (35ans)	5	10	20	50	100	200	1000
Lame ruisselée (mm)	27,0	11,18	15,3	19,65	25	29	32,93	42,15
Coefficient de ruissellement	0,61	0,5	0,53	0,57	0,6	0,62	0,63	0,65

IV.6. Crues

Des crues ont été signalées dans les régions sahariennes qui sont quelques fois très importantes, mais leurs apports et leurs fréquences restent encore des inconnues.

IV.6.1. débits maximum de la crue

Comme nous ne disposons d'aucune information hydrométrique dans le bassin versant d'Aguenar et son voisinage, nous estimons les débits de pointes de crues à partir des pluies maximales de 24 heures observées à la station de Tamanrasset, en effet c'est à la méthode rationnelle que nous avons fait appel.

Cette méthode est basée sur une formule qui est en fonction de trois paramètres importants: Superficie du bassin versant, Coefficient de ruissellement et intensité maximale de l'averse. Ce dernier paramètre qui présente une grande importance pour l'estimation des crues a été déterminé à partir des pluies journalières maximales observées à la station de Tamanrasset.

Connaissant l'intensité maximale de la zone d'étude à une fréquence donnée, nous pouvons calculer le débit maximum pour la même fréquence par l'utilisation de la formule rationnelle la plus ancienne et la plus utilisée, (formule de Turraza).

$$Q = \frac{1}{3,6} C \cdot I \cdot S \dots\dots\dots (IV.28)$$

Q : Débit de crue (m^3/s)

I : Intensité maximale (mm/h)

C : Coefficient de ruissellement qui varie avec la période de retour T .

S : Surface du bassin versant (km^2).

(Touaïbia, 2004)

La pluie maximale de 24 heures la plus importante enregistrée à la station de Tamanrasset pendant une période de 57 ans est de 44 mm.

Si nous supposons que la durée de cette pluie correspond au temps de concentration du bassin versant d'Aguenar, l'intensité maximale sera de 5,6 mm/h.

Le débit de crue correspondant à cette pluie calculé par la méthode rationnelle est de l'ordre de $116 m^3/s$ si la quantité d'eau ruisselle dans sa totalité et elle est de $70,8 m^3/s$ si le coefficient de ruissellement est à 61 %.

Les valeurs des débits de crue sont présentées ci-dessous :

Tableau IV.29 : Débits de crue de l'oued Aguenar

T (ans)	5	10	20	50	100	200	1000
C	0,5	0,53	0,57	0,6	0,62	0,63	0,65
I(mm/h)	2,92	3,66	4,36	5,26	5,94	6,62	8,18
Q(m ³ /s)	30,26	40,20	51,51	65,41	76,33	86,44	110,19

IV.6.2. Hydrogramme de crue

Les hydrogrammes des crues pour diverses fréquences sont évalués et sont tracés par la méthode de SOKOLOVSKY qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue.

- Pour la montée de la crue :

$$Q_m = Q_{max} \left[\frac{t}{t_m} \right]^m \dots\dots\dots (IV.29)$$

- Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left[\frac{t_d - t}{t_d} \right]^n \dots\dots\dots (IV.30)$$

Où : t_m : Temps de montée de la crue $t_m = T_c = 6.54$ heures

t_d : Temps de décrue $t_d = \alpha \cdot t_m$

m, n : Puissances des équations $m = 2, n = 3$

(Touaïbia, 2004)

α : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue, dépend des caractéristiques du bassin versant.

Tableau IV.30 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue α

Condition	α
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables	2 à 2,5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues	4 à 7

Le bassin versant d'Aguenar se caractérise par un cours d'eau moyen, une perméabilité faible et une érosion moyenne à intense d'où $\alpha = 2,25$ et $t_d = 14,72$ heures

Tableau IV.31 : Les débits des crues de différentes périodes de retour

temps (h)	période de retour (ans)						
	5	10	20	50	100	200	1000
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0,71	0,94	1,20	1,53	1,78	2,02	2,58
2	2,83	3,76	4,82	6,12	7,14	8,08	10,30
3	6,37	8,46	10,84	13,76	16,06	18,19	23,19
4	11,32	15,04	19,27	24,47	28,55	32,34	41,22
5	17,69	23,50	30,11	38,23	44,61	50,52	64,41
6	25,47	33,84	43,35	55,05	64,25	72,75	92,74
6,54	30,26	40,20	51,51	65,41	76,33	86,44	110,19
7	24,50	32,55	41,71	52,96	61,81	69,99	89,22
8	19,53	25,94	33,24	42,21	49,25	55,78	71,10
9	15,27	20,29	26,00	33,01	38,53	43,63	55,62
10	11,69	15,53	19,90	25,26	29,48	33,39	42,56
11	8,71	11,57	14,83	18,83	21,98	24,89	31,73
12	6,29	8,36	10,71	13,60	15,87	17,97	22,91
13	4,37	5,80	7,43	9,44	11,01	12,47	15,90
14	2,88	3,82	4,90	6,22	7,26	8,22	10,48
15	1,78	2,36	3,02	3,84	4,48	5,07	6,47
16	1,00	1,33	1,70	2,16	2,52	2,85	3,63
17	0,49	0,65	0,83	1,06	1,23	1,40	1,78

18	0,19	0,25	0,32	0,41	0,48	0,55	0,70
19	0,05	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,18
20	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
21	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

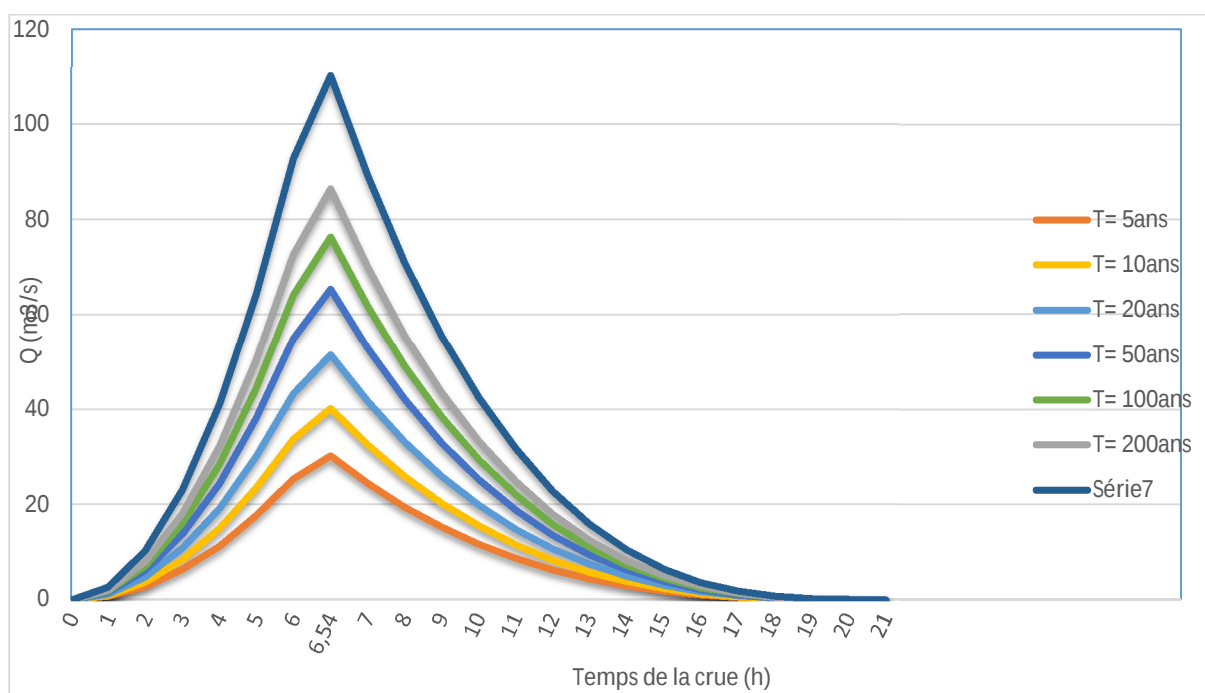


Figure IV.20 : Hydrogrammes de crues probables

Tableau IV.32 : Volumes des crues de différentes périodes de retour

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	200	1000
Fréquence (%)	80	90	95	98	99	99,5	99,9
Débit de crue (m ³ /s)	30,26	40,20	51,51	65,41	76,33	86,44	110,19
Volume des crues(Mm ³)	0,712	0,946	1,213	1,54	1,797	2,035	2,594

IV.7.Transport solide

Un oued peut en quelques heures ou jours de crue transporter autant de sédiments. Les prélèvements ou les mesures dans la région d'étude ne sont pas disponibles et l'usage de formules empiriques ne semble pas adapté à ce type de région.

Dans le but de donner juste un ordre de grandeur de ce paramètre nous procédons à l'estimer par l'utilisation de la formule de Gavrilovic.

Cette formule prend en considération le coefficient de température et les caractéristiques physiques du bassin versant.

$$W_{an} = T \cdot H_{moy.an} \cdot \pi \sqrt{Z^3} \cdot S \dots \dots \dots (IV.31)$$

(Touaïbia, 2004)

Avec :

W_{an} : Production annuel de débit solide (m³/an)

T : coefficient de température

$$T = (t^\circ/10)^{1/2} + 0,1$$

t° : température moyenne annuelle en °C $t^\circ = 21,6^\circ\text{C}$

$$T = 1,57$$

Z : coefficient empirique caractérisant l'érosion du bassin versant

Z = 0,7 (bassin versant d'Aguenar se caractérise par une érosion moyenne à intense)

$H_{moy.an}$: Précipitation moyenne annuelle (mm) $H_{moy.an} = 49,1\text{mm}$

L'apport solide est $W_{an} = 0,015 H_{moy.an}^3$

Bien que le ruissellement se produit dans des régions montagneuses plus ou moins érodées sans aucune végétation et à la suite de pluies intenses, l'érosion pourra être forte car le problème est ici tout à fait différent de celui qui se pose en régions semi-arides, comme le prouve P. Bordet au cours de sa campagne géologique où il a constaté un déplacement de rochers de plus de 1 m³ de volume lors d'une forte crue d'un petit oued au Sahara . Tout ce qu'on peut dire à l'heure actuelle c'est que les crues sahariennes sont généralement peu fréquentes mais assez rapides et sont susceptibles de déplacer des masses rocheuses importantes sous l'effet de pluies intenses.

Conclusion

Dans la région d'étude les pluies sont de faible importance quantitative, et les pluies torrentielles, orageuses, intenses et de courte durée sont rares mais ont très souvent surpris par la violence des crues générées sur des oueds secs et qui sont susceptibles de déplacer des masses rocheuses importantes sous l'effet de ces pluies intenses.

Nous avons opté, pour l'estimation des crues, selon les données disponibles à une méthode rationnelle. Dans ce cas à priori cette méthode est la plus séduisante du fait que la première est très utilisée en Algérie pour l'estimation des crues des bassins versants non jaugés.

Chapitre V :
DIMENSIONNEMENT DE
L'INFÉRO-FLUX

Introduction :

Un barrage est un ouvrage artificiel ou naturel (causé par l'accumulation de matériaux à la suite de mouvements de terrain) établi en travers du lit d'un cours d'eau, retenant ou pouvant retenir de l'eau. Les barrages artificiels doivent être placés dans des cuvettes géologiquement étanches. Ils sont composés d'un corps conçu de manière spécifique à chaque type d'ouvrage, reposant sur une fondation étanche ou rendue étanche en amont. Un barrage en béton est découpé en plusieurs tranches verticales, appelées plots. Des ouvrages annexes lui sont associés, tels que les évacuateurs de crues, les prises d'eau, les turbines, les vidanges de fond, etc...

V.1. Les différents types de barrages :

V.1.1. Barrage de surface

On distingue deux types de barrages selon les matériaux qui les composent. Les barrages en matériaux meubles ou semi-rigides, appelés barrages en remblai, peuvent être en terre ou en enrochement. Parmi les barrages en maçonnerie ou en béton on distingue plusieurs catégories, selon leur mode de conception.

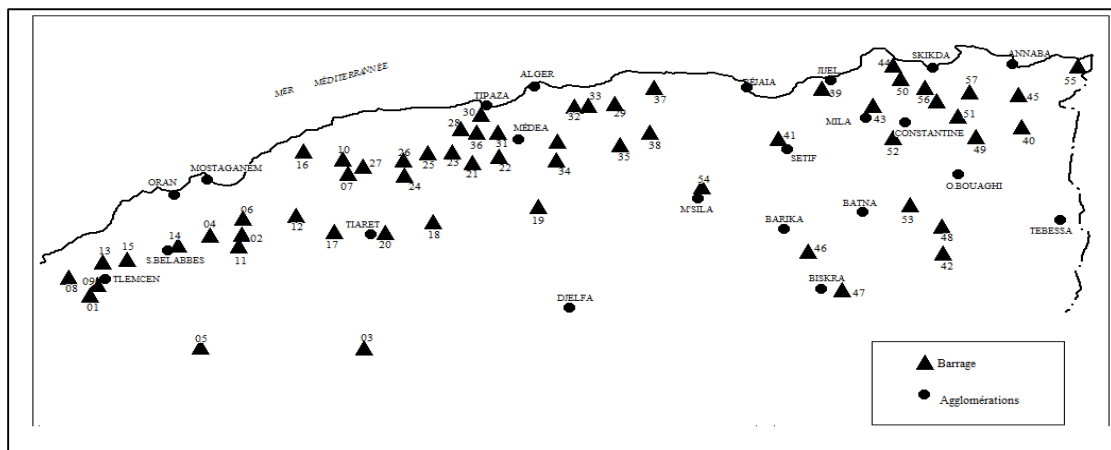


Figure V.1. : Répartition des barrages de surface en Algérie (A.N.B.T, 2000)

La carte de répartition des barrages montre qu'ils se concentrent presque exclusivement dans la partie tellienne du pays où les conditions naturelles (ressources en eau et sites favorables) sont optimales.

Ce qui est parfaitement correct vu que la partie sud du pays est de nature désertique, donc la réalisation des barrages de surface n'est pas possible.

Mais tout au contraire, Cette région réputée comme la vaste du pays vu qu'elle représente 80% de la surface totale, renferme des nappes aquifères très vastes qui contiennent des quantités énormes en termes de ressources en eau souterraines.

C'est pour cela que la construction de ce qu'on appelle les barrages souterrains (mur de coupure ou inféro-flux) demeure possible dans cette région pour une meilleure exploitation de cette ressource si précieuse.

V.1.2. Le barrage souterrain :

Le barrage souterrain est un système consistant à retenir des eaux souterraines par un para fouille (corps du barrage) mis en place en travers des chenaux des eaux souterrains. Dans sa fonction de retenir de l'eau par un endiguement (barrage), il est assimilable au "barrage en surface". La réalisation de barrage souterrain appelé barrage d'inféro-flux est destinée à récupérer la nappe d'inféro-flux et présente de multiples avantages, ils sont en général faciles de conception.

Ne posent pas de problèmes de sécurité. La réserve d'eau est souterraine à l'évaporation et à la pollution.

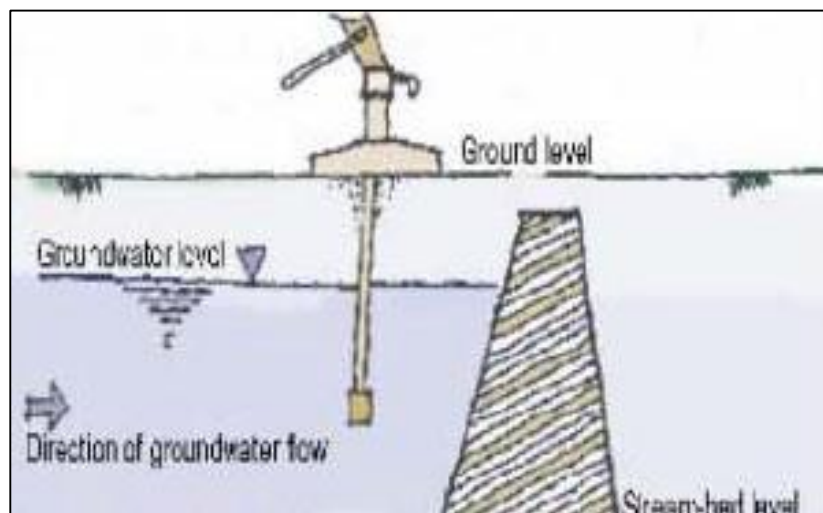


Figure V.2. : Schéma de barrage souterrain (COMBARIEU ; 2002)

V.1.2.1. Avantages du barrage souterrain

En comparaison du barrage en surface, le barrage souterrain a les avantages suivants :

- ❖ Il n'implique pas de submersion de terres

A la différence du barrage en surface, le barrage souterrain, ayant pour fonction d'accumuler de l'eau dans le sous-sol, n'implique pas de submersions de terres et n'entraîne donc pas de graves destructions de la nature ni de problèmes sociaux, tels que les déplacements de population.

❖ Il peut éviter les pertes par évaporation

Dans les régions arides ou semi-arides, le barrage en surface connaît souvent d'importantes pertes par évaporation de la retenue en saison sèche. A l'opposé, la retenue créée dans le sous-sol par un barrage souterrain n'en subit qu'à un degré beaucoup plus faible. La diminution du volume utile de la retenue, due à l'évaporation, y est pratiquement nulle.

❖ Il offre de l'eau potable

Le barrage en surface risque de favoriser la prolifération de parasites d'anophèles, vecteur du paludisme, ou de germes. L'eau retenue nécessite donc un traitement, si elle est destinée à l'utilisation domestique. Quant au barrage souterrain, l'eau, étant accumulée dans le sous-sol, a une qualité largement meilleure et peut se consommer comme l'eau tirée aux puits ordinaires.

❖ Il est stable et sûr

Le barrage souterrain dont le corps est logé dans le sous-sol présente une stabilité mécanique remarquable par rapport au barrage en surface et ne nécessite donc pas d'entretien. Même s'il est endommagé, les dégâts ne s'étendent pas aux régions d'aval.

❖ Il permet d'exploiter des ressources renouvelables

Le barrage souterrain est destiné à l'exploitation des nappes phréatiques qui sont réalimentées par des chutes de pluie. Permettant ainsi d'utiliser des ressources renouvelables, il peut éviter le tarissement.

V.1.2.2. Inconvénients du barrage souterrain

Il convient toutefois de souligner que le barrage souterrain comporte les inconvénients suivants :

➤ Difficultés de choix de l'emplacement

Contrairement au barrage en surface dont les conditions de l'emplacement peuvent être vérifiées par des examens visuels, la recherche de sites et la prévision de la capacité pour un barrage souterrain doivent souvent faire appel à une estimation, par exemple, des structures géologiques.

➤ Efficacité modeste du barrage

L'eau retenue par un barrage souterrain s'accumule dans les interstices des sols qui constituent le réservoir. Le volume de la retenue est donc déterminé par le volume des vides contenus dans ces sols (porosité efficace) et n'atteint que 10 à 30 % du volume du réservoir.

➤ Interception de l'écoulement des eaux souterraines

Le barrage empêche les eaux souterraines de s'écouler en aval et peut provoquer par conséquent un tarissement dans les régions d'aval. Mais les nappes souterraines d'aval ne dépendent pas toujours uniquement des eaux souterraines se trouvant à l'emplacement du barrage. Il est par ailleurs possible de concevoir un barrage laissant passer une partie de l'eau retenue. Ce problème peut donc être résolu par un choix judicieux de l'emplacement, fait en tenant compte du mécanisme d'écoulement des eaux souterraines, ou par des modifications ingénieuses de la structure du barrage.

➤ Salinisation des sols du réservoir

Le barrage souterrain risque de provoquer une salinisation des sols superficiels du réservoir à la suite de la remontée à la surface et de l'évaporation subséquente de l'eau retenue. Mais ce phénomène ne peut se produire que lorsque la retenue est à un niveau proche de la surface du sol. Il est donc possible d'éviter ce problème, en fixant le niveau maximal de la retenue à une profondeur suffisante au-dessous de la surface du sol.

V.1.2.3. Conditions requises pour l'emplacement du barrage souterrain

Les conditions physiques (conditions hydrogéologiques) requises pour l'emplacement sont les suivantes :

➤ Présence de nappes phréatiques à écoulement significatif

La présence de nappes souterraines est évidemment indispensable. Mais un barrage mise en place en travers des nappes stagnantes ne pourrait pas créer une retenue importante. Il doit donc y avoir un écoulement significatif. D'autre part, en fonction de la profondeur des aquifères, la détermination des caractéristiques hydrogéologiques du site devient plus difficile et la construction du barrage rencontre des difficultés techniques et financières d'autant plus grandes. Il en ressort que la présence de nappes phréatiques est hautement souhaitable.

- Présence de formations poreuses (aquifères) aptes à constituer un réservoir

L'eau retenue par un barrage souterrain s'accumule dans les formations géologiques qui constituent un réservoir. Plus le volume des vides contenus dans ces formations (porosité efficace) sont élevé, plus que le remplissage efficace de la retenue. Cette condition est requise également pour faciliter l'écoulement des nappes.

- Présence des terrains peu perméables qui ferment le réservoir

Le réservoir doit être fermé sur le fond et latéralement par des terrains peu perméables. S'il y a des voies d'eau importantes, le barrage ne peut pas assurer un remplissage efficace de la retenue.

V.2. Les variantes à choisir

Il existe des différentes techniques de construction du barrage souterrain, où les grandes catégories sont :

- ✓ Les murs en palplanche.
- ✓ Les parois moulées.
- ✓ La méthode générale de construction du barrage en terre ou en béton.

La structure géologique de la région d'étude assure la disponibilité de matériaux rocheux de bonne qualité (granite) et en quantité suffisante à proximité de site, ces facteurs favorisent la réalisation d'une digue en enrochements. Et comme les murs en palplanches sont difficiles à réaliser dans les graveleuses et la roche en place, on fait notre choix suivant la facilité de réalisation et l'aspect économique, ce qui nous donne le choix de deux variantes :

V.2.1. Mur paroi moulée

C'est la technique la plus utilisée pour l'étanchéité des sols, La paroi moulée est un écran vertical en béton construit sans blindage ni coffrage à partir de la surface du sol par excavation à l'aide de machines appropriées. Mais elle est besoin des matériels d'une haute technicité.

La technique de la paroi moulée est récente (1952 en Italie, 1955 en France),

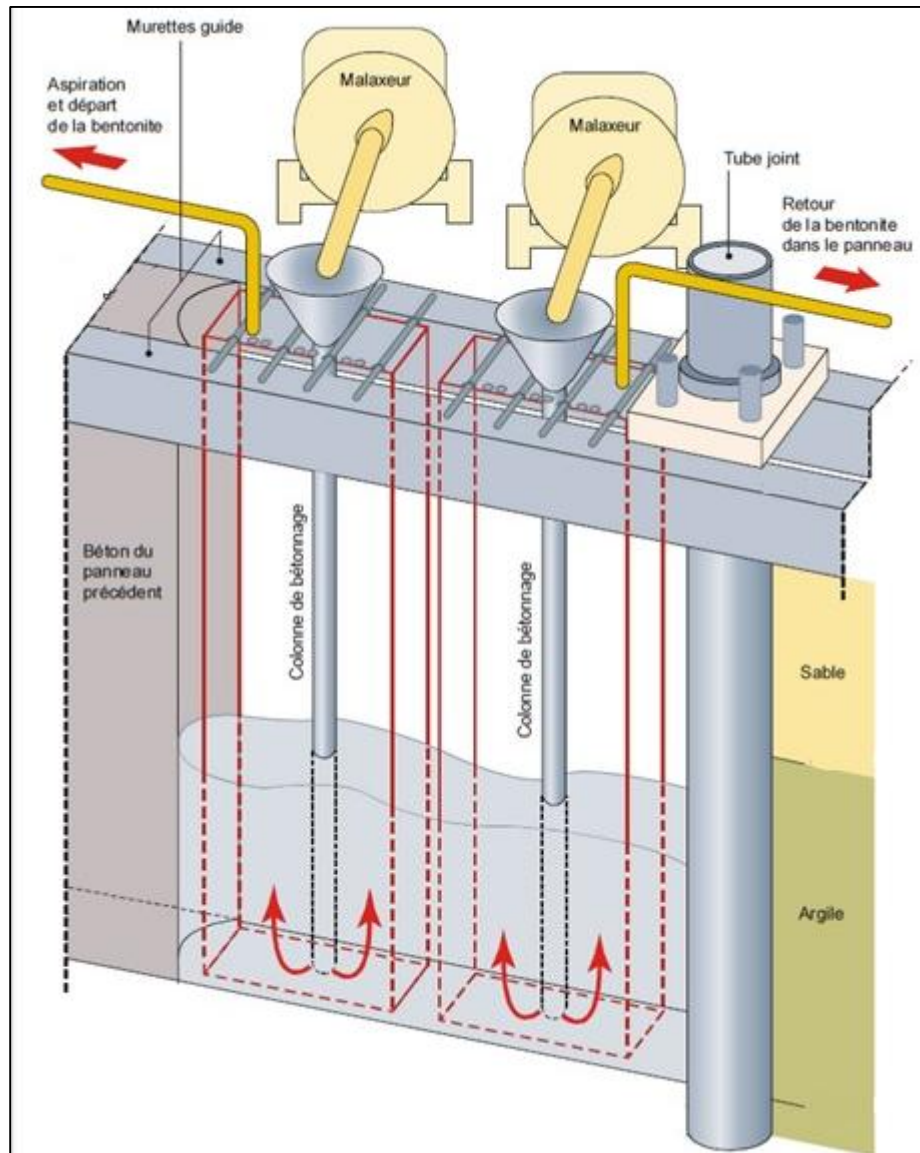


Figure V.3. : Bétonnage des parois moulées (COMBARIEU ; 2002)

V.2.2. Barrage en enrochement

Ce type des barrages est plus facile à réaliser, il ne nécessite pas d'engins mécaniques sophistiqués. Cependant, des mesures contre la fuite d'eau sont nécessaires et pour l'excavation profonde, les frais seront trop élevés.

V.3. Etude des variantes

V.3.1 Mur paroi moulée

V.3.1.2. calcul et dimensionnement

A- Réalisation des murettes guidées

Ces murettes ont pour but de guider la benne de forage, tout en maintenant les parois en tête de l'excavation.

Elles auront une forme en Γ dont les dimensions seront constructives, de trois (3) mètres de longueur, de 1.5 mètres de largeur, d'une épaisseur de 0.15 mètres et de 0.65 mètre de profondeur pour chacune des unités, elles seront en béton faiblement armé dosé à 250 kg/m^3 .

Elle sera ferraillée avec du T12, en une seule nappe et des espacements de 0.15 mètres.

Nous présentons ci-après un schéma type d'une murette guide :

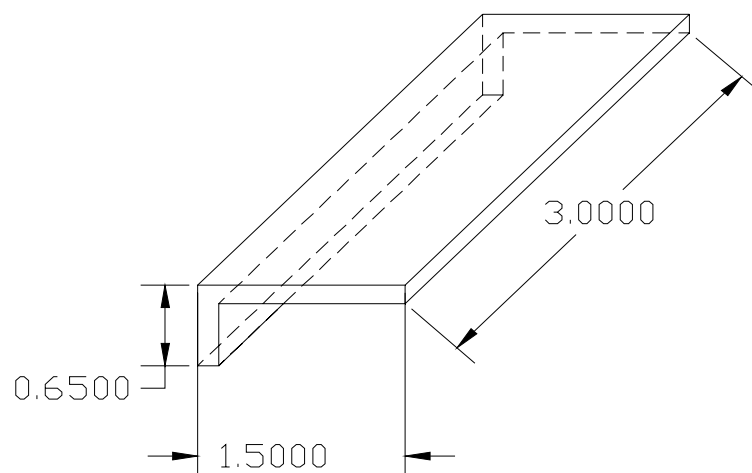


Figure V.4. : Vue en perspective d'une murette guide.

B- Epaisseur du mur

L'épaisseur des parois varie généralement de 0,50 m à 1,50 m, peuvent atteindre les 100 m de profondeur. Il est défini en fonction de la machine excavatrice et des caractéristiques du matériau de remplissage.

En effet, pour une machine où la largeur de la benne preneuse est de 0,60 m. (BOUAFIA, 2009)

Le mur paroi moulée du barrage est soumis à un gradient hydraulique donné par la relation suivante (MIHOUBI et HASSANE, 2000) :

$$I_{max} = \frac{h_{max}}{b} \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec :

I_{max} : Le gradient hydraulique

h_{max} : Différence de charge maximale entre l'amont et l'aval du mur

On supposant que le niveau d'eau amont est à la cote 1311,85, et qu'à l'aval il n'y a pas

D'eau alors :

$H_{am} = 1311,85 - 1294,65 = 17,20$ m (charge hydraulique max sur la paroi)

Pour $h_{am} = 17,20$ m et $h_{av} = 0$

$h_{max} = h_{am} - h_{av} = 17,20$ m

b : épaisseur du mur paroi moulée, $b = 0,60$ m

$I_{max} = 28,66$

D'après les normes, le gradient hydraulique normatif du béton plastique est égal à $I_{adm} = 100$.

Le gradient hydraulique égal à 28,66 est très inférieur au gradient admissible, on adopte donc l'épaisseur de 0,60 m pour la paroi moulée.

C- La longueur des panneaux

Le mur souterrain d'une longueur totale de 258 m, est constitué d'une partie centrale et de deux parties extrêmes (rives gauche et droite). La partie centrale, d'une longueur totale de 241,2m, sera réalisée par le procédé des parois moulées dans le sol et les deux parties extrêmes, d'une longueur totale de 16,80 m, seront réalisées avec la méthode traditionnelle à l'aide d'une pelle hydraulique.

Dans la réalisation des parois moulées dans le sol, le problème le plus préoccupant est la stabilité des parois de la tranchée. Celles-ci doivent rester verticales pendant toute la période d'exécution. Pour se faire, en plus du remplissage de la tranchée par une boue de bentonite, il faut limiter la longueur de celle-ci. (BOUAFIA, 1996)

L'excavation de la partie centrale en béton plastique s'effectuera donc par des panneaux. Leurs dimensions sont essentiellement fonction de la capacité de bétonnage du chantier et de la machine excavatrice. La longueur du panneau est égale à soit une fois la longueur de la benne soit environ 2,5 fois la longueur, d'où la longueur de la benne est environ 2,2m à 3,3m

Une benne de 2.8 m de longueur permet l'excavation de panneaux de 7 m.

Le nombre de panneaux nécessaires pour recouvrir la partie centrale est donné dans le

tableau suivant :

Tableau V.1 : Le nombre de panneaux

Longueur de benne (m)	PANNEAUX PRIMAIRES		
	Longueur unitaire (m)	nombre	L totale (m)
2,8	7	35	249,35
	4,35	1	

V.3.1.3. Stabilité de la tranchée

STABILITE DE LA TRANCHEE DURANT L'EXCAVATION

L'excavation doit se faire sous l'usage de la bentonite dont le rôle est :

- De maintenir la tranchée ouverte et stable afin de garantir l'excavation.
- De rester fluide pour permettre la pénétration de l'outil d'excavation.
- De former une croûte qui réduira la perméabilité de la tranchée.

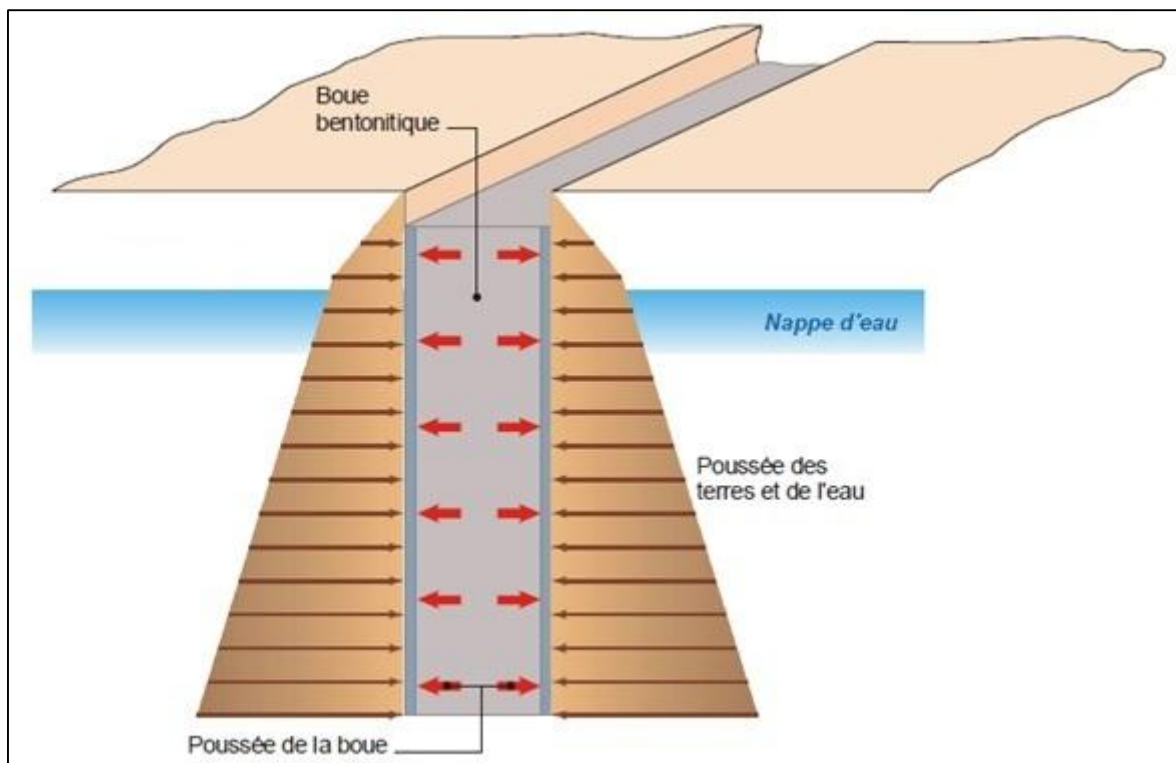


Figure V.5. : Principe de soutènement à boue (COMBARIEU ; 2002)

Afin de garantir la fonctionnalité de la bentonite nous devons effectuer les calculs de Stabilité de la tranchée dans le but de déterminer la densité de notre boue

Nous avons utilisé méthode de Nash et Jones 1963 :

Le coefficient de sécurité pour que la tranchée soit stable doit être :

Tranchée exécutée dans la partie sèche du terrain

$$F = 4 \frac{C_u}{H} (\gamma - \gamma_s) \text{ Dans la tranche sec(V.2)}$$

avec :

F : coefficient de sécurité

C_u : cohésion du matériau déjàugé

H : Profondeur de la tranchée

γ : Densité du sol sec

γ_s : Densité de la bentonite

Pour la tranchée excavée dans la partie saturée :

$$F = 2\sqrt{(\gamma' - \gamma'_s)} \quad 2x \sqrt{(\gamma' - \gamma'_s)} \times \tan \phi / (\gamma' - \gamma'_s) \dots\dots\dots (V.3)$$

γ' : densité saturée du sol

γ'_s : densité de la boue de bentonite

ϕ : angle de frottement des matériaux

En l'absence de données de laboratoire et en fonction des coupes des forages qui nous ont été transmises, les tranchées seront exécutées dans une couche de sable fin.

Après recherche bibliographique nous avons pour ce type de sable.

D'après l'ouvrage «Calcul des fondations et murs de soutènement» de WAYNE-C.TENG

(Sable fin avec présence d'argile, ou sable silteux) :

$$\gamma' = 1,92 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 30$$

Pour F = 1,5, coefficient de sécurité :

Alors :

$$1,5 = 2 \times \sqrt{(1,92 - \gamma's) \times \text{Tang}(30 / (1,92 - \gamma's))}$$

Après développement :

$$\gamma's = 0,4 \text{ T/m}^3 \text{ ou } 400 \text{ kg/m}^3$$

CONCLUSION

Il faudrait un mélange eau bentonite dans les proportions de 400 kg/m³ De bentonite, toutefois en l'absence de données réelles, ce chiffre reste indicatif ; il faudrait vérifier durant la réalisation les paramètres du terrain et apporter les correctifs.

V.3.1.4. Etude hydraulique du mur

L'étude hydraulique consiste en la définition du débit s'infiltrant à travers le mur paroi moulée. Le débit infiltré par mètre de longueur du mur est donné par la formule de N.N PAVLOVSKI suivante :

$$q = \frac{K_0 \times (h_m^2 - h_c^2)}{2 \times d} \dots \dots \dots (V.4)$$

Avec :

K_0 : Coefficient de perméabilité du matériau du mur, pour le béton plastique $K_0 = 10^{-7} \text{ m/s}$

h_m : charge amont, $h_m = 17,20 \text{ m}$.

h_c : Charge aval, $h_c = 0 \text{ m}$.

d : épaisseur du mur, $d = 0,60 \text{ m}$.

Le débit maximum infiltré est égale à : $q = \frac{10^{-7} \times 17,2^2}{2 \times 0,60} = 0,24 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$

V.3.2. Digue en enrochements

Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux rocheux qu'il est disponible en quantité suffisante et de bonne qualité à proximité du site.

La digue sera réalisée en enrochements (granites) compactés, l'étanchéité est assurée par une géomembrane, qui représente une alternative fiable et économique par rapport à des solutions plus traditionnelles tel que le béton ou l'argile, et dont la mise en place est très facile.

Pour éviter l'érosion de la crête du barrage par les eaux de crue, il faut l'enterrer au moins 0,5 m sous le niveau de terrain naturel donc la hauteur de barrage ne dépasse pas $H = 16,7 \text{ m}$.

V.3.2.1. Largeur en crête

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

- **Formule de KNAPPEN**

$$b_{cr} = 1,65\sqrt{H} \dots\dots\dots (V.5)$$

- **Formule de F-PREECE**

$$b_{cr} = 1,1\sqrt{H} + 1 \dots\dots\dots (V.6)$$

- **Formule PRATIQUE**

$$b = \frac{5}{3}\sqrt{H} \dots\dots\dots (V.7)$$

- **Formule Anonyme (simplifiée)**

$$b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H} - 3 \dots\dots\dots (V.8)$$

Tableau V.2 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
Formule de KNAPPEN	6,74
Formule de F-PREECE	5,50
Formule PRATIQUE	6,81
Formule Anonyme	6,2

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{cr} = 6,2\text{m}$

V.3.2.2. La longueur en crête

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$L = 249,35\text{m}.$$

V.3.2.3. Pentes des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal, comme montre le tableau ci-après :

Tableau V.3: Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage(m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5<H<10	-Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

D'après le tableau(V.3) qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisi pour les calculs les pentes:

- Parement amont $m_1 = 2,5$.
- Parement aval $m_2 = 2,5$

V.3.2.4. Dispositif de protection contre les effets de l'eau

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

- le talus amont

Le talus amont est masqué par le géomembrane d'étanchéité, il est très sensible pour, cela il sera protégé contre l'effet de l'eau par un enrochement qui doit être réalisé au fur a mesure des travaux de terrassement.

On fait un enrochement de pierre d'épaisseur (0,3m) est suffisant.

- le talus aval

Puisque la digue est déversante, le talus aval sera protégé contre les eaux de crues, par des tissus de géotextiles, pour éviter la modification de la structure de barrage par les terres de remblai,

On masque le talus aval par un filtre en géotextile afin de drainer les eaux de crue déversé sur la crête du barrage

V.4. Fixation du choix définitif du type de barrage

Pour faire le choix de type du barrage à construire, une étude de comparaison technico-économique de chacun des types de barrage est nécessaire, pour cela, on a pris en considération :

- Facilité de la réalisation.
- Emplacement des zones d'emprunts.
- Volume des matériaux de construction.
- Technologie de réalisation.

V.4.1. Calcul des volumes

V.4.1.1. Mur paroi moulée

➤ Les murettes guidées

On a deux murettes de section de forme Γ , le long de l'axe de barrage, le volume de murettes est :

$$V = 2 \cdot S \cdot L \dots \dots \dots (V.9)$$

Avec :

L : Longueur totale de barrage $L = 249,35 \text{ m}$

S : La section de murette

$$S = (0,65 \cdot 0,15) + (1,35 \cdot 0,15) = 0,3$$

$$V = 0,3 \cdot 249,35 = 74.81 \text{ m}^3$$

➤ Le mur

La profondeur, la surface latérale et le volume des panneaux sont donnés dans le tableau suivant Avec :

- Largeur de la benne preneuse = 0.60 m
- Epaisseur du panneau = 0,65 m
- Eboulement $\approx 20 \%$

Tableau V.4 : détail quantitatif

N	Profondeur du substratum	encartage	profondeur total	surface	volume
1	5,17	1	6,17	43,19	25,914
2	6,14	2	8,14	56,98	34,188
3	6,14	2	8,14	56,98	34,188
4	6,43	2	8,43	59,01	35,406
5	7,68	2	9,68	67,76	40,656
6	8,55	2	10,55	73,85	44,31
7	9,36	2	11,36	79,52	47,712
8	9,47	2	11,47	80,29	48,174
9	9,85	2	11,85	82,95	49,77
10	9,95	2	11,95	83,65	50,19
11	10,55	2	12,55	87,85	52,71
12	12,35	3	15,35	107,45	64,47
13	13,91	3	16,91	118,37	71,022
14	15,4	3	18,4	128,8	77,28
15	16,25	3	19,25	134,75	80,85
16	17,74	3	20,74	145,18	87,108
17	17,76	3	20,76	145,32	87,192
18	17,76	3	20,76	145,32	87,192
19	17,44	3	20,44	143,08	85,848
20	17,44	3	20,44	143,08	85,848
21	17,12	3	20,12	140,84	84,504
22	17,12	3	20,12	140,84	84,504
23	17,04	3	20,04	140,28	84,168
24	17,21	3	20,21	141,47	84,882
25	17,38	3	20,38	142,66	85,596
26	17,38	3	20,38	142,66	85,596
27	17,74	3	20,74	145,18	87,108
28	17,74	3	20,74	145,18	87,108
29	17,62	3	20,62	144,34	86,604
30	17,32	3	20,32	142,24	85,344
31	17,32	3	20,32	142,24	85,344
32	17,7	3	20,7	144,9	86,94
33	17,7	3	20,7	144,9	86,94
34	16,2	3	19,2	134,4	80,64
35	14,18	3	17,18	120,26	72,156
36	9,57	2	11,57	80,99	48,594
TOTAL				4176,76	2506,06
TOTAL BETON (m³)					2506,06

Dans ce cas le volume max du béton plastique est de l'ordre de 2506.06 m³.

Le bétonnage des parties extrêmes se fera par la méthode traditionnelle, par versement de béton (dosé à 350 Kg de ciment/m³).

Le volume de béton est calculé par :

$$V = (S_1 + S_2) \cdot b \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec:

S_1 : surface de partie extrême gauche $S_1 = 9,14 \text{ m}^2$

S_2 : surface de partie extrême droite $S_2 = 17 \text{ m}^2$

b : largeur de la tranchée $b = 0,65 \text{ m}$

$$V = 17 \text{ m}^3$$

V.4.1.2. Digue en enrochements

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_i = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (V.11)$$

Où :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i .

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe " i " est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_i}{2} H_i \dots\dots\dots (V.12)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_i : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

$$B_i = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_i \dots\dots\dots (V.13)$$

Où :

m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval respectivement.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

Avec :

$$V_b = \sum V_i$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L_i \dots\dots\dots (V.14)$$

Où :

L_i : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

➤ **Géomembrane**

Les géomembranes seront masquées tout la surface du talus amont du barrage, La surface total du talus amont s'obtient par la somme des surfaces partiels de ses sections, d'où l'aire partiel est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{d_i + d_{i+1}}{2} L_i \dots \dots \dots (V.15)$$

d_i: Largeur de la pente de talus amont au droit de la section « i »

$$d_i = \frac{H_i}{0,371} \dots \dots \dots (V.16)$$

➤ **Géotextile**

Les géotextiles seront masqués tout la surface du talus aval du barrage, La surface total du talus aval s'obtient par la somme des surfaces partiels de ses sections, d'où l'aire partiel est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{d_i + d_{i+1}}{2} L_i \dots \dots \dots (V.17)$$

d_i: Largeur de la pente de talus aval au droit de la section « i »

$$d_i = \frac{H_i}{0,447} \dots \dots \dots (V.18)$$

V.4.2. Estimation du cout des variantes

Le tableau suivant donne les différents couts des variantes :

Tableau V.5 : Récapitulatif des coûts des variantes étudiées.

Variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix Unit (DA)	Coût (DA)	Coût totale (DA)
Mur paroi moulée	Murettes (béton armé)	74,81	30 000	2.244.300	32.725.020
	Panneaux (béton plastique)	2506,06	12 000	30.072.720	
	Extrêmes (dosé à 350 Kg)	17	12 000	204.000	
Digue en enrochements	recharges	38585,45	1 200	46.302.480	51.962.011
	géomembranes	2456,33	1 500	3.684.495	
	Géotextile	1410,74	1 400	1.975.036	

Conclusion

A travers le Tableau récapitulatif, il apparaît clairement que nous ne pouvons-nous orienter que vers la 1^{ère} variante, mur paroi moulée, car elle est la plus économique possible, par rapport à celui de la digue qu'il est coûteux sans tenir compte l'énorme excavation et remblai qu'il faut les faire.

V.5. Voile d'injection

Le substratum sain présente des microfissuration et ce après interprétation de l'essai lugeon, en effet la perméabilité de l'assise est faible comprise entre ($3 \cdot 10^{-5}$ et $2 \cdot 10^{-5}$); à cet effet et afin de réduire le débit d'infiltration sous la digue souterraine un voile d'injection sera prévu ce dernier aura pour rôle de minimiser les écoulements sous digue et minimiser les débit de fuite sous le barrage.

Le voile est prévu uniquement dans un but d'imperméabilisation du substratum rocheux diaclasé, améliorant ainsi les caractéristiques de la fondation.

Objectif :

L'objectif de l'injection est de remplir les microfissures présentes dans la roche du substratum avec un coulis de manière à les colmater, réduisant ainsi la perméabilité du

substratum ; à défaut d'imperméabilité total ; pour ce le coulis devra être injecté sous une pression suffisante afin de pénétrer dans les fissures et les fermer.

V.5.1.Pression d'injection :

Dans notre étude, nous devons définir la pression d'injection, ainsi que la composition du coulis de ciment à injecter, en supposant que la distance entre les forages d'injection soit prise égale à cinq (05) mètres cas de la roche. Et la profondeur égale à sept (07) mètres. Avec un diamètre des forages de 96mm.

La relation de DARCY peut s'écrire :

$$Q = K * (H_2 - H_1) / B \dots\dots\dots(V.19)$$

Avec : K: coefficient de perméabilité

H_2 : pression d'injection

H_1 : pression hydrostatique

B : rayon d'influence de l'injection

On supposant $B = 4$

A partir de l'équation (V.19), on peut déduire que :

$$H_2 = H_1 + Q * B / K$$

$$K = 3 * 10^{-5} = 0,00003$$

$$H_1 = 25,7 \text{ m} = 18,7 + 7$$

$$B = 4$$

$$\text{Si } Q = 0,1 \text{ l/s} = 0,0001 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$H_2 = 25,7 + 0,0001 * 4 / 0,00003$$

$$H_2 = 39 \text{ m} = 3,9 \text{ bars (pression d'injection)}$$

V.5.2. Nombre des trous d'injection

La distance entre les trous d'injection sera déterminée in situ après essais d'injection. Pratiquement elle est comprise entre 2 et 4 m. Pour notre barrage on fixe la distance entre les trous à 4m.

Le nombre de trous injectés est égal à la longueur du voile d'injection divisée par la distance entre les forages d'injection :

$$N = L1 / L2 \dots \dots \dots (V.20)$$

L1 : longueur du voile d'injection

L2: distance entre forage

$$N = 250,45 / 4 = 62$$

V.5.3. Longueur totale des forages d'injection :

La longueur totale des forages est la longueur unitaire que multiplie le nombre de forages

Longueur unitaire = 7 mètres, Nombre = 62

$$L = 62 \times 7 = 434 \text{ m.}$$

V.5.4. Longueur du voile

L'injection sera effectuée à partir de la même plate forme de travail que la paroi moulée dans le sol. La longueur totale du voile est de 250,45 m.

V.5.5. COMPOSITION DU COULIS :

Le coulis typique pour ce genre d'injection et pour une unité lugeon supérieure à 10 :

Est un coulis composé de :

EAU 870 Litres / m³

Ciment 350 kg / m³

Bentonite 35 kg / m³

V.5.6. Volume de coulis injecté

Le volume du coulis injecté représente généralement 5% du volume total à traiter

$$V_{\text{tot}} = 4 \times 7 \times 250,45 = 7028$$

$$\text{Le volume du coulis} = 0,05 \times 7028 = 351,4 \text{ m}^3$$

V.5.7. Le débit infiltré à travers le voile

La charge maximale sur le voile $H_{\text{max}} \approx 17,2 \text{ m}$.

Le débit infiltré par mètre d'épaisseur est donné par la relation suivante :

$$q = k_0 \times j \times T \dots\dots\dots (V.21)$$

Avec :

k_0 : Coefficient de perméabilité du voile, $k_0 = 10^{-7} \text{ m/s}$

T : épaisseur de la couche injectée en m, prise égale à 4 m

j : gradient hydraulique donné par la relation suivante :

$$j = \Delta \frac{H_{\text{max}}}{T} \dots\dots\dots (V.22)$$

$$j = 0,75 \frac{17,2}{4} = 3,22$$

$$\text{d'où :} \quad q = 10^{-7} \times 3,22 \times 4 = 12,88 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}.$$

VI.6. Prise d'eau

Comme élément intégrant dans l'aménagement hydraulique, les prises d'eau occupent une place de grande importance, il dépend de sa correcte conception et d'exploitation, à savoir, l'utilisation de l'eau retenue avec la garantie et les paramètres d'exploitation nécessaires.

Un ouvrage de prise permet à l'eau d'entrer dans le système d'amenée. Celui-ci est constitué d'une entrée suivie d'une conduite d'amenée. Pour une réserve d'eau souterraine, l'approvisionnement en eau par forage est incontestablement la solution la plus avantageuse.

VI.6.1. Exécution

VI.6.1.1. plan de tubage

Le programme de travail est conditionné par le plan de tubage. L'idéal serait de pouvoir réaliser un trou de diamètre constant dans lequel on placerait un tube ayant la même section d'un bout à l'autre.

Cependant, nous devons tenir compte, dès le départ, des dimensions de l'ouvrage terminé et de celles de son tubage définitif constitué par plusieurs colonnes télescopiques.

- Estimation du débit

Le réservoir est considéré comme un aquifère à nappe libre. On peut estimer le débit de forage, à condition que nous ayons pu définir le rayon du cône de dépression provoqué par un premier pompage d'essai (au moyen de piézomètres).

(MABILLOT, 1995)

$$Q = \frac{\pi \cdot P \cdot (H^2 - h^2)}{2,3 \cdot \log \frac{R}{r}} \dots\dots\dots (V.23)$$

d'où :

Q : débit constant escompté [l/mn] ;

P : coefficient de perméabilité du terrain aquifère [l/mn/m²] ;

H : épaisseur de la couche aquifère (entre le niveau statique et le mur de la couche)[m];

h : hauteur de la colonne d'eau dans le forage, pendant le pompage [m] ;

R : rayon du cercle de bas de cône de dépression [m] ;

r : demi-diamètre intérieur de tubage [m] ;

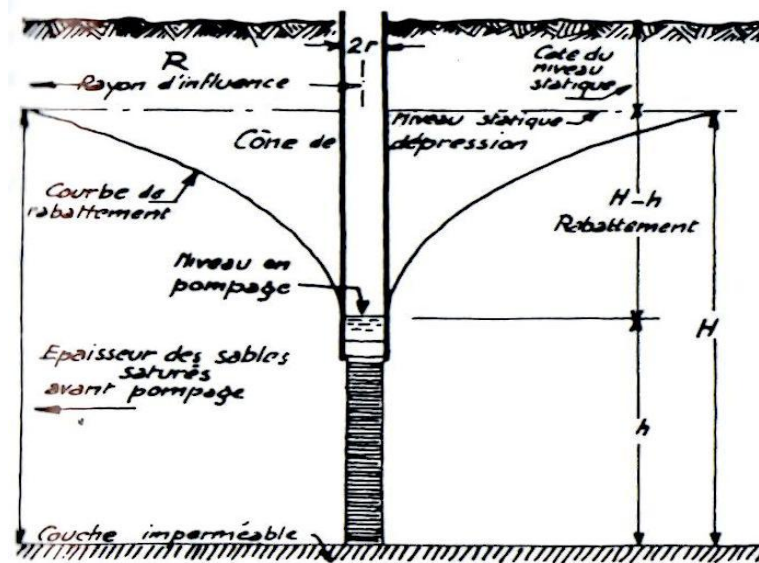


Figure V.6. : forage non artésien.

La valeur du débit Q qu'elles permettent d'obtenir servira à définir les caractéristiques des tubes et des crépines.

- Le choix des diamètres de tubages

Le choix de diamètre d'une colonne est souvent conditionné par l'encombrement de la pompe, et celui-ci est fonction du débit.

Il est recommandé de laisser un pouce de jeu entre pompe et tubage. Le diamètre intérieur sera donc environ 5cm plus grand que le diamètre extérieur de la pompe. Compte tenu des dimensions des groupes électropompes à moteur immergé, couramment utilisés en forage d'eau, nous avons dressé le tableau suivant qui permet de choisir les diamètres intérieurs d'après les débits prévus.

(MABILLOT, 1995)

Tableau VI.6 : Les diamètres intérieurs d'après les débits prévus.

diamètres intérieurs minima des tubages (pouce)	Débits maxima prévus (m^3/heure)
4''	3
6''	50
8''	140
10''	250

Le diamètre extérieur sera fonction des contraintes mécaniques, tel qu'une colonne peut être exposée aux:

- Efforts de traction.
- Efforts d'écrasement (pression extérieure centripète).
- Efforts d'éclatement (pression intérieure centrifuge).
- Efforts de flambage et de flexion.

VI.6.1.2. La crépine

Une crépine est l'élément principal de l'équipement d'un forage d'eau, c'est une pièce de précision et son usinage doit permettre d'obtenir des ouvertures calibrées au dixième de millimètre.

- Longueur et position des crépines

Le débit est fonction de longueur crépinée, tant que celle-ci se trouve en regard d'une formation aquifère saturée. Cependant cette longueur variera selon la pression de l'eau dans la nappe et selon la nature et la granulométrie du terrain.

Pour une nappe libre en terrain hétérogène (notre cas), on aura intérêt à mettre surtout en production la couche la plus perméable, on va crépinée toute la couche grossière et environ la moitié de la couche de sable fin, avec des ouvertures différentes.

- Ouverture des crépines

On conçoit que la productivité d'un ouvrage varie selon la perméabilité du terrain qui l'entoure immédiatement. La zone la plus importante est celle qui est directement en contact avec la crépine. C'est celle où la vitesse d'écoulement de l'eau dans le terrain est la plus grande.

Nous verrons augmenter la perméabilité du terrain en contact avec la crépine. Pour cela, on cherche à retirer de cette zone les éléments trop fins qui s'y trouvent, soit en les faisant tomber dans l'ouvrage d'où ils seront extraits par cuillérage, soit en les refoulant plus loin dans la formation.

Pour que cette double action soit possible, il faut que les fentes de la crépine aient une ouverture dimensionnée de telle sorte qu'elles ne laissent passer que les grains trop fins

indésirables. Le choix des grains à éliminer ne peut se faire que par l'analyse granulométrique.

La dimension de l'ouverture est donnée par le diamètre correspondant à 40 ou 50% de la courbe granulométrique

V.6.1.3. Gravier additionnel

Le gravier additionnel a un rôle d'un stabilisateur de la formation. Le massif de gravier servira à tenir le terrain et à éviter sa désagrégation pendant le développement et la production, il a une épaisseur utile entre 3''= 75mm et 8''=200mm. Le matériau doit être propre, bien lavé. Il doit être rond ou angles arrondis.

Conclusion

En conclusion on peut dire que l'étanchéité du barrage est assurée, La prise d'eau s'exécute par un forage d'eau qui se situe à proximité de la zone de confluence, il doit être protégé contre les crues agressif de l'oued.

Chapitre VI :

ETUDE DE STABILITÉ

VI.1. Introduction :

L'analyse de la stabilité ; objet de ce chapitre a pour but de déterminer le déplacement. L'analyse a été faite suivant deux manières de calcul. à savoir :

- **Analyse rationnelle** : dans celle-ci nous avons utilisé la méthode d'analyse selon le modèle de console en deux étapes :

- 1^{er} Calcul Méthode la théorie de poussée/butée pour déterminer la résultante des forces appliquées sur le barrage.
- 2^{émé} Calcul de R.D.M pour déterminé le déplacement de barrage.

- **Analyse numérique** : le logiciel de calcul utilisé dans cette étude, présenté ci-après, est fondé sur un principe connu pour avoir donné des résultats satisfaisants. Le choix a été motivé par la disponibilité et la souplesse, ainsi que par la performance du fait qu'ils se prêtent bien à l'objectif fixé pour l'analyse de la stabilité.

Pour la détermination du déplacement on a envisagé quatre cas de calcul :

- Un premier cas (**calcul n°1**) pour le cas de remplissage de la cuvette de 25% ($H_w=4,5m$).
- Un second cas (**calcul n°2**) pour le cas de remplissage de la cuvette de 50% ($H_w=9m$).
- Un troisième cas (**calcul n°3**) pour le cas de remplissage de la cuvette de 75% ($H=13,5m$).
- Un quatrième cas (**calcul n°4**) pour le cas de remplissage de la cuvette de 100% ($H=18m$).

Les caractéristiques physiques et mécaniques spécifiques aux calculs sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Les caractéristiques physiques et mécaniques

Sol	γ_{sat} (KN/m ³)	γ' (KN/m ³)	γ_d (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)	ϕ°	C' (KN/m ²)	E (KN/m ²)	ν
Sable	19,29	9,29	14,8	14,9	35	0	28197	0,33

VI.2. Calcul par méthode rationnelle du déplacement de barrage

Pour le calcul par la méthode rationnelle du déplacement, nous avons utilisé la méthode de modèle de console.

- d'après la Méthode de la théorie de poussée/butée on a :

$$P = P' - B' \dots\dots\dots (VI.1)$$

P' : résultante des poussées à l'amont,

B' : résultante de la butée limite.

$$P' = P_a \cos \delta_1 + \gamma_w (Z) \dots\dots\dots (VI.2)$$

$$B' = P_b \cos \delta_2$$

$$P_a = K_p \gamma' (Z) \dots\dots\dots (VI.3)$$

$$P_b = K_a \gamma_d (Z) \dots\dots\dots (VI.4)$$

$$\delta_1 = -\frac{2}{3} \varphi \dots\dots\dots (VI.5)$$

$$\delta_2 = \frac{2}{3} \varphi \dots\dots\dots (VI.6)$$

On a: $\gamma' = 9,29 \text{ KN/m}^3$, $\gamma_d = 14,8 \text{ KN/m}^3$, $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$, $\varphi = 35^\circ$, $\delta = -\frac{2}{3} \varphi \Rightarrow \frac{\delta}{\varphi} = -0.66$

- on a $K_p = 0.808 \times 10.20 = 8.24$

- on a $K_a = 0.247$

(Bouafia , 2009)

$$P = (K_p \gamma' Z \cos \delta_1) + (\gamma_w Z) - K_a \gamma_d Z \cos \delta_2 \dots\dots\dots (VI.7)$$

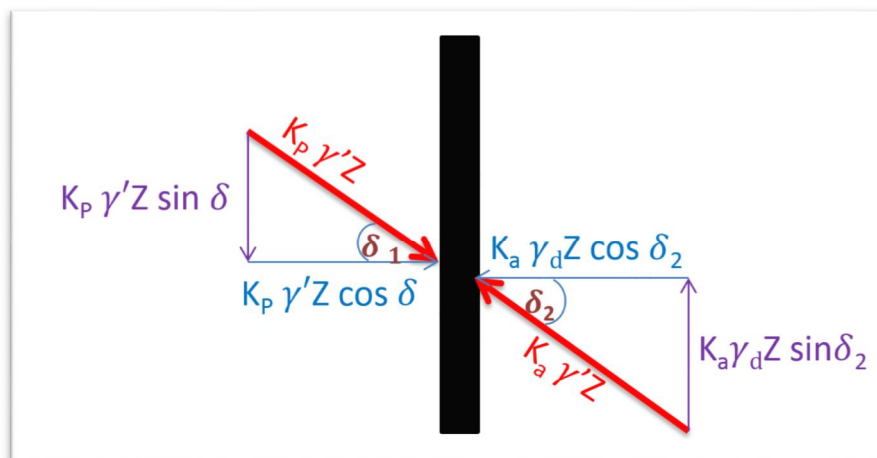


Figure VI.1 : Forces appliquées sur la paroi moulée de la digue

VI .2.1. Cas de remplissage de la cuvette de 25% ($H_w=4,5m$).

VI.2.1.1. Calcul de la résultante des forces appliquées sur le barrage.

Tableau VI.2 : Récapitulatif du calcul des forces résultantes appliquées sur le barrage

Z	$\gamma_w Z$	$K_P \gamma' Z$	$K_P \gamma' Z$ $\cos \delta_1$	$K_P \gamma' Z$ $\sin \delta_1$	$K_a \gamma_d Z$	$K_a \gamma_d Z$ $\cos \delta_2$	$K_a \gamma_d Z$ $\sin \delta_2$	P (Kpa)
0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0	76,55	70,29	74,5	3,66	3,36	3,56	66,93
2	0	153,1	140,58	149	7,31	6,71	7,12	133,87
3	0	229,65	210,87	223,5	10,97	10,07	10,67	200,80
4	0	306,2	281,16	298	14,62	13,43	14,23	267,73
5	0	382,75	351,45	372,5	18,28	16,78	17,79	334,67
6	0	459,3	421,75	447	21,93	20,14	21,35	401,61
7	0	535,85	492,04	521,5	25,59	23,50	24,90	468,54
8	0	612,4	562,33	596	29,24	26,85	28,46	535,48
9	0	688,95	632,62	670,5	32,90	30,21	32,02	602,41
10	0	765,5	702,91	745	36,56	33,57	35,58	669,34
11	0	842,05	773,2	819,5	40,21	36,92	39,13	736,28
12	0	918,6	843,49	894	43,87	40,28	42,69	803,21
13	0	995,14	913,78	968,5	47,52	43,64	46,25	870,14
13,5	0	1033,42	948,93	1005,75	49,35	45,32	48,03	903,61
14	5	1071,69	984,07	1043	51,18	46,99	49,81	942,08
15	15	1148,24	1054,36	1117,5	54,83	50,35	53,37	1019,01
16	25	1224,79	1124,65	1192	58,49	53,71	56,92	1095,94
17	35	1301,34	1194,94	1266,49	62,15	57,06	60,48	1172,88
18	45	1377,89	1265,24	1340,99	65,80	60,42	64,04	1249,82

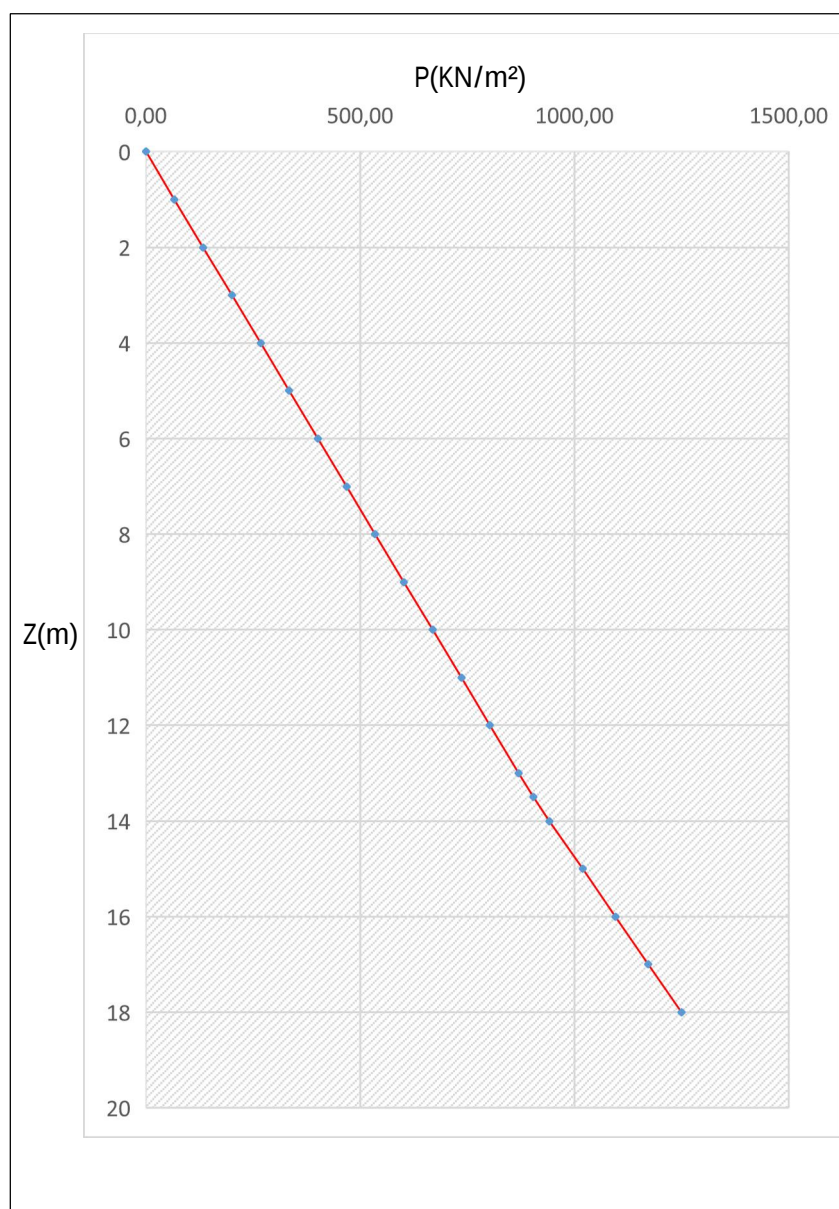


Figure VI.2 : Résultante des efforts tranchants en fonction de la profondeur

VI.2.1.2. Calcul du déplacement de barrage

$L = 18\text{m}$, $H_w = 4,5\text{m}$, $q = 1249,82 \text{ KN/m}^2$

On a :

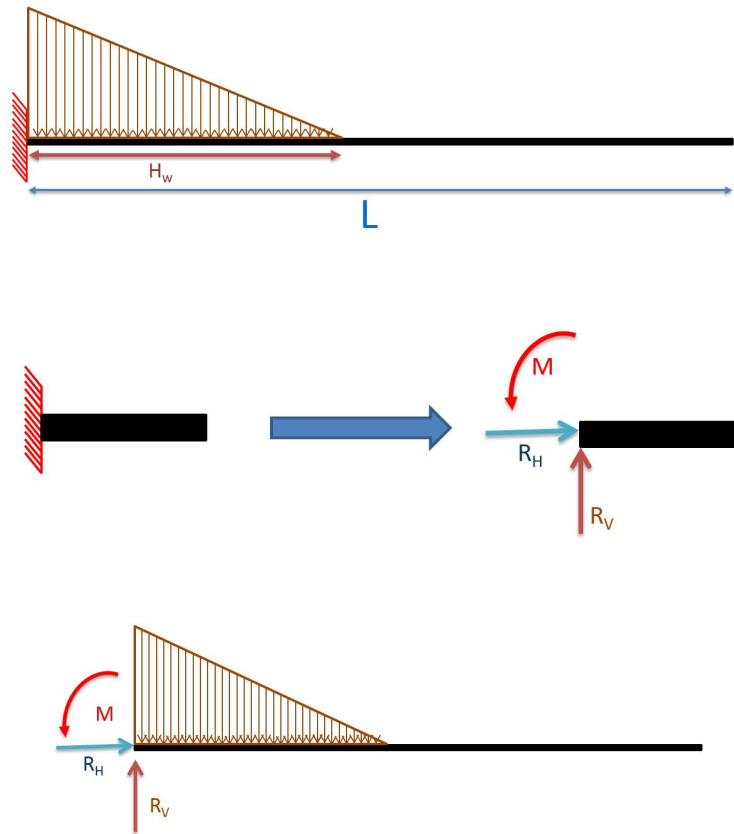


Figure VI.3 : Schémas explicative des forces et réactions appliquées sur le barrage

$$\bullet \quad \sum \vec{F}_V = \vec{0} \quad \Rightarrow \quad R_V - q \frac{H_w}{2} = 0 \quad \Rightarrow \quad R_V = q \frac{H_w}{2} \dots \dots \dots (\text{VI.8})$$

$$R_V = 2,81 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$\bullet \quad \sum \vec{F}_H = \vec{0} \quad \Rightarrow \quad R_H = 0$$

$$\bullet \quad \sum \vec{M} = \vec{0} \quad \Rightarrow \quad M - q \frac{H_w}{2} \left(\frac{H_w}{3} \right) = 0 \quad \Rightarrow \quad M = q \frac{H_w^2}{6}$$

$$M = 4.21 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

a) $0 \leq X \leq H_w$

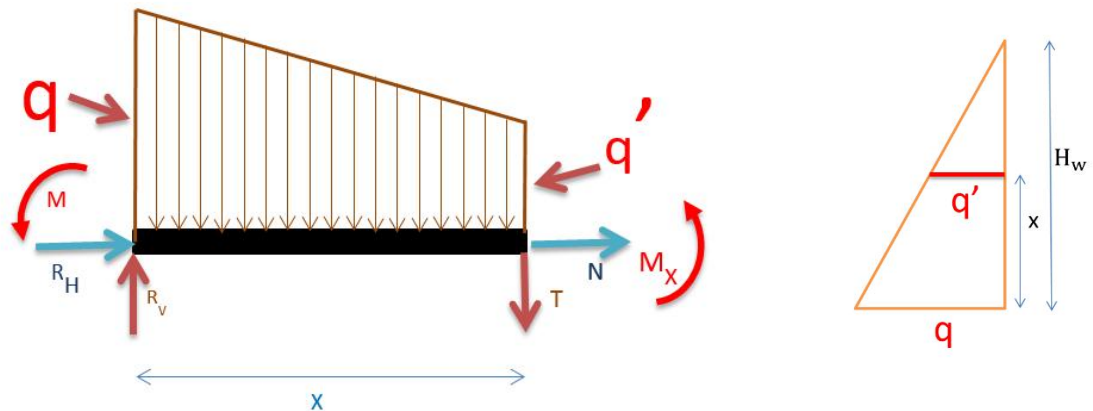


Figure VI.4 : Schémas explicatif des forces appliquées entre $0 \leq X \leq H_w$

$$\frac{q'}{H_w - x} = \frac{q}{H_w} \Rightarrow q' = \frac{q}{H_w} (H_w - x) \dots\dots\dots(VI.9)$$

$$\bullet \quad \sum \vec{F}_V = \vec{0} \Rightarrow R_V - T - \frac{q' + q}{2} x = 0 \Rightarrow T = R_V - \frac{q' + q}{2} x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T = 2,81 \times 10^3 \text{ KN} \\ x = H_w & \Rightarrow T = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet \quad \sum \vec{M}_x = \vec{0} \Rightarrow M_x + M + q' x \left(\frac{x}{2}\right) + (q - q') \frac{x}{2} \left(2\frac{x}{3}\right) - R_V x = 0$$

$$\Rightarrow M_x = R_V x - M - q' \left(\frac{x^2}{2}\right) - (q - q') \left(\frac{x^2}{3}\right)$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M = -4,21 \times 10^3 \text{ KN.m} \\ x = H_w & \Rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

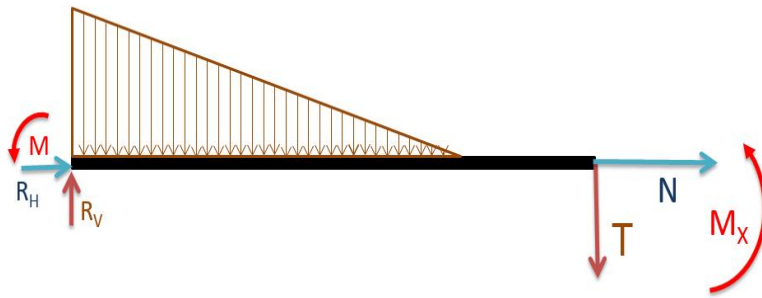
b) $H_w \leq X \leq L$ 

Figure VI.5 : Schémas explicative des forces et réactions appliqué sur le barrage

$L = 18\text{m}$, $H_w = 4,5\text{m}$, $q = 1249,82 \text{ KN/m}^2$

$$\bullet \quad \sum \vec{F}_V = \vec{0} \quad \Rightarrow \quad R_V - T - \frac{q}{2} H_w = 0 \quad \Rightarrow \quad T = R_V - \frac{q}{2} H_w \quad \dots\dots\dots(\text{VI.10})$$

$$x = H_w \quad \Rightarrow \quad T = 0 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad \sum \vec{M}_x = \vec{0} \quad \Rightarrow \quad M_x + M + q \frac{H_w}{2} \left(x - \frac{H_w}{3}\right) - R_V x = 0 \quad \dots\dots\dots(\text{VI.11})$$

$$\Rightarrow \quad M_x = R_V x - M - q \frac{H_w}{2} \left(x - \frac{H_w}{3}\right)$$

$$\begin{cases} x = H_w & \Rightarrow & M = 0 \text{ KN.m} \\ x = L & \Rightarrow & M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet \quad \text{Le déplacement } F = \frac{M(x)'''}{E.I}$$

E : module d'Young

$$E = 281970 \text{ KN/m}^2$$

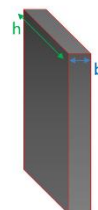
I :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$b = 0,6 \text{ m}$$

$$h = 1 \text{ m}$$

$$I = 0,5 \text{ m}^4$$



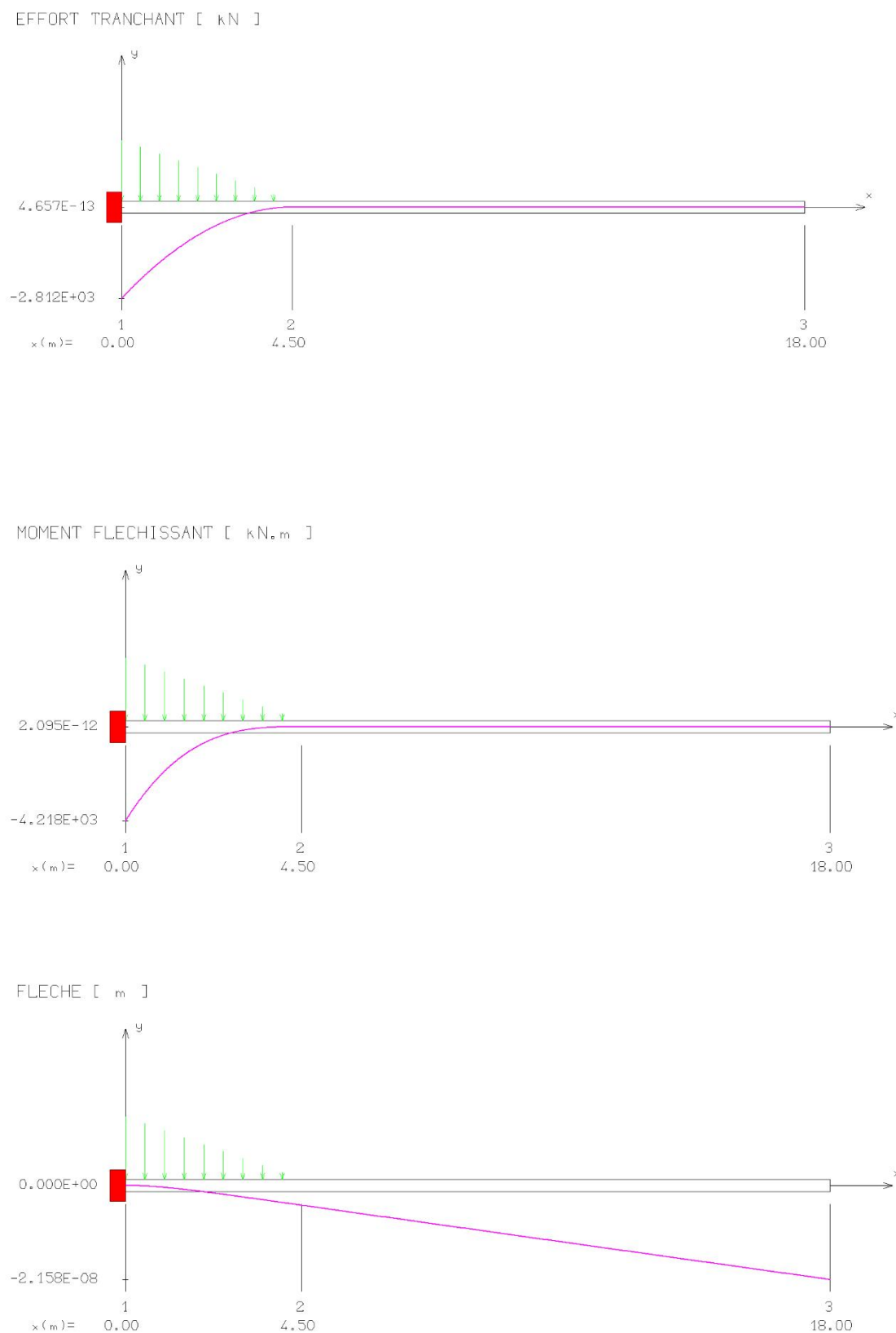


Figure VI.6 : Digramme d'effort tranchant et moment et flèche.

VI .2.2. Cas de remplissage de la cuvette de 50% ($H_w=09m$).

VI.2.2.1. Calcul de la résultante des forces appliquées sur le barrage.

Tableau VI.3 : Récapitulatif du calcul des forces résultantes appliquées sur le barrage

Z	$\gamma_w Z$	$K_P \gamma' Z$	$K_P \gamma' Z$ $\cos \delta_1$	$K_P \gamma' Z$ $\sin \delta_1$	$K_a \gamma_d Z$	$K_a \gamma_d Z$ $\cos \delta_2$	$K_a \gamma_d Z$ $\sin \delta_2$	P (Kpa)
0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0	76,55	70,29	74,5	3,66	3,36	3,56	66,93
2	0	153,1	140,58	149	7,31	6,71	7,12	133,87
3	0	229,65	210,87	223,5	10,97	10,07	10,67	200,80
4	0	306,2	281,16	298	14,62	13,43	14,23	267,73
5	0	382,75	351,45	372,5	18,28	16,78	17,79	334,67
6	0	459,3	421,75	447	21,93	20,14	21,35	401,61
7	0	535,85	492,04	521,5	25,59	23,50	24,90	468,54
8	0	612,4	562,33	596	29,24	26,85	28,46	535,48
9	0	688,95	632,62	670,5	32,90	30,21	32,02	602,41
10	10	765,5	702,91	745	36,56	33,57	35,58	679,34
11	20	842,05	773,2	819,5	40,21	36,92	39,13	756,28
12	30	918,6	843,49	894	43,87	40,28	42,69	833,21
13	40	995,14	913,78	968,5	47,52	43,64	46,25	910,14
14	50	1071,69	984,07	1043	51,18	46,99	49,81	987,08
15	60	1148,24	1054,36	1117,5	54,83	50,35	53,37	1064,01
16	70	1224,79	1124,65	1192	58,49	53,71	56,92	1140,94
17	80	1301,34	1194,94	1266,49	62,15	57,06	60,48	1217,88
18	90	1377,89	1265,24	1340,99	65,80	60,42	64,04	1294,82

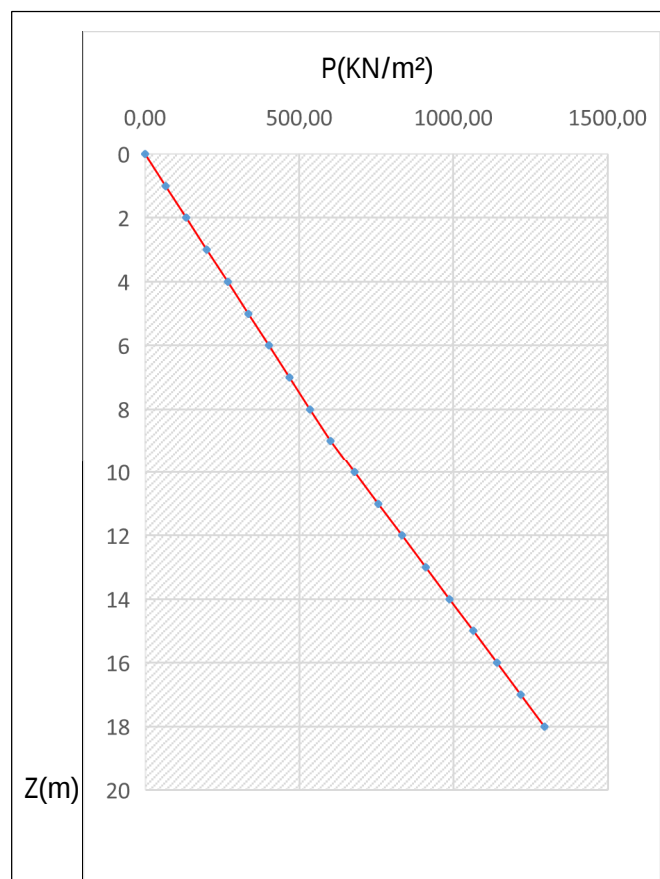
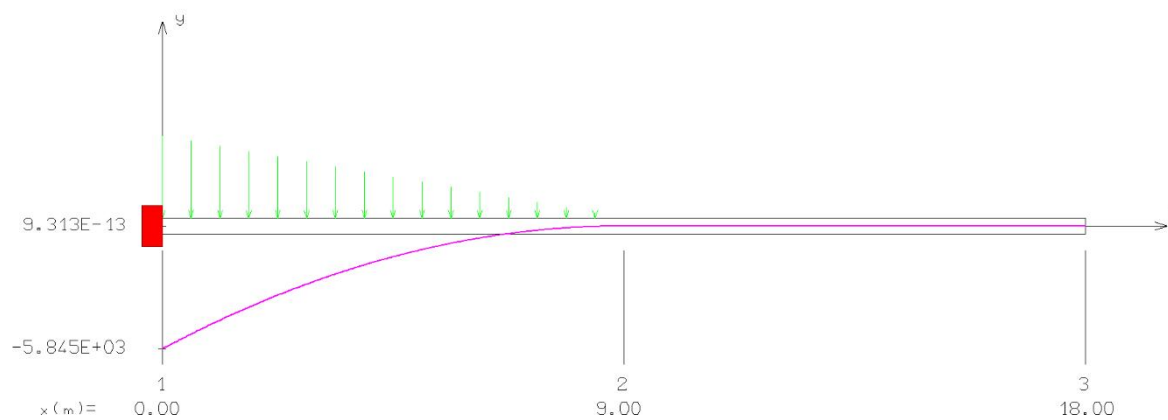


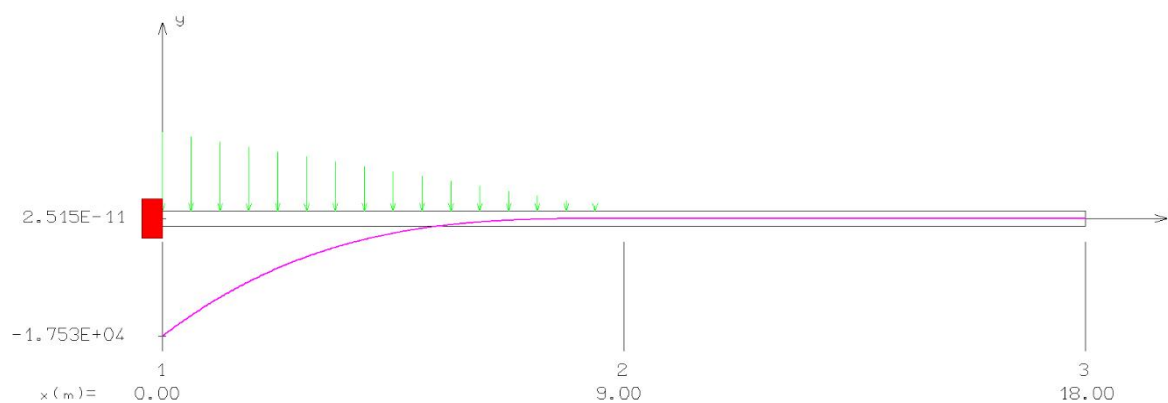
Figure VI.7 : Résultante des efforts tranchants en fonction de la profondeur

VI.2.2.2. Calcul du déplacement de barrage

EFFORT TRANCHANT [kN]



MOMENT FLECHISSANT [kN.m]



FLECHE [m]

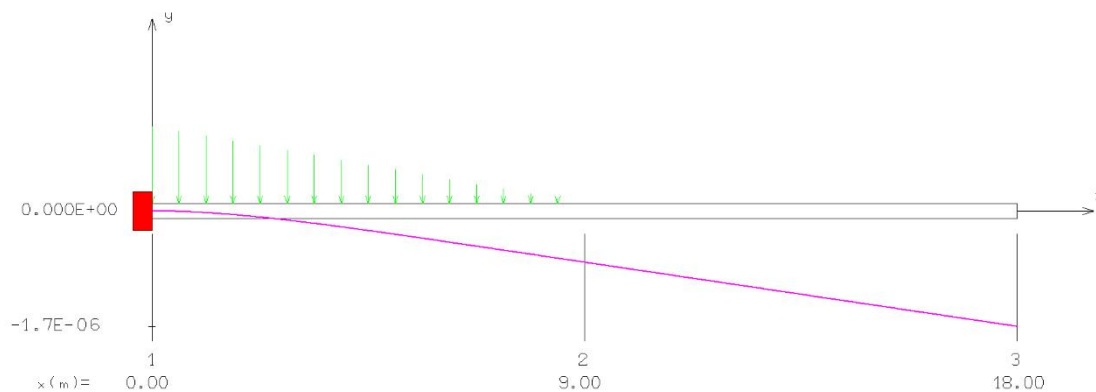


Figure VI.8 : Digramme d'effort tranchant et moment et flèche.

VI .2.3. Cas de remplissage de la cuvette de 75% ($H_w=13,5m$).

VI.2.3.1. Calcul de la résultante des forces appliquées sur le barrage.

Tableau VI.4 : Récapitulatif du calcul des forces résultantes appliquées sur le barrage

Z	$\gamma_w Z$	$K_p \gamma' Z$	$K_p \gamma' Z$ $\cos \delta_1$	$K_p \gamma' Z$ $\sin \delta_1$	$K_a \gamma_d Z$	$K_a \gamma_d Z$ $\cos \delta_2$	$K_a \gamma_d Z$ $\sin \delta_2$	P (Kpa)
0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0	76,55	70,29	74,5	3,66	3,36	3,56	66,93
2	0	153,1	140,58	149	7,31	6,71	7,12	133,87
3	0	229,65	210,87	223,5	10,97	10,07	10,67	200,80
4	0	306,2	281,16	298	14,62	13,43	14,23	267,73
4,5	0	344,47	316,31	335,25	16,45	15,11	16,01	301,20
5	5	382,75	351,45	372,5	18,28	16,78	17,79	339,67
6	15	459,3	421,75	447	21,93	20,14	21,35	416,61
7	25	535,85	492,04	521,5	25,59	23,50	24,90	493,54
8	35	612,4	562,33	596	29,24	26,85	28,46	570,48
9	45	688,95	632,62	670,5	32,90	30,21	32,02	647,41
10	55	765,5	702,91	745	36,56	33,57	35,58	724,34
11	65	842,05	773,2	819,5	40,21	36,92	39,13	801,28
12	75	918,6	843,49	894	43,87	40,28	42,69	878,21
13	85	995,14	913,78	968,5	47,52	43,64	46,25	955,14
14	95	1071,69	984,07	1043	51,18	46,99	49,81	1032,08
15	105	1148,24	1054,36	1117,5	54,83	50,35	53,37	1109,01
16	115	1224,79	1124,65	1192	58,49	53,71	56,92	1185,94
17	125	1301,34	1194,94	1266,49	62,15	57,06	60,48	1262,88
18	135	1377,89	1265,24	1340,99	65,80	60,42	64,04	1339,82

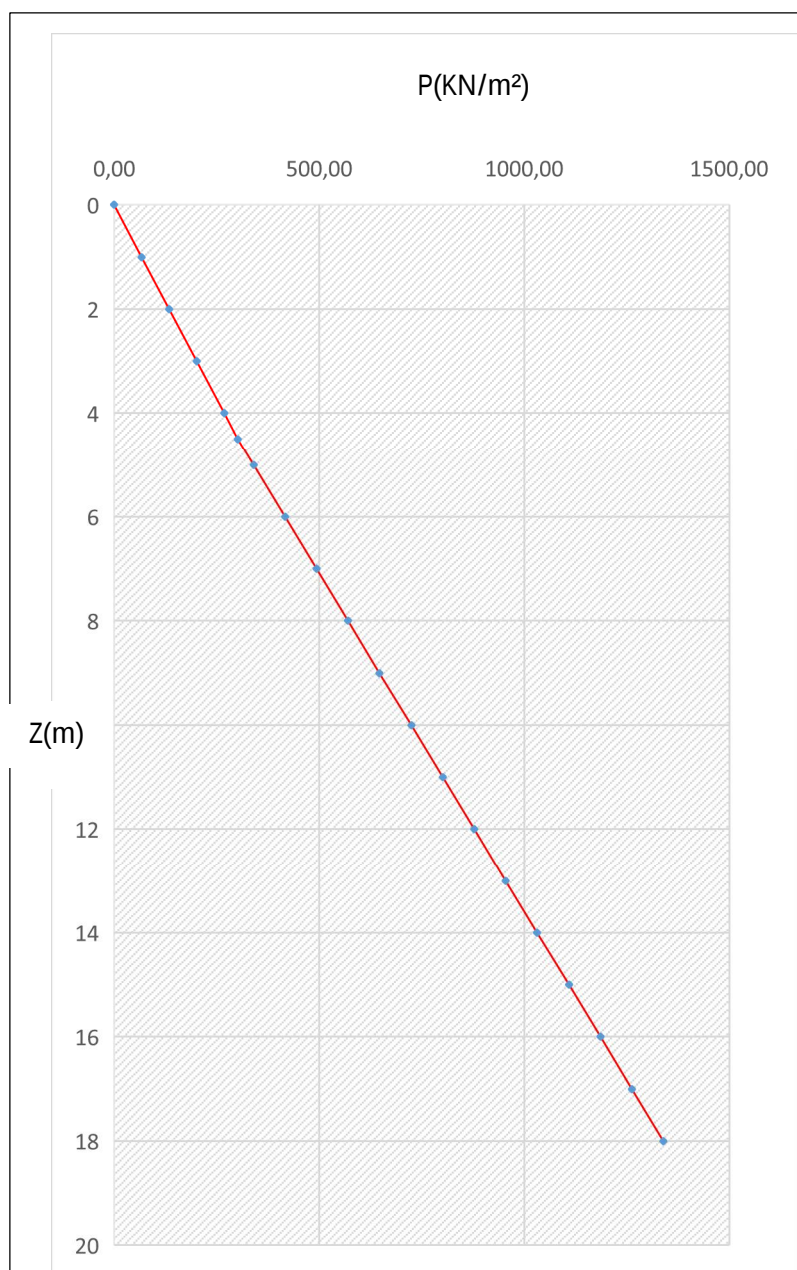
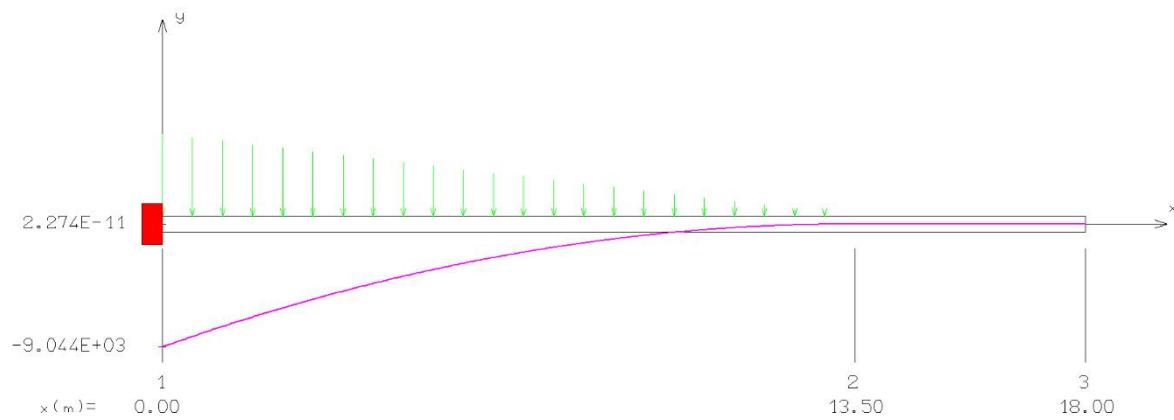


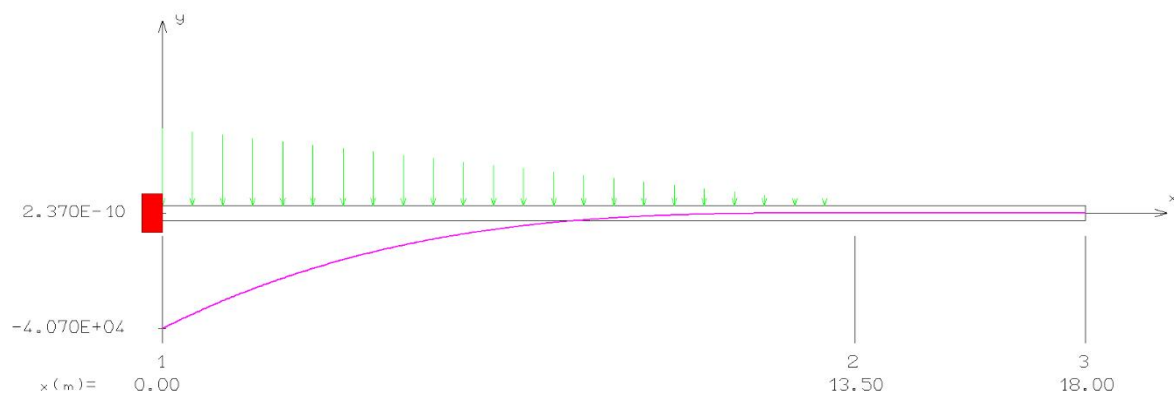
Figure VI.9 : Résultante des efforts tranchants en fonction de la profondeur

VI.2.3.2. Calcul du déplacement de barrage

EFFORT TRANCHANT [kN]



MOMENT FLECHISSANT [kN.m]



FLECHE [m]

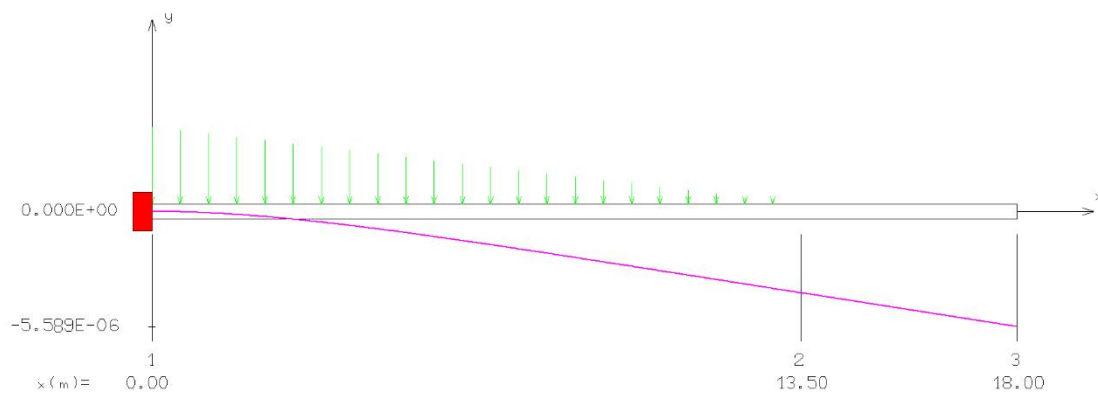


Figure VI.10 : Digramme d'effort tranchant et moment et flèche.

VI .2.4. Cas de remplissage de la cuvette de 100% ($H_w=18m$).

VI.2.4.1. Calcul de la résultante des forces appliquées sur le barrage.

Tableau VI.5 : Récapitulatif du calcul des forces résultantes appliquées sur le barrage

Z	$\gamma_w Z$	$K_P \gamma' Z$	$K_P \gamma' Z$ $\cos \delta_1$	$K_P \gamma' Z$ $\sin \delta_1$	$K_a \gamma_d Z$	$K_a \gamma_d Z$ $\cos \delta_2$	$K_a \gamma_d Z$ $\sin \delta_2$	P
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	10	76,55	70,29	74,50	3,66	3,36	3,56	76,93
2	20	153,10	140,58	149,00	7,31	6,71	7,12	153,87
3	30	229,65	210,87	223,50	10,97	10,07	10,67	230,80
4	40	306,20	281,16	298,00	14,62	13,43	14,23	307,73
5	50	382,75	351,45	372,50	18,28	16,78	17,79	384,67
6	60	459,30	421,75	447,00	21,93	20,14	21,35	461,61
7	70	535,85	492,04	521,50	25,59	23,50	24,90	538,54
8	80	612,40	562,33	596,00	29,24	26,85	28,46	615,48
9	90	688,95	632,62	670,50	32,90	30,21	32,02	692,41
10	100	765,50	702,91	745,00	36,56	33,57	35,58	769,34
11	110	842,05	773,2	819,50	40,21	36,92	39,13	846,28
12	120	918,60	843,49	894,00	43,87	40,28	42,69	923,21
13	130	995,14	913,78	968,50	47,52	43,64	46,25	1000,14
14	140	1071,69	984,07	1043,00	51,18	46,99	49,81	1077,08
15	150	1148,24	1054,36	1117,50	54,83	50,35	53,37	1154,01
16	160	1224,79	1124,65	1192,00	58,49	53,71	56,92	1230,94
17	170	1301,34	1194,94	1266,49	62,15	57,06	60,48	1307,88
18	180	1377,89	1265,24	1340,99	65,80	60,42	64,04	1384,82

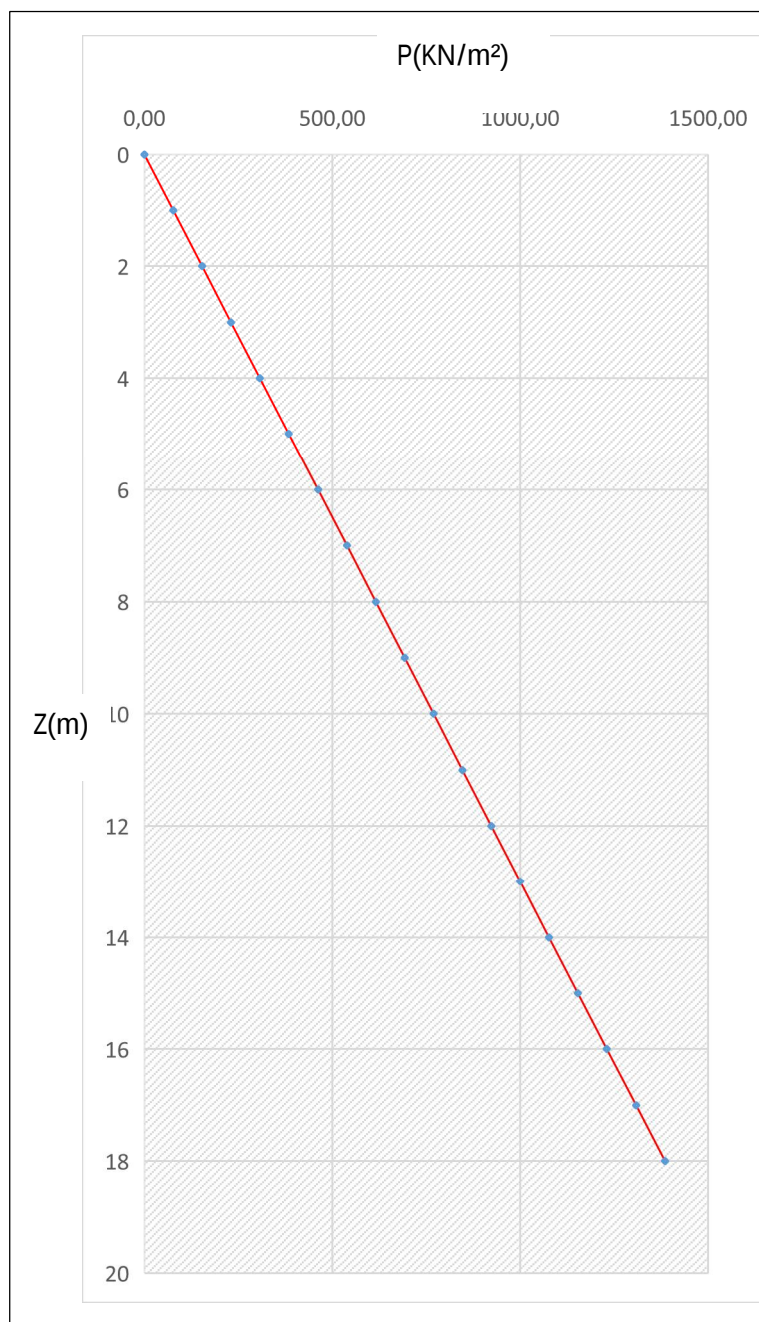
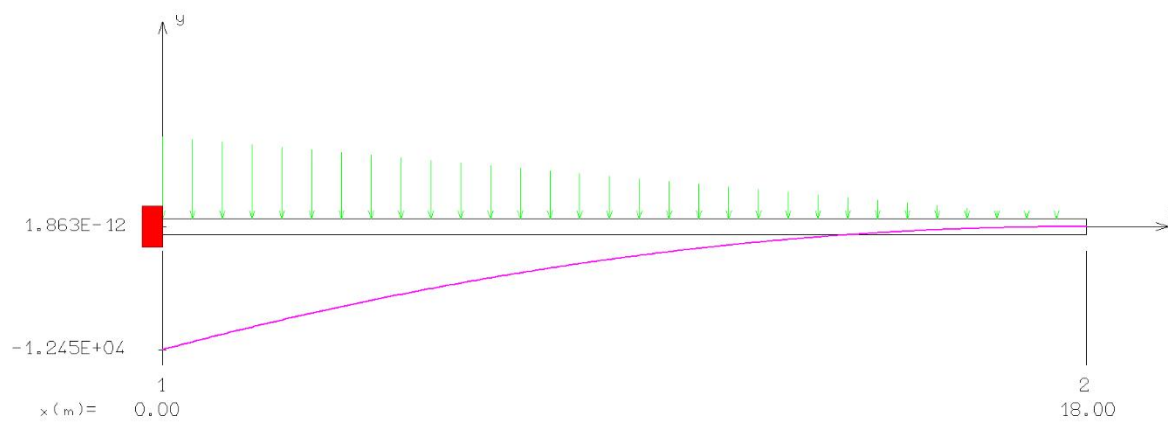


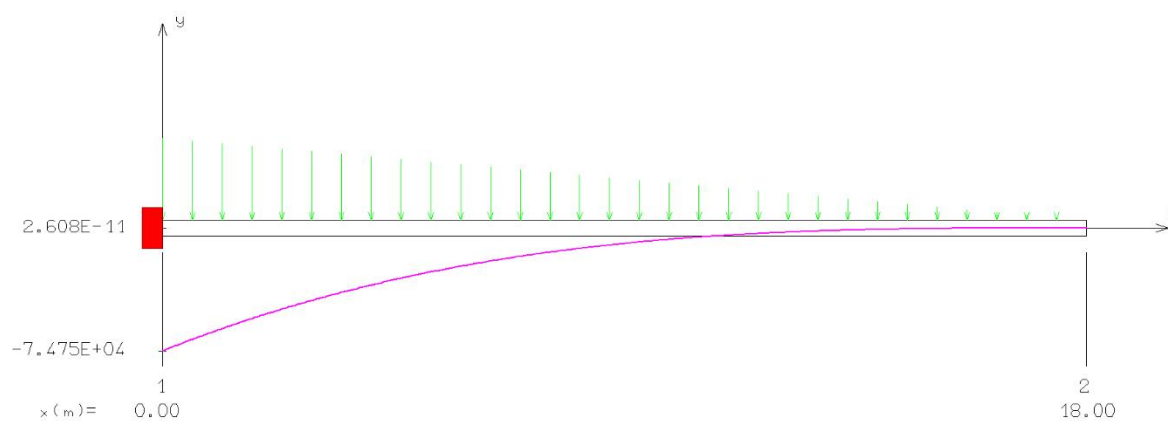
Figure VI.11 : Résultante des efforts tranchants en fonction de la profondeur

VI.2.4.2. Calcul du déplacement de barrage

EFFORT TRANCHANT [kN]



MOMENT FLECHISSANT [kN.m]



FLECHE [m]

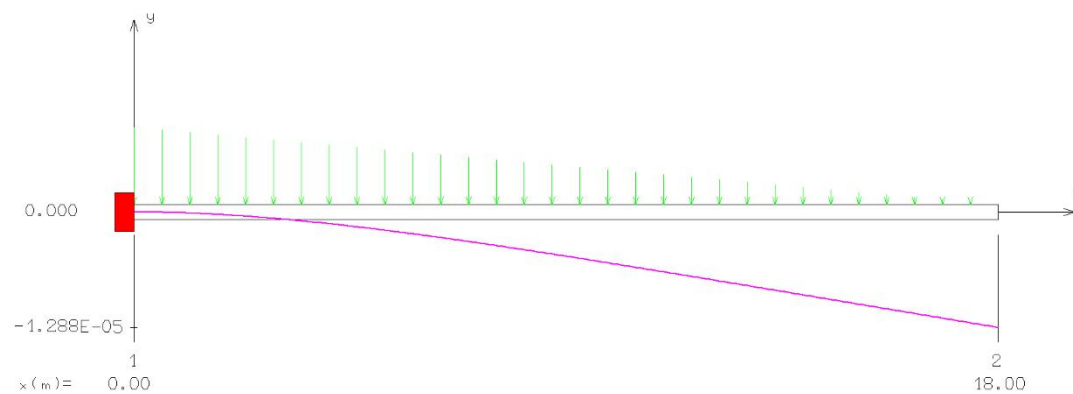


Figure VI.12 : Digramme d'effort tranchant et moment et flèche.

VI.3. Calcule par le code PLAXIS :

VI.3.1. Présentation d'outil numérique utilisé :

Dans sa version originale, le logiciel de calcul par éléments finis PLAXIS traite la stabilité des digues en terre. Dans sa version actuelle, il permet de traiter différents types de problèmes géotechniques (fondations, tunnels, ouvrages de soutènement, etc.), les calculs s'effectuant en déformations planes (Analyse bidimensionnelle ou Analyse 2D) ou en déformations axisymétriques (Analyse tridimensionnelle ou Analyse 3D).

L'algorithme général de résolution des équations non linéaires du logiciel PLAXIS s'effectue selon un processus itératif permettant de déterminer à chaque pas de temps de calcul les champs de déplacements, de vitesses et d'accélération correspondantes aux chargements appliqués ; l'équilibre résultant rapidement.

Les modèles de calcul implémentés dans le logiciel PLAXIS couvrent pratiquement l'ensemble des aspects théoriques et expérimentaux du comportement des sols courants : élasticité linéaire de Hooke pour simuler le comportement des structures rigides massives placées dans le sol ; plasticité parfaite isotrope de type Mohr-Coulomb pour simuler le comportement de la plus part des sols fins ; élastoplasticité de type hyperbolique avec écrouissage en cisaillement pour simuler le comportement des sables et des graves, mais aussi des argiles et des limons ; élasto-plasticité pour simuler le comportement des argiles molles normalement consolidées ; viscoplasticité pour simuler le comportement des sols mous en fonction du temps (fluage et consolidation).

Dans notre cas le modèle de Mohr-Coulomb intéresse l'objet de la présente étude.

Ce modèle est utilisé comme une première approximation du comportement des sols. Il comporte cinq paramètres :

- **Le module d'Young E :**

PLAXIS utilise le module de Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface).

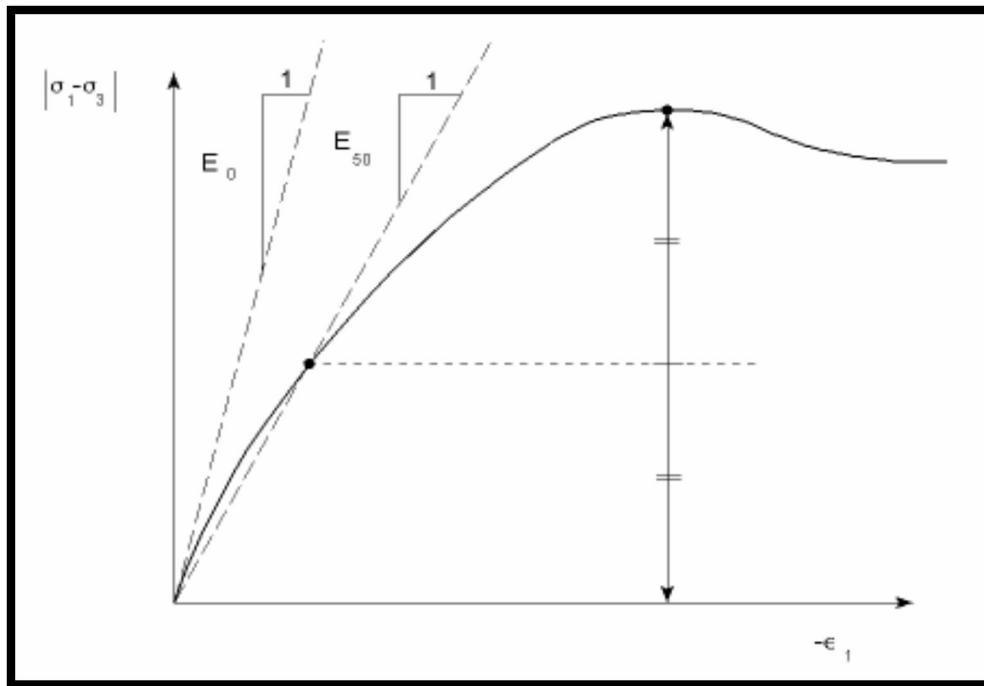


Figure VI.13 : Définition de E_0 et de E_{50} .

- Le coefficient de Poisson ν :

Évalué par l'intermédiaire du coefficient de pression des terres au repos $K_0 = \frac{1}{1-\nu}$ pour un chargement gravitaire, dont les valeurs sont comprises entre 0,3 et 0,4.

- **La cohésion C :**

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($C = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre

$C > 0,2$ kPa). PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur.

- L'angle de frottement interne φ :

L'angle de frottement est entré en degrés. Les angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35° sont utilisés.

- L'angle de dilatance ψ :

Nul ($\psi = 0$) pour des sols argileux qui ne montrent aucune dilatance, mais non nul ($\psi \neq 0$) pour les sables la dilatance dépend de leur densité et de leur angle de frottement. Pour les sables siliceux, $\psi \approx \varphi - 30$.

Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de $\varphi < 30$.

Une valeur négative faible pour n'est pas réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

Ces paramètres peuvent être aisément identifiés sur des résultats d'essais triaxiaux classiques.

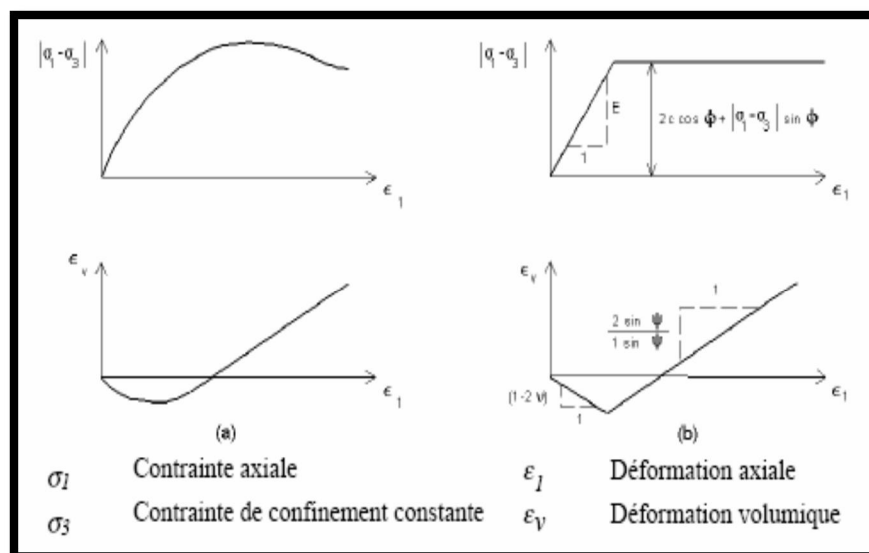


Figure VI.14 : Résultats d'essais triaxiaux drainés et le modèle élastoplastiques de type Mohr-Coulomb

VI.3.2. Présentation du modèle géométrique retenu :

La figure suivante présente le modèle géométrique.

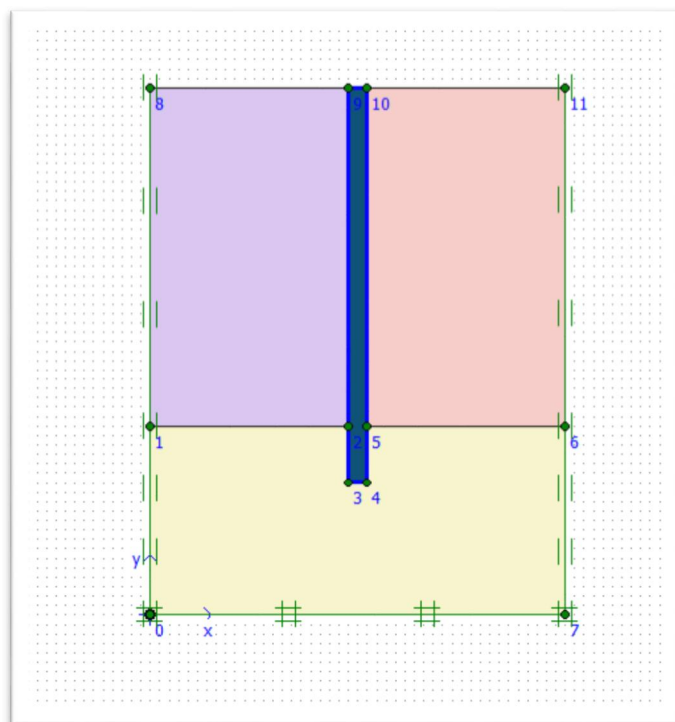


Figure VI.15 : Modèle géométrique retenu pour le calcul

- Le profil est constitué de six points, dont les coordonnées sont consignées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.6 : Les coordonnées des points pour le modèle.

Point	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
X	0	0	10,5	10,5	11,1	11,1	22	22	0	10,5	11,1	22
Y	0	10	10	7	7	10	10	0	28	28	28	28

VI.3.3. Calcul :

VI.3.3.1. Cas de remplissage de la cuvette de 25% ($H_w=4,5$ m).

La figure suivante présente le modèle géométrique retenu pour le calcul.

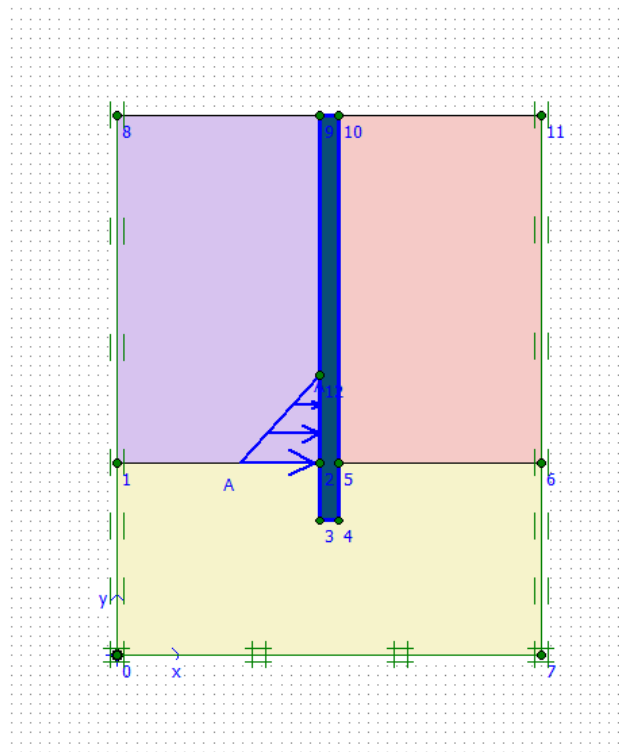


Figure VI.16 : Modèle géométrique retenu

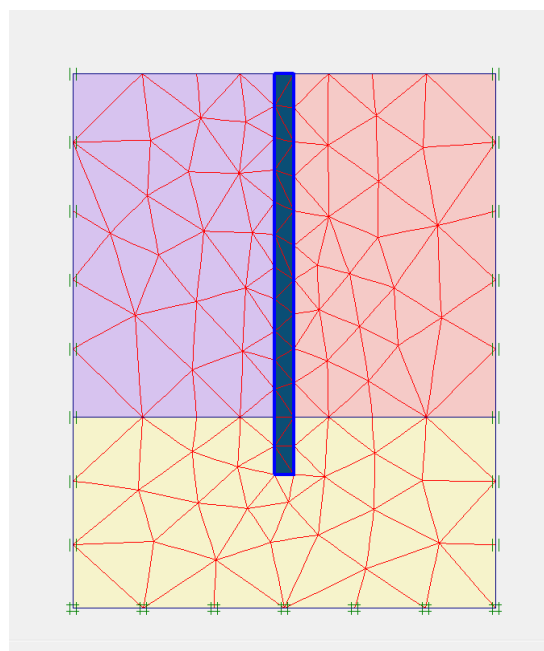


Figure VI. 17. : Maillage du modèle déformé

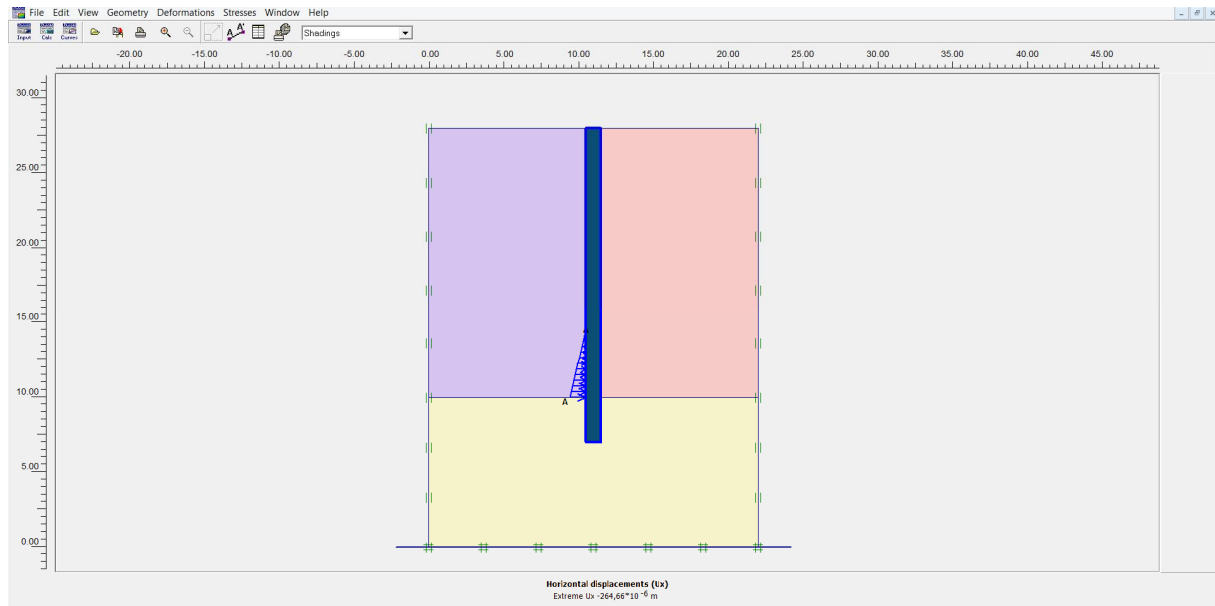


Figure VI.18 : Le déplacement horizontal

Le calcul a donné un déplacement horizontal de faible valeur. Le déplacement le plus significatif est de l'ordre de $264,66 \cdot 10^{-6} \text{ m}$

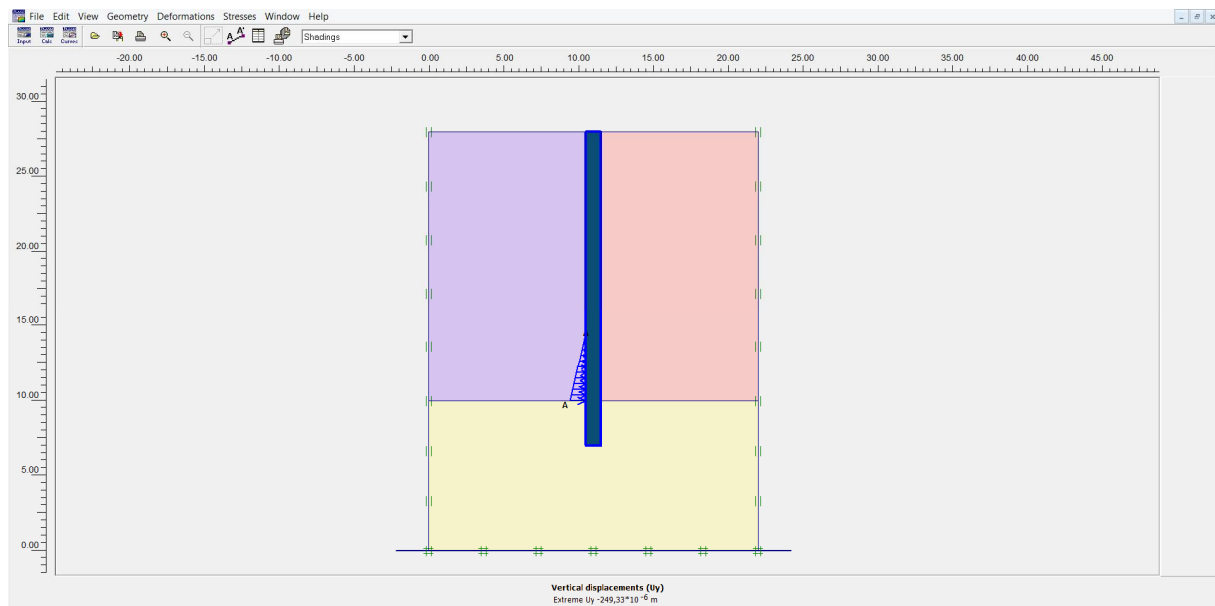


Figure VI.19 : Le déplacement vertical

Le calcul a donné un déplacement vertical de faible valeur. Le déplacement le plus significatif est de l'ordre de $249,33 \cdot 10^{-6} \text{ m}$.

VI.3.3.2. Cas de remplissage de la cuvette de 50% ($H_w=09$ m).

La figure suivante présente le modèle géométrique retenu pour le calcul.

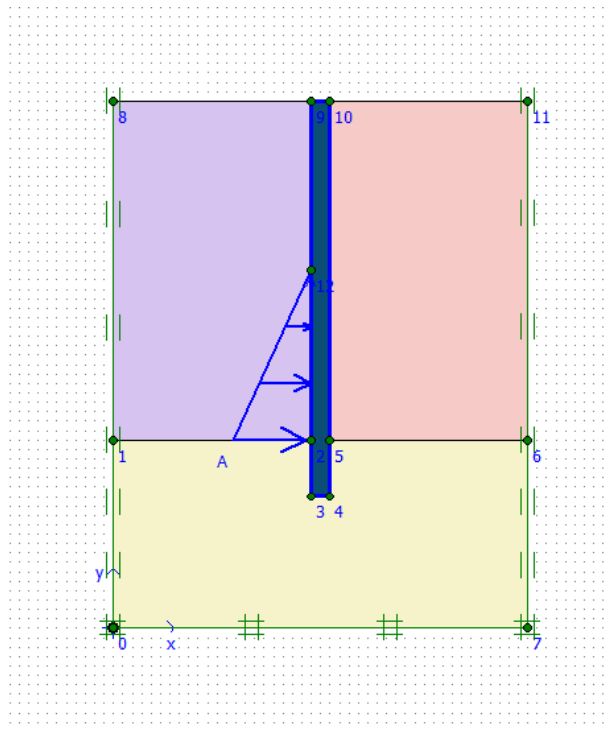


Figure VI.20 : Modèle géométrique retenu

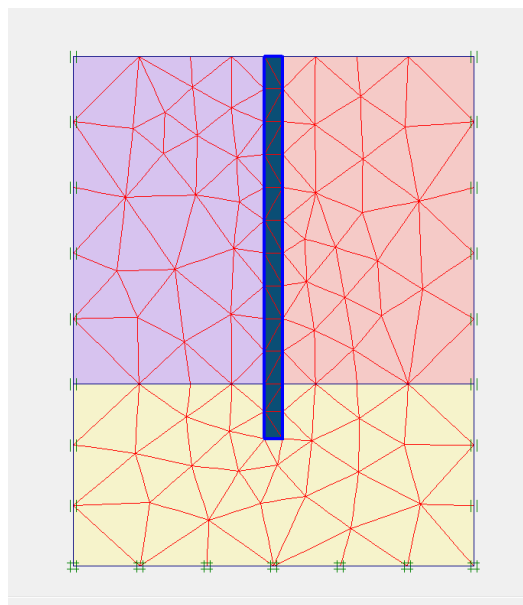


Figure VI.21 : Maillage du modèle déformé

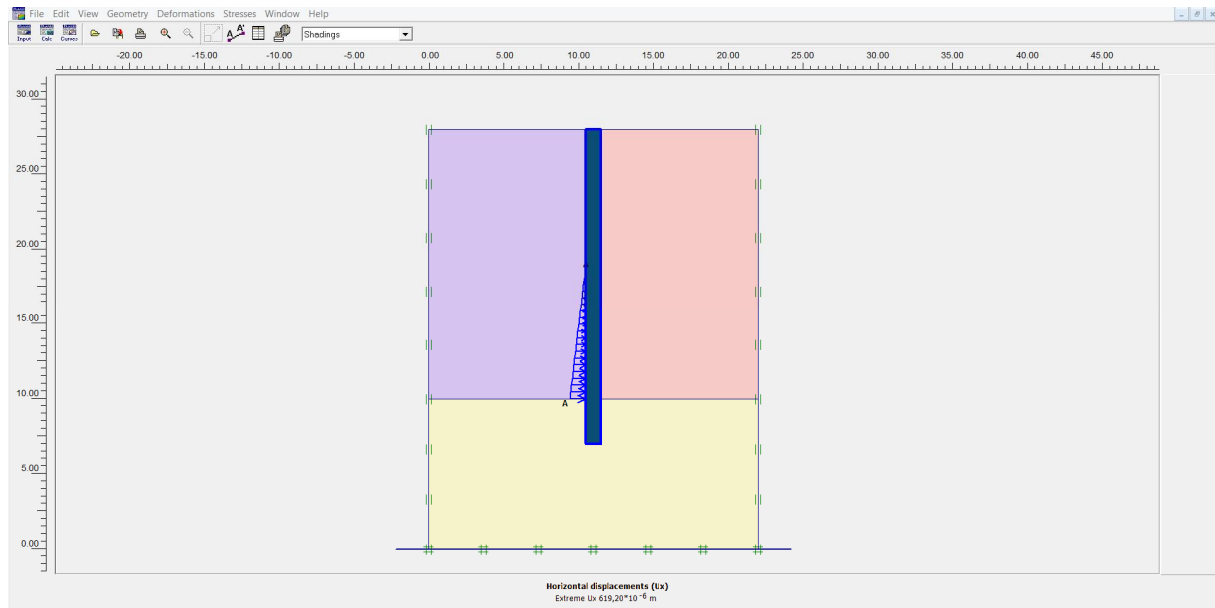


Figure VI.22 : Le déplacement horizontal

Le calcul a donné un déplacement horizontal de faible valeur. Le déplacement le plus significatif est de l'ordre de $619,20 \cdot 10^{-6} \text{ m}$

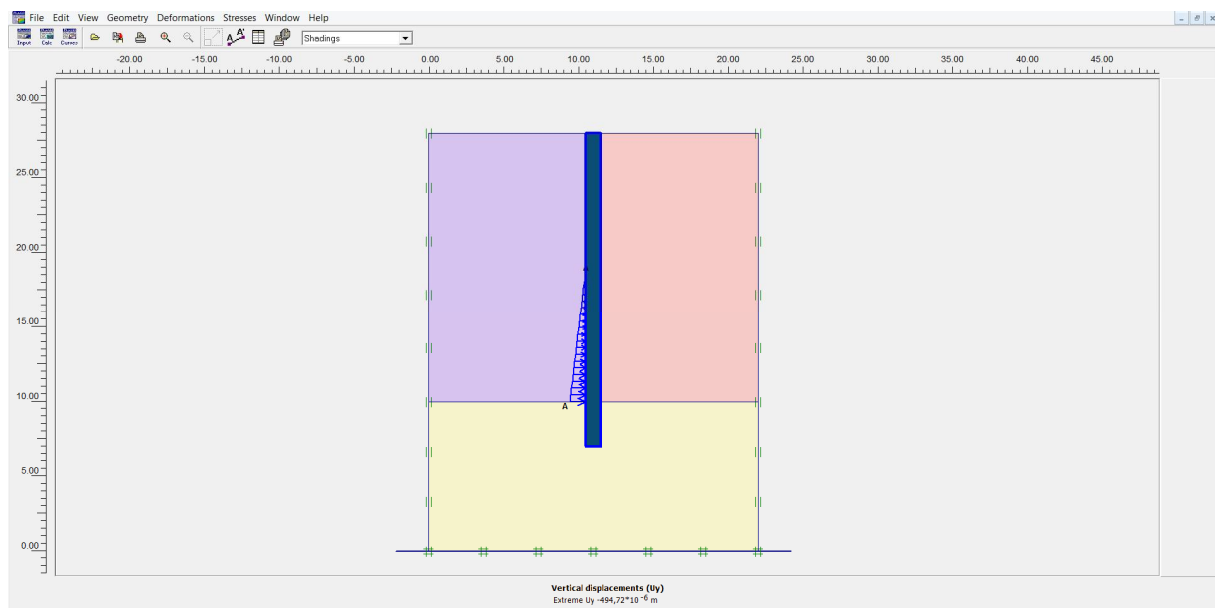


Figure VI.23 : Le déplacement vertical

Le calcul a donné un déplacement vertical de faible valeur. Le déplacement le plus significatif est de l'ordre de $494,72 \cdot 10^{-6} \text{ m}$.

VI.3.3.3. Cas de remplissage de la cuvette de 75% ($H_w=13,5$ m).

La figure suivante présente le modèle géométrique retenu pour le calcul.

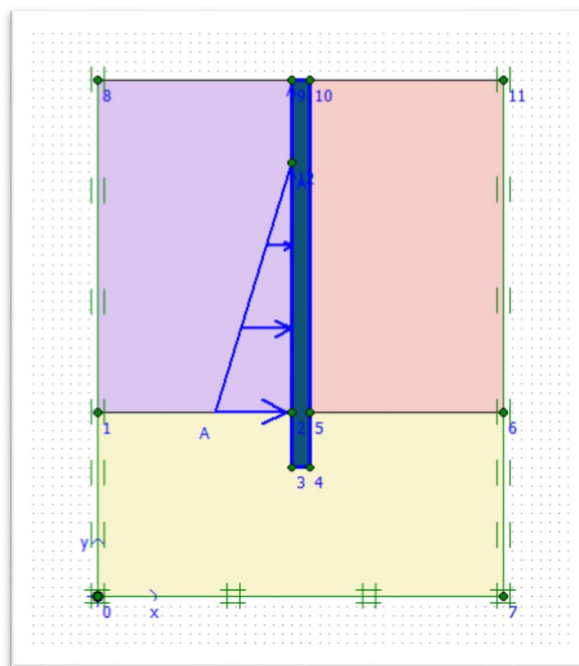


Figure VI.24 : Modèle géométrique retenu

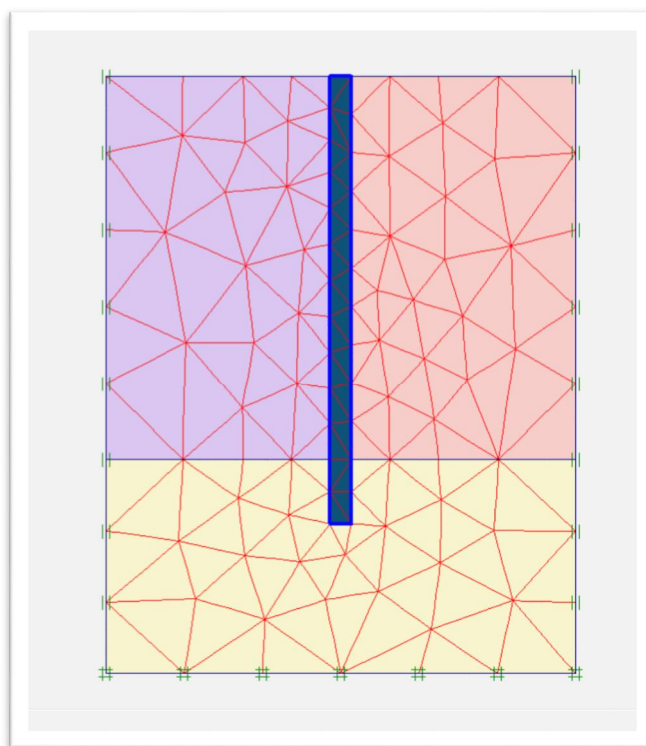


Figure VI.25 : Maillage du modèle déformé

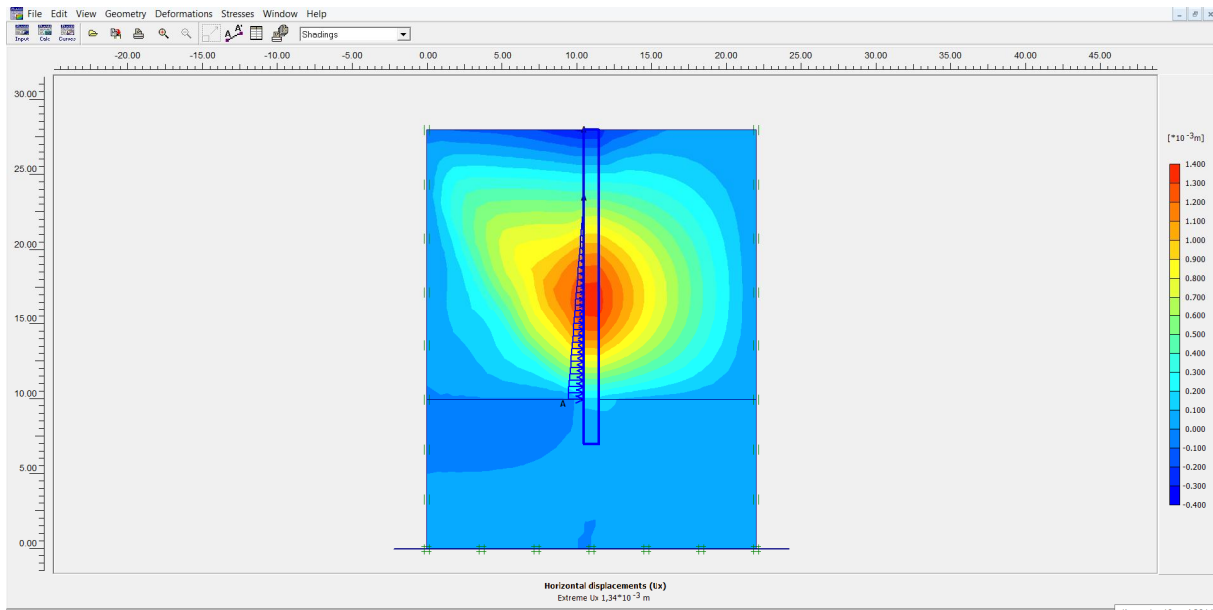


Figure VI.26 : Le déplacement horizontal

Le calcul a donné un déplacement horizontal de faible valeur. Le déplacement le plus significatif est de l'ordre de $1,34 \cdot 10^{-3}$ m

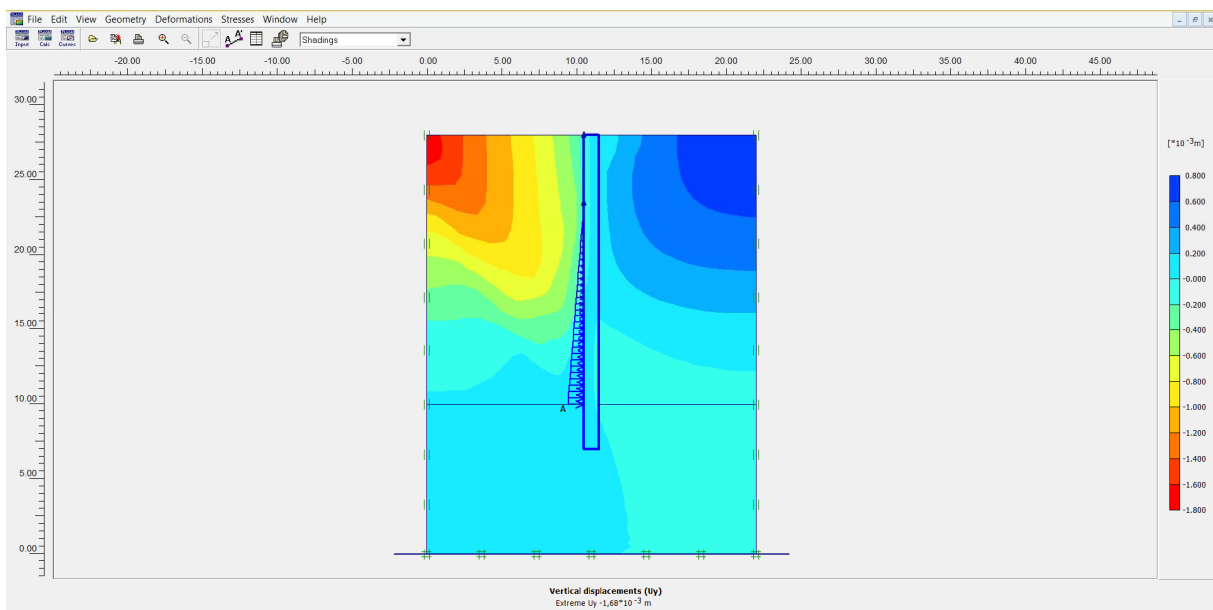


Figure VI.27 : Le déplacement vertical

Le calcul a donné un déplacement vertical de faible valeur. Le déplacement le plus significatif est de l'ordre de $1,68 \cdot 10^{-3}$ m.

VI.3.3.4. Cas de remplissage de la cuvette de 100% ($H_w=18\text{m}$).

La figure suivante présent le modèle géométrique retenu pour le calcul.

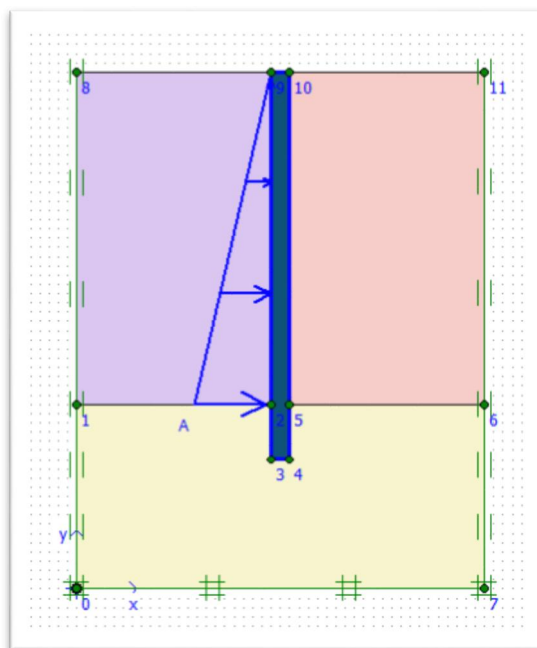


Figure VI.28 : Modèle géométrique retenu

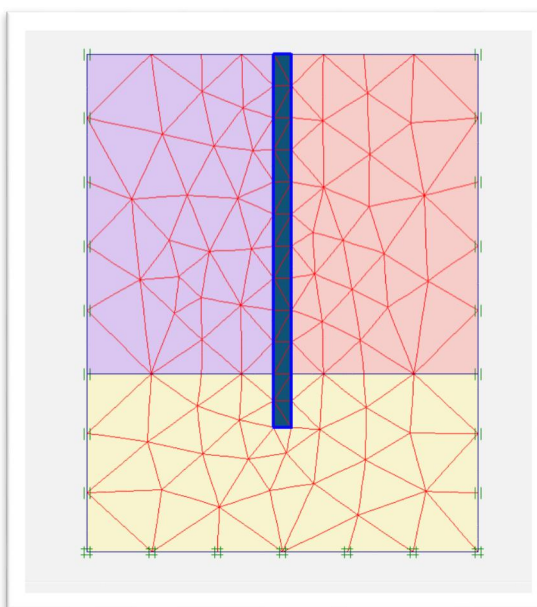


Figure VI.29 : Maillage du modèle déformé

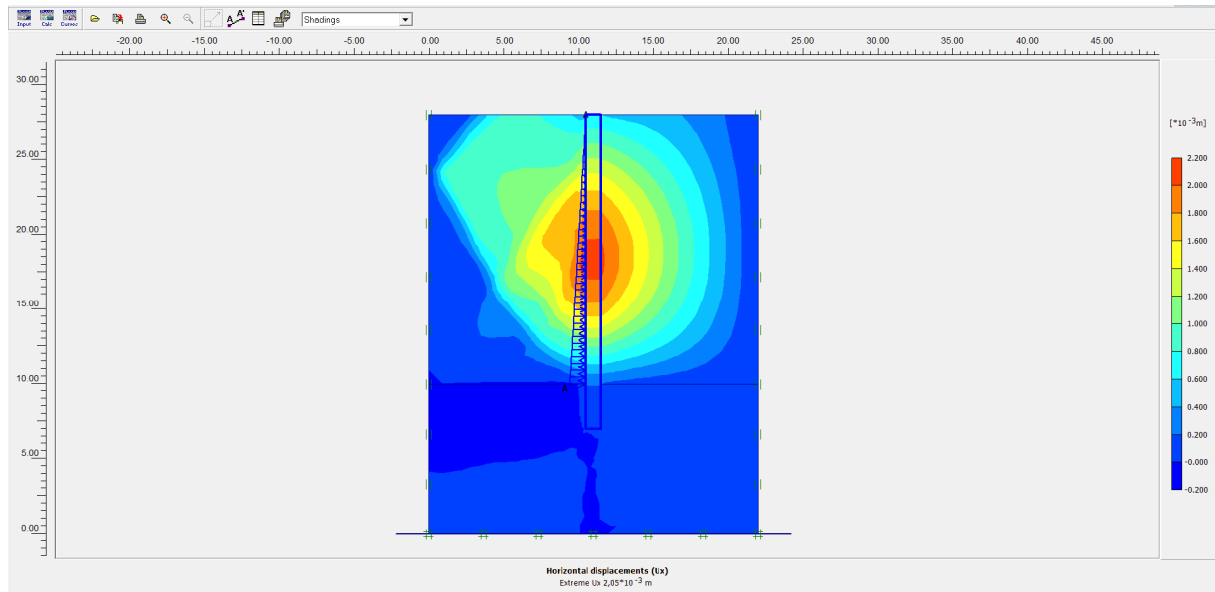


Figure VI.30 : Le déplacement horizontal

Le calcul a donné un déplacement horizontal de faible valeur. Le déplacement le plus significatif est de l'ordre de $2,05 \cdot 10^{-3}$ m

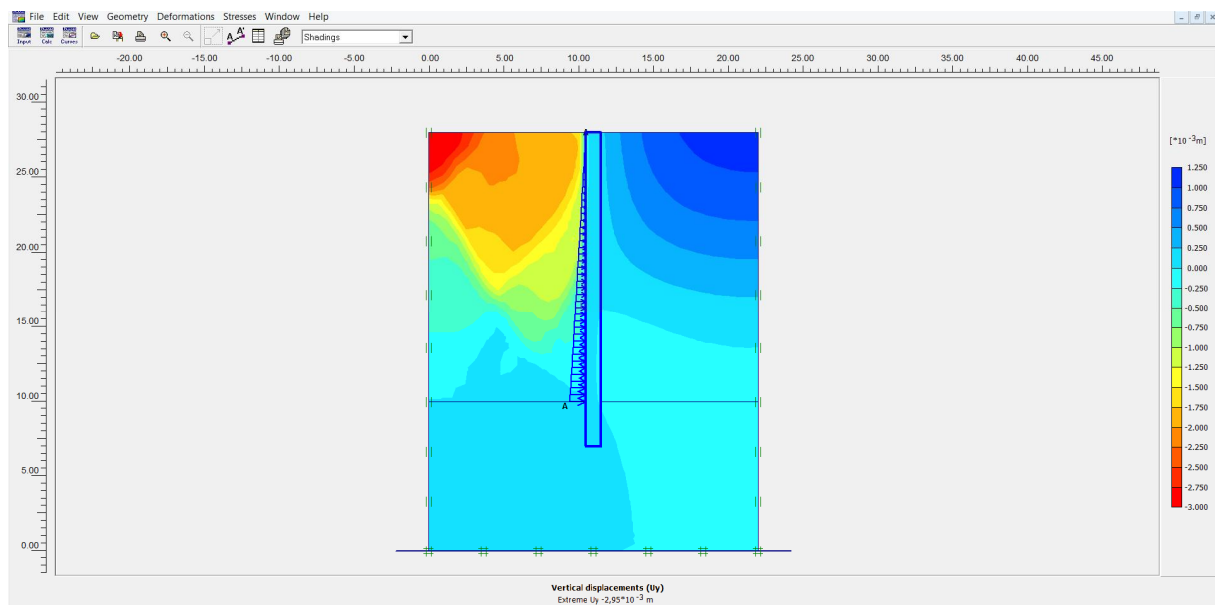
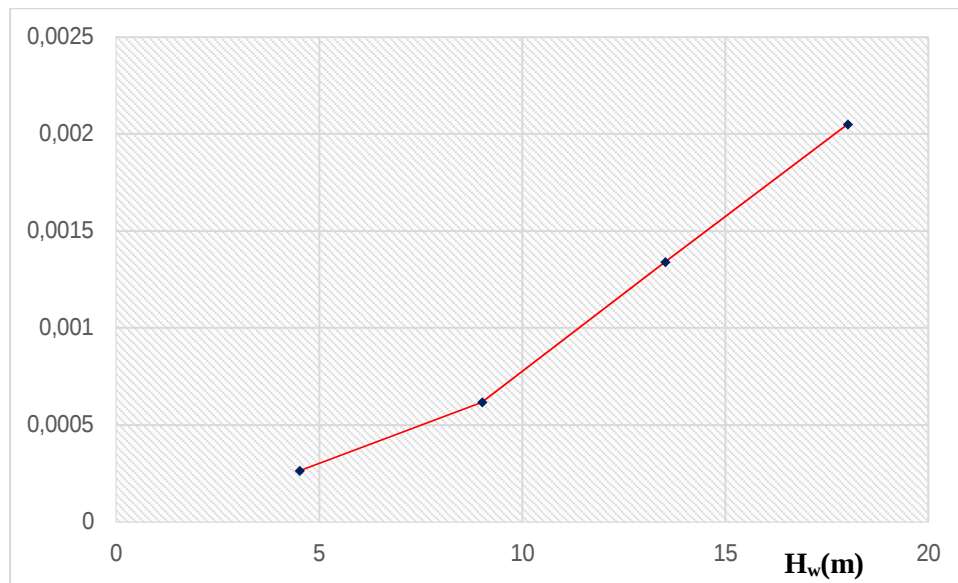


Figure VI.31 : Le déplacement vertical

Le calcul a donné un déplacement vertical de faible valeur. Le déplacement le plus significatif est de l'ordre de $2,95 \cdot 10^{-3}$ m.

Tableau VI.7 : Résultats de calcul.

$H_w(m)$	4,5	09	13,5	18
Déplacement horizontal (m)	$264,66 \times 10^{-6}$	$619,2 \times 10^{-6}$	$1,34 \times 10^{-3}$	$2,05 \times 10^{-3}$

F(m)

D'après le graphe on a remarqué que le déplacement varie en variant la hauteur de la nappe, mais tous les déplacements calculés dans l'intervalle $\{0-18\}$ sont admissibles.

Conclusion

Les résultats obtenus par calculs rationnelles sont presque identiques à ceux obtenus à l'aide du logiciel, On remarque d'après les résultats obtenus avec les deux méthodes de travail, que les déplacements calculés sont admissibles donc on ne risque pas une déformation de notre digue.

Chapitre VII :

ORGANISATION DE

CHANTIER

Introduction

Un chantier est à la fois le lieu où l'on construit, et la réalisation même de la construction projetée, dans un délai donné. Il est limité dans le temps et dans l'espace. Il faut donc chaque fois songer au problème de son organisation.

L'exécution d'un chantier de construction se traduit par la mise en œuvre d'un ensemble d'activités réparties dans le temps. La réalisation de ces activités entraîne la mise à disposition de ressources matérielles, humaines et financières, la finalité étant de réaliser entièrement un ouvrage bien déterminé dans des conditions bien définies de délai, de coûts et de qualité.

L'élaboration correcte et la mise en place d'un schéma d'organisation sont d'une nécessité vitale pour l'exécution convenable d'un chantier. Le schéma d'organisation permet la planification rationnelle et objective des ressources humaines, matérielles et financières de l'entreprise.

VII.1. Travaux d'exécution

Les différentes phases d'exécution du barrage souterrain seront comme suit:

Phase 1. Travaux préliminaires ;

Phase 2 . Travaux d'exécution du mur paroi moulée dans le sol ;

Phase 3. Travaux d'exécution du voile d'injection ;

Phase 4. Travaux d'exécution de prise d'eau ;

Ces tâches sont précédées d'une installation adéquate du chantier.

VII.1.1. Travaux préliminaires

Avant la réalisation du mur paroi moulée, il est nécessaire de réaliser certains travaux, dits travaux préliminaires, et qui comprennent notamment:

- Le décapage superficiel jusqu'à la 1302 m au niveau de l'axe du barrage, pour la mise en place de la plate forme de travail.

Ces travaux seront réalisés à l'aide d'un bulldozer et les déblais seront mis en décharge.

- Excavation de la fouille des murettes guides à l'aide d'une pelle hydraulique.

Les excavations de la fouille des murettes guides doivent atteindre la côte 1301,5 m et le substratum sain pour les parties extrêmes.

- Réalisations des murettes guides qui servent à guider la benne preneuse de l'engin excavateur, à protéger les parties supérieures de la crête du barrage et comme assise aux vérins hydrauliques durant l'arrachage des tubes joints. Elles sont réalisées en béton armé.

VII.1.2. Travaux d'exécution du mur paroi moulée

Le mur souterrain du barrage inféro-flux d'Aguenar est constitué d'une partie centrale en paroi moulée d'une longueur totale de 249,35 m, et de deux parties extrêmes (rives gauche et droite) en béton ordinaire d'une longueur totale de 9,50 m.

Les travaux à réaliser dans cette phase sont :

VII.1.2.1. Excavation de la tranchée

L'excavation des parties extrêmes, sur une profondeur moyenne de 5 m (atteindre le substratum altéré), sera réalisée à l'aide d'une pelle hydraulique.

L'excavation de la partie centrale, sur une profondeur maximale de 17 m (Couche alluviale), se fera à l'aide d'une benne preneuse portée sur câble

L'excavation de la partie centrale se fera par panneaux de longueur de 7 m. Les tranchées ainsi réalisées sont constamment remplies d'une boue de bentonite pour stabiliser les parois.

VII.1.2.2. Bétonnage

Le bétonnage des parties extrêmes se fera par la méthode traditionnelle, par versement de béton dans la tranchée. Le béton est dosé à 350 Kg de ciment/m³.

Pour la partie centrale, un béton de paroi moulée est mis en place par le procédé du tube plongeur.

En effet, le béton arrive au fond de la tranchée par un tube de bétonnage et remonte lentement, chassant la boue. (Cette dernière sera récupérée et pompée vers un bassin de décantation où elle sera purifiée, puis réutilisée pour les travaux d'excavation d'autres panneaux). L'extrémité du tube doit toujours rester profondément enfoncée dans le béton de sorte qu'il n'y est pas d'inclusion de boue à l'intérieur du mur.

L'opération de bétonnage ne peut être interrompue, elle doit être faite en une seule opération. Avant le bétonnage, l'entrepreneur doit :

- Faire un bon nettoyage du fond du panneau excavé et le contrôle de densité de la boue ;

- Avoir une grande productivité des installations à béton, pour réaliser l'opération de bétonnage dans le plus bref délai (la durée de bétonnage d'un panneau ne doit pas excéder 6 heures).

VII.1.3. Travaux d'exécution du voile d'injection

La réalisation d'un voile étanche entre le mur paroi moulée et le socle sain (dans la zone altérée), nécessite deux opérations essentielles, à savoir : le forage des trous d'injections et les injections de coulis (ciment + bentonite).

VII.1.3.1. Forage des trous d'injection

Pour la réalisation du voile, on prévoit un forage total de 64 trous .

Les forages des trous s'arrêtent à 7 m de profondeur dans la roche saine,

VII.1.3.2. Injection du coulis

Les injections se feront par la méthode ascendante. On fore le trou jusqu'à sa profondeur finale et on commence l'injection par le bas. Les pressions d'injection seront progressivement croissantes jusqu'à l'obtention de la pression de refus.

VII.1.4. Travaux d'exécution de prise d'eau

La prise d'eau est un forage de profondeur de 18m, la réalisation se fait au début par un sondage foré, précédés par un essai de pompage pour estimé le débit de forage, en suite on réalisé le tubage et l'installation de crépine est la pompe immergé.

VII.2. Approvisionnement du chantier en matériaux

Ciment : Le ciment peut être acheminé soit en vrac et stocké dans des silos où en sac de 50 kg et stocké dans un hangar.

Eau : L'eau de gâchage peut être obtenue à partir d'un puits réalisé dans l'oued

Agrégats à béton : Le sable entrant dans la composition du béton peut être extrait directement des alluvions de l'oued après purification et tamisage.

Le gravier peut être obtenu à partir d'une station de concassage installée sur le chantier ou acheminé d'une station de concassage la plus proche.

Bentonite : La bentonite est acheminée par sac de 50 kg à partir de l'usine de Maghnia

Electricité : Le chantier sera raccordé à la ligne électrique la plus proche du site en installant si nécessaire des stations abaissatrices ou élévatrices. L'énergie électrique peut être obtenue par l'utilisation d'un groupe électro-générateur. L'énergie est nécessaire pour l'alimentation des moteurs électriques de la centrale à béton et des malaxeurs de boue de forage et du coulis d'injection.

Acier à béton : Le chantier sera approvisionné en acier à béton de 12 mm de diamètre en tige de 12 m de longueur et en rouleaux pour l'acier d'assemblage de 6 mm de diamètre.

VII.3. Auscultation technique du barrage souterrain

L'auscultation consistera à l'emplacement à l'aval et à l'amont du barrage des piézomètres pour suivre les variations du niveau d'eau, dans le but de se renseigner sur l'état d'étanchéité du mur paroi moulée et de la zone injectée.

VII.4. Installation du chantier

Afin de mener à terme les travaux d'exécution de l'aménagement projeté, il est nécessaire d'avoir sur le chantier les installations suivantes :

- Un hangar de stockage des matériaux d'exécution livré en sac (ciment) ;
- Un bassin d'eau situé à un point dominant tout le chantier pour qu'il puisse alimenter toutes les autres installations en gravitaire ;
- Un bassin équipé d'un malaxeur à haute turbulence pour la confection de la boue entrant dans la composition du béton plastique ;
- Une centrale à béton avec au minimum trois compartiment séparé par des murs de cloison, le 1^{er} compartiment pour le sable, le 2^{ème} compartiment pour la fraction de gravier 3/8 et le 3^{ème} compartiment pour la fraction de gravier 8/15. la centrale doit être munie d'une dragline servant à rapprocher les différents agrégats de l'entrée des doseurs.
- Un bassin muni d'un malaxeur pour la confection de la boue de forage ;
- Un atelier de réparation.

Ces installations sont nécessaires pour la réalisation du mur paroi – moulée.

Pour les travaux d'injection, il est nécessaire d'avoir sur site une plate forme aménagée pour le matériel d'injection suivant :

- Un malaxeur à haute turbulence ;
- Un malaxeur de reprise ;
- Une presse d'injection ;
- Un bac à eau ;
- Une pompe d'eau ;
- Une aire de stockage du ciment et de la bentonite.

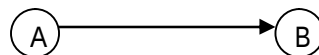
VII.5. Planification

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le réseau, le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes, et la durée de réalisation.

On a ainsi utilisée le réseau à nœuds, l'opération est représentée par des nœuds et la succession des opérations par des flèches.



Ce réseau indique que l'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VII.5.1. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches
- Détermination des tâches antérieures
- Construction des graphes partiels ;

- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des taches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau.

Il existe plusieurs méthodes basées sur le réseau, il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M (méthode du chemin critique).

VII.5.2. Les paramètres de la méthode C.P.M (Critical Path Method)

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Où :

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

VII.5.3. Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{CC} = DTP \end{cases}$$

VII.5.4. Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : symboles des opérations

Symboles	Opérations	Durée (jours)
A	Installation de chantier	45
B	Décapage	30
C	Excavation, fouille de murettes guidées	10
D	Réalisation de murettes guidées	20
E	Excavation de la tranchée	30
F	Bétonnage	120
G	Forages et injections	100
H	Prise d'eau	20
I	Excavation du mur pour la clé d'encrage	15
J	Travaux de finitions	20

Le réseau à nœuds de l'organigramme des opérations est représenté ci après.

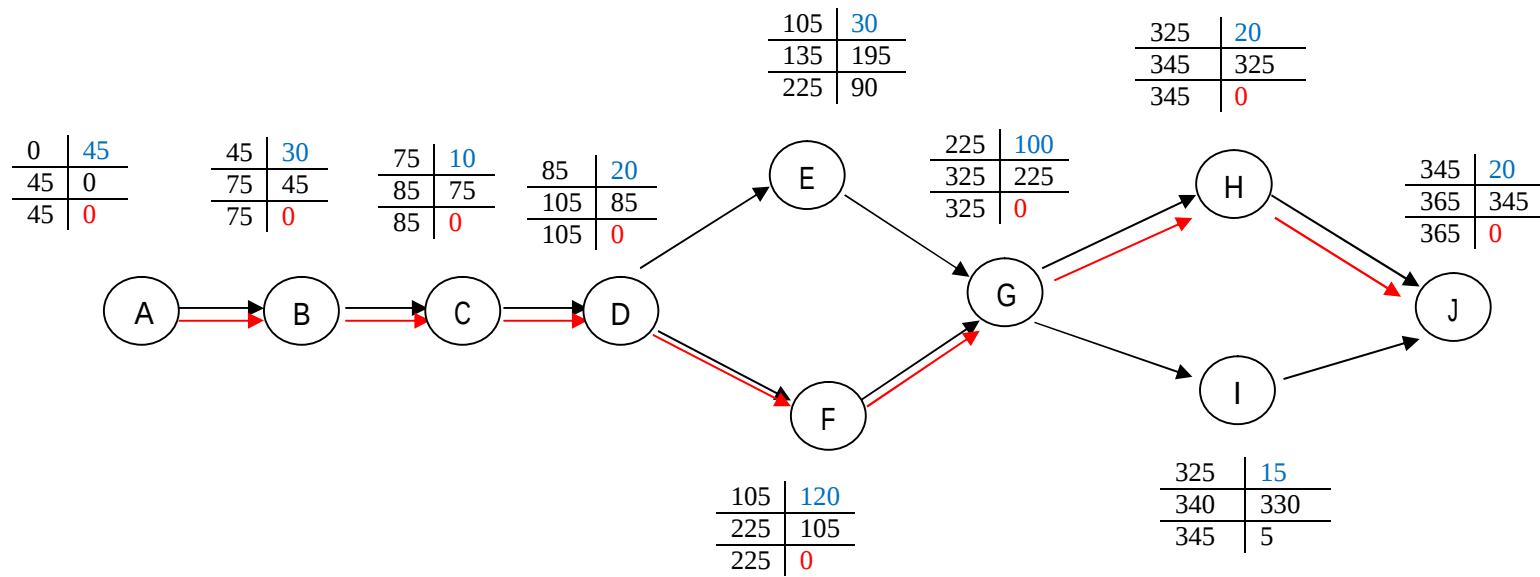
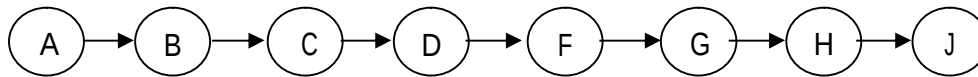


Figure VII.1 : réseau de différentes opérations

VII.5.5. Détermination du chemin critique

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0), est donné par le chemin suivant:



$$\text{DTR} = \sum \text{TR} = 45 + 30 + 10 + 20 + 120 + 100 + 20 + 20 = 365 \text{ jours.}$$

Tableau VII.2 : Programme des travaux pour la réalisation de barrage d'Aguenar (Diagramme de GANTT)

OPÉRATIONS	TEMPS DE RÉALISATION (En Jours)													Observations
	030	060	090	120	150	180	210	240	270	300	330	360	390	
Installation de chantier	45													
Décapage		30												
Excavation, fouille de murettes		10												
Réalisation de murettes guidées			20											
Excavation de la tranchée				30										
Bétonnage				120										
Forages et injections								100						
Prise d'eau										20				
Excavation pour la clé d'encrage										15				
Travaux de finitions											20			

VII.6. Devis estimatif

Le devis estimatif est déterminé en fonction de la quantité des travaux et, des matériaux utilisés pour la réalisation du projet, notre étude concernant L'établissement du devis se basera essentiellement sur les prix actualisés adopter pour différentes quantité d'excavation, de remblais, de ferrailage, de coffrage et de bétonnage.

Tableau VII.3 : devis estimatif

TRAVAUX PRELIMINAIRES					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (10 ³ DA)
1	Décapage de la couche superficiel	m ²	5200	350	1 820
2	Excavation de la fouille, terrain meuble	m ³	250	400	100
3	Excavation des parties extrêmes	m ³	25	700	17,5
4	Fourniture et mise en place du béton dans les parties extrêmes	m ³	17	12 000	204
5	Exécution d'un double mètre de murette guide	m ³	157	30 000	4710
PAROI MOULEE					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (10 ³ DA)
1	Excavation sous la suspension de boue de forage d'un mètre carré de tranchée de 60 cm d'épaisseur de profondeur inférieure à 20 m	m ³	3402	800	2721,6
2	Fourniture et mise en place du béton plastique dans la tranchée (remplissage de la paroi)	m ³	2507	12 000	30.072,7
3	Décapage de la couche superficielle de béton du mur paroi - moulée sur une profondeur de 0.60 m	m ³	90	1 000	90
FORAGES ET INJECTION					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (10 ³ DA)
1	Sondages carottés, Profondeur 7m sous le substratum sain	ml	185	12 000	2220
2	Forages d'injection profondeur de 07 m sous le substratum sain, chaque 4 m.	ml	497	10 000	4970
PRISE D'EAU					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (10 ³ DA)
1	Forage d'eau	-	1	500 000	500

Donc d'après le tableau le montant totale du barrage est : 383.356.000 DA

Conclusion

Organiser le barrage en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour la construction de ce barrage.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier.

A base des résultats trouvés on a effectué Un devis estimatif pour l'ensemble de l'aménagement ce qui nous donne un coût total de 383 million DA. La durée totale de réalisation du barrage inféro-flux d'Aguenar est une année.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au terme de cette étude qui consiste à la conception de l'avant-projet détaillé et les conditions pratiques d'exécution d'un barrage inféro-flux sur l'oued Aguenar à Tamanrasset. En effet, nous avons ressorti après calcul, deux variantes qui ont été retenues et qui s'appuient sur les données structurales d'ordre géologiques et hydrogéologiques, obtenues par les reconnaissances géotechniques au droit des meilleurs sites.

Ces deux variantes sont : barrage à parois moulées et digue en enrochement.

Une paroi moulée d'une épaisseur de 0,60 m et d'une longueur totale de 250 m environ est dressée en travers de l'Oued en remplacement des alluvions à perméabilité moyenne.

La surface totale de cette partie importante de l'ouvrage est de 4176,76 m², représentant un volume de béton plastique (coulis de ciment – bentonite) d'environ 2506,06 m³.

Le nombre total des panneaux est de 36 et la profondeur maximale est de 20,7 m.

A la base, un voile d'injection de la partie rocheuse sera opéré, il est prévu uniquement dans un but d'imperméabilisation du substratum rocheux, améliorant ainsi les caractéristiques de la fondation.

Le volume du réservoir est estimé à 1,2 millions de mètre cube.

Compte tenu des conditions topographiques du site de l'aménagement, l'exploitation ne peut se faire que par puits et forages à l'amont, préférentiellement aux endroits les plus transmissifs.

Enfin, il faut dire que la réalisation de ce genre d'ouvrage est nécessaire voir même vital pour les citoyens de la région qui a été secouée par un événement tragique où une dizaine de personnes ont péri de soif.

Cependant, la même région a également enregistré des crues destructrices qui ont causées pas mal de dégâts.

Et c'est là tout l'intérêt de l'ouvrage qui consiste à assurer de l'eau dans les endroits les plus hostiles où cette ressource est plus chère que de l'Or, et protéger ainsi la population de tout risque de crues grâce au stockage.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY. (2010) mission II : étude de géotechnique d'un barrage inféro-flux su oued Aguenar
- AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY. (2010) mission III : étude de faisabilité d'un barrage inféro-flux sur oued aguenar
- Albert MABILLOT. (1995) Le forage d'eau, édition JOHSON FILTRATION SYSTEMS.
- Ali BOUAFIA. (1996) Mécanique des sols appliquées –Problèmes résolus-, tome 1, Alger.
- BOUAFIA Ali. (2009) Calcul pratique des fondations et des soutènements, Office des publications universitaires (OPU), Alger.
- BOUAFIA Ali. (2011) Introduction a la géotechnique, Tome 2, Office des publications universitaires (OPU), Alger.
- COMBARIEU (2002) surveillance auscultation et entretien des ouvrages maritimes
- J.M. FENLON. (1964) Etude géologique des séries primaires du sahara central, Centre national de la recherche scientifique.
- J.P. LABORDE. (2000) Eléments d'hydrologie de surface, Université de Nice - Sophia Antipolis.
- Jean Costet. (1983) Cours pratique de mécanique des sols 2 : Calcul des ouvrages, édition Dunod, Paris.
- Jean DUBIEF, Essai sur l'hydrologie superficielle au sahara, ANRH, Alger.
- MAURICE LELUBRE. (1961) Géologie de l'AHAGGAR
- MIHOUBI M.K, (1999). Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.
- MIHOUBI. M.K et M. HASSANE (2000). Guide de calculs pratiques des infiltrations sous les ouvrages hydrotechniques (cas sol de fondation non rocheux). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, Blida.
- N.KERMENSKI, D.SCHTERENLIHT. (1984) Hydraulique générale, Mir Mouscou.
- Pierre CORMON. (1977) La fabrication du béton, éditions EYROLLES, Paris.
- TOUAÏBIA Bénina. (2004) Manuel pratique d'hydrologie, Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH), Blida.

- V.Merrien-Soukatchoff. (2003) Hydrologie et Hydrogéologie, Ecole des MINES de Nancy.

ANNEXES

Annexe 1: Précipitations moyennes mensuelles et annuelles à la station de Tamanrasset
[mm] - Période: 1957 - 2012

N°	0	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	P.an.	Pjmax
1	1957	2,5	1,4	0,4	0,4	4,8	9,4	13,4	32,4	0,8	5,1	0,6	3,2	74,4	13,1
2	1958	0,0	0,9	0,0	0,0	0,0	0,0	9,3	0,0	21,4	0,2	21,3	1,3	54,4	15,8
3	1959	0,0	0,0	0,0	5,0	0,3	3,6	0,0	1,4	8,7	0,2	0,0	25,8	45,0	7,4
4	1960	2,5	15,5	0,0	3,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	19,0	0,0	0,0	41,7	18,8
5	1961	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	15,5	0,0	12,8	0,0	0,0	0,0	0,0	28,3	12,6
6	1962	0,0	0,0	0,0	15,5	0,0	2,9	0,0	2,9	0,0	0,0	0,0	0,0	21,3	15,2
7	1963	0,0	0,0	5,3	2,1	0,0	0,0	1,2	0,8	14,2	0,0	0,0	0,0	23,6	5,5
8	1964	0,0	1,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10,2	0,0	0,0	0,0	0,0	11,6	4,3
9	1965	0,8	1,6	0,0	0,0	0,0	14,9	1,4	18,8	44,4	0,2	0,0	0,0	82,1	44,0
10	1966	7,0	0,0	0,0	0,1	0,5	0,0	1,3	50,7	96,4	0,0	0,2	0,0	156,2	32,3
11	1967	0,0	0,4	5,4	0,0	17,6	30,5	5,8	73,4	2,8	1,8	0,0	11,7	149,4	34,5
12	1968	0,0	0,0	1,9	0,1	6,1	20,1	5,6	0,0	3,8	0,0	0,0	0,0	37,6	19,0
13	1969	0,0	0,0	2,1	32,5	0,0	7,4	0,0	1,4	0,0	2,0	0,6	0,0	46,0	19,7
14	1970	0,0	3,2	0,1	0,0	1,6	0,0	0,0	10,6	0,8	18,5	0,0	20,5	55,3	20,5
15	1971	0,0	0,0	0,0	12,6	32,1	1,9	9,4	11,5	6,3	0,0	0,1	0,0	73,9	15,7
16	1972	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	11,2	3,3	2,5	32,0	7,3	1,5	0,0	57,8	14,0
17	1973	9,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3,2	11,2	0,5	33,5	0,0	57,5	28,5
18	1974	0,0	0,0	0,1	0,0	0,1	35,4	0,0	1,7	0,6	1,2	0,0	0,0	39,1	15,5
19	1975	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	1,7	13,1	0,2	0,0	8,5	23,6	6,7
20	1976	0,0	0,0	0,0	3,3	0,0	4,2	11,4	0,0	2,6	0,5	0,0	0,0	22,0	10,7
21	1977	0,0	0,0	0,0	0,3	0,0	0,0	2,0	0,0	0,6	0,0	7,6	0,9	11,4	7,3
22	1978	0,0	0,0	0,0	0,0	2,1	2,7	0,4	0,0	6,0	36,8	0,0	0,0	48,0	20,5
23	1979	0,0	0,0	0,0	4,5	0,0	9,9	0,0	66,7	3,4	0,0	0,0	2,6	87,1	24,5
24	1980	0,0	0,0	0,0	0,0	23,3	0,0	0,0	8,9	11,8	2,0	0,0	0,0	46,0	17,3
25	1981	0,0	0,0	0,0	2,0	0,0	3,0	27,5	0,0	7,2	3,0	0,0	0,0	42,7	19,4
26	1982	0,0	13,4	0,0	0,3	17,3	20,8	0,5	4,0	1,0	0,0	0,0	1,0	58,3	15,7
27	1983	0,0	0,0	0,0	0,6	0,0	0,1	0,4	33,1	23,0	4,2	0,0	0,0	61,4	25,8
28	1984	0,0	0,0	0,0	0,0	2,9	8,4	3,5	0,0	0,7	11,2	33,7	0,0	60,4	7,2
29	1985	0,0	0,0	0,2	0,0	2,6	0,0	0,4	3,0	0,7	0,2	0,0	4,0	11,1	2,6
30	1986	0,0	0,0	0,0	4,0	13,5	0,0	2,2	2,6	3,5	0,0	0,0	0,0	25,8	3,3
31	1987	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5	2,8	0,0	0,1	3,4	0,8
32	1988	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10,4	0,6	0,0	0,0	0,0	0,9	11,9	14,1
33	1989	0,0	0,0	0,0	0,0	28,1	2,4	0,5	1,0	18,7	0,2	0,0	0,0	50,9	15,5
34	1990	35,5	7,2	0,7	5,8	6,1	1,1	0,0	0,5	0,0	0,0	4,6	0,0	61,5	19,4
35	1991	0,0	0,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	0,0	22,5	1,6	0,0	1,7	27,6	1,8
36	1992	0,0	0,0	0,0	3,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	0,0	5,4	17,5
37	1993	0,0	0,0	5,9	0,0	77,2	4,1	0,0	11,6	20,2	7,2	0,0	0,0	126,2	40,1
38	1994	1,9	0,0	0,0	0,0	0,0	1,9	1,9	7,5	51,1	0,5	0,0	5,3	70,1	4,8
39	1995	0,0	0,6	0,0	0,0	1,1	26,1	18,5	1,8	3,7	0,9	0,0	0,0	52,7	24,5
40	1996	0,0	0,0	0,7	13,1	4,4	4,2	0,1	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	22,9	19,2
41	1997	0,0	16,0	2,4	0,0	0,0	8,4	0,6	12,8	0,0	4,3	0,6	31,3	76,4	10,6
42	1998	0,0	0,0	0,4	0,0	0,3	0,0	1,5	0,0	0,3	0,0	0,0	0,0	2,5	22,5
43	1999	0,0	0,0	2,7	0,0	0,4	0,6	9,4	0,0	28,0	10,8	0,0	0,0	51,9	7,5
44	2000	0,0	0,0	0,4	0,0	3,3	4,3	1,5	1,0	0,4	0,8	0,0	0,0	11,7	12,9
45	2001	0,0	0,0	0,2	0,0	0,0	0,3	13,9	6,0	21,5	0,0	0,0	0,0	41,9	13,9
46	2002	0,0	0,1	52,0	1,5	0,0	0,4	2,2	0,0	9,3	4,2	0,0	4,0	73,7	41,3
47	2003	0,0	0,0	6,4	0,0	0,7	6,5	1,2	2,3	5,7	0,0	15,3	0,0	38,1	5,5
48	2004	0,0	0,0	0,0	1,2	0,2	2,5	34,2	0,1	0,2	0,0	0,5	0,1	39,0	26,0
49	2005	0,0	0,6	0,0	0,0	34,0	19,0	0,3	18,4	0,6	0,6	0,0	3,4	76,9	12,3
50	2006	19,0	0,9	1,2	0,7	0,0	0,0	23,0	1,5	1,3	0,0	0,0	0,0	47,6	12,6
51	2007	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5	0,0	14,2	3,7	0,0	0,3	0,0	18,7	12,8
52	2008	7,0	0,0	1,7	0,0	0,4	0,0	2,6	30,9	0,2	2,0	3,6	0,0	48,4	26,3
53	2009	0,0	0,0	26,4	0,4	0,9	5,0	0,7	0,0	2,6	48,3	0,0	0,0	84,3	19,6
54	2010	0,0	0,0	14,2	21,3	1,9	13,2	0,0	4,1	0,4	6,7	0,0	1,2	63,0	13,5
55	2011	0,5	0,7	0,0	0,0	3,6	20,9	0,0	29,0	2,4	0,0	0,0	1,3	58,4	13,5
56	2012	0,0	0,0	0,0	0,0	3,0	11,0	11,0	2,9	0,5	0,0	2,8	2,2	33,4	9,2

Annexe 2: Réseau d'observations hydrométriques dans le Sahara algérien (43 stations).

N°	Code station	Nom de la station	Nom du cours d'eau	Coordonnées		DMS	DA	Débit moyen	Spécifique En crue
				X	Y				
1	13.01.01	DJORF TORBA (St.)	GUIR	5,6709	35,000	09.52	12.56		
		DJORF TORBA (Bge)	GUIR			09.69	-	0,287	14
2	13.01.02	BOUANANE	BOUANANE	6,4117	35,63	09.53	08.55		
3	13.01.03	KADOUSSA	GUIR	6,8006	35,70	09.53	08.54		
4	13.01.04	ABADLA	GUIR	5,6709	34,45	09.15	11.15		
5	13.01.05	BECHAR Pt MIRASOLI	BECHAR	5,0413	35,0925	06.60	08.60		
6	13.01.30	BENI OUNIF							
7	13.01.31	TAGHIT							
8	13.01.32	BECHAR							
9	13.03.01	KEF MZABI	EL MELAH EST	0,4600	37,340	11.69	-		
10	13.03.02	EL MAIA	OGLAT TRIFIA	0,3680	37,140	02.72	02.73		
11	13.03.03	GHASSOUL (Bge)	HAIM RHARBI	1,2800	37,110	01.71	-		
12	13.03.04	BREZINA	SEGGUEUR	1,1700	36,770	?	-		
13	13.03.05	SIDI MAAMAR	MTI	1,9800	36,770	01.71			
14	13.03.06	EL GOLETTA	EL GOLETTA	1,9150	36,840	04.71	03.73		
15	13.03.07	BENOUD	EL RHARBI	2,2820	35,910	09.71	09.71		
16	13.03.09	DIRHEM	KEF LAZREG	2,2000	36,840	06.71	06.71		
17	13.03.10	AIBA FOUKANI	ARBAOUAT	1,9400	36,780	04.71	-		
18	13.03.11	TENIET EL ARAR	ARBAOUAT	1,8600	36,690	?			
19	13.03.12	ASLA	EL MELAH W	2,6850	36,660	05.71			
20	13.03.13	KHENEG TAFARAHIT	TAFARAHIT	2,3100	36,460	?			
21	13.03.14	KHENEG EL GHAR	ECH CHERGUI	2,5600	36,210	?			
22	13.03.15	HASSI EL BACHIR	KREROUA	2,4400	36,175	05.71	03.73		
23	13.03.16	RADIER	ER RECHTAG	?		01.72	02.72		
24	13.03.18	SI Med BEN BRAHIM	EL MELAH EST	0,5400	37,415	10.71			
25	13.03.20	KHENEG TASSINA	TASSINA	0,9700	37,080	?			
26	13.03.21	KHENEG EL ARAOUIA	SEGUEUR	1,1800	36,830	04.73			
27	13.03.22	GHASSOUL GUEBLI	GHASSOUL	1,2400	37,100	?			
28	13.03.23	GHASSOUL Amt	HAIM RHARBI	1,2910	37,140	04.71	03.73		
29	13.03.24	GHASSOUL Aval	HAIM RHARBI	1,2900	37,136	?			
30	13.03.25	KHENEG KERAKDA	KERAKDA	1,5400	37,070	04.71			
31	13.03.26	RAS EL AIN	SEGUIA	1,6200	37,090	07.71	03.73		
32	13.03.28	AIN MEROURHA	EL MELAH W	2,6030	36,450	05.71	01.72		
33	13.03.30	KHENEG MEZARIG	EL MELAH W	2,6100	36,575	07.72	-		
34	13.03.45	AIN EL HADJADJ	RHOUIBA - o. Namous	3,0200	36,285	09.72	-	0,037	20
35	13.03.46	TERBAIET	TERBAIET	?		04.71	03.73		
36	13.03.47	SI HADJ BOU HAMEUR	SEGUIA	?		04.71	07.71		
37	13.03.48	DERHIMA	KEF LAZREG	?		05.71	11.71		
38	13.03.49	AIN MZIF	MZIF	?		05.71	05.71		
39	13.04.06	CHOTT OURGLA	POMPAGE	?		?			
40	13.04.17	BOUFEGOUSSA	RHIR	?		11.68	04.69		
41	13.08.01	FLORIMOND B(Bge)	TAMANRASSET	3,5327	25,3703	11.59	06.60		
42	13.08.02	EL GUELTA	ISSAKARASSEN	3,7919	26,0185	11.57	08.60		
43	13.08.03	TIMESDELSSINE	ISSAKARASSEN	3,5141	26,2592	11.57	08.60		

Annexe 3: Réseau d'observations de bassins expérimentaux et représentatifs dans les pays limitrophes du Sahara algérien.

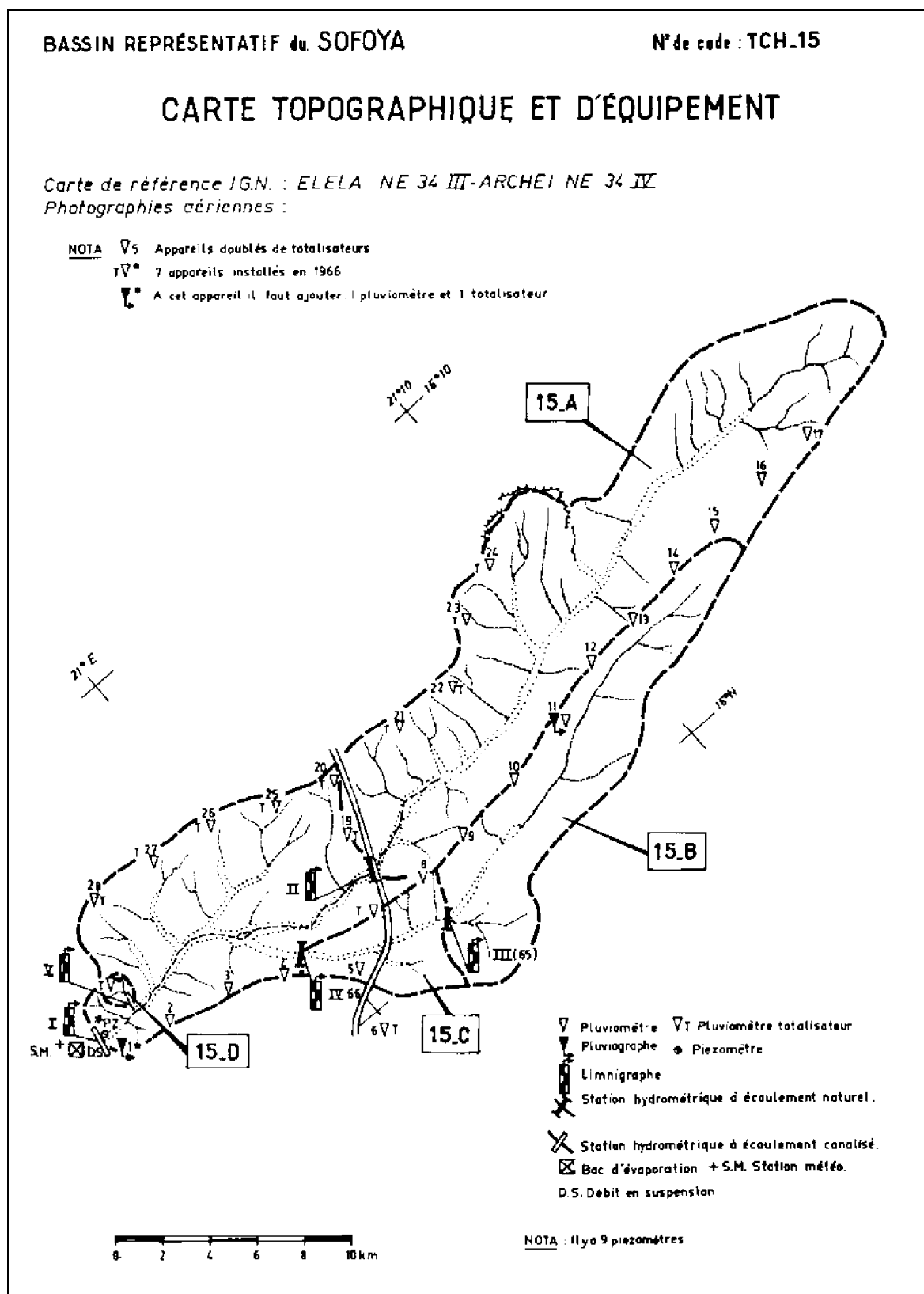
Pays	Pages	Code	Station	S, km²	Pa, mm	Bassin hydrographique	Sous bassin	Climat	Station de référence	Début	Fin	Géologie	Végétation
Mauritanie	37	1	Dionaba	111	300	Sénégal	Gorgol blanc	Semi - aride	Moudjeria	1958	1959	Schistes et quartzites	Steppe succulente
		1a	Dionaba Amont	34,1	300	Sénégal	Gorgol blanc	Semi - aride	Moudjeria	1958	1959	Schistes et quartzites	Steppe succulente
		2	Seloumbo	12,2	230	Sénégal	Gorgol blanc	Semi - aride	Moudjeria	1957	1959	Grès, sables, argiles de bas-fonds	Steppe
		2a	Oued Ali	10,4	230	Sénégal	Gorgol blanc	Semi - aride	Moudjeria	1957	1959	Grès, sables, argiles de bas-fonds	Steppe
		3	Boudame à Ouled Addet	1125	475	Sénégal	Ghorfa	Tropical semi-aride	Matam	1964	1967	Schistes, grès, pointements de quartzites, granites	Steppe succulente
		3a	Kadiel	39,5	475	Sénégal	Ghorfa	Tropical semi-aride	Matam	1964	1967	idem	Steppe succulente
		3b	Djajibine	148	475	Sénégal	Ghorfa	Tropical semi-aride	Matam	1964	1967	idem	Steppe succulente
		3c	Boitek	250	475	Sénégal	Ghorfa	Tropical semi-aride	Matam	1964	1967	idem	Steppe succulente
		3d	Echkata	149	475	Sénégal	Ghorfa	Tropical semi-aride	Matam	1964	1967	idem	Steppe succulente
		3e	Boudame	564	475	Sénégal	Ghorfa	Tropical semi-aride	Matam	1964	1967	idem	Steppe succulente
		3f	Po	2,71	475	Sénégal	Ghorfa	Tropical semi-aride	Matam	1964	1967	idem	Steppe succulente
Mali	221	1	Dounfing	17,5	1150	Niger		Tropical pur	Bamako	1954	1955	Grès	Savane arborée
		2	Koumbaka	87	650	Niger	Bani	Tropical semi-aride	Mopti - San	1954	1957	Grès	Steppe arbustive, mil
		2a	Sinkoroni	8,9	650	Niger	Bani	Tropical semi-aride	Mopti - San	1954	1957	Grès	Steppe arbustive, mil
		2b	Station II Amont	30,4	650	Niger	Bani	Tropical semi-aride	Mopti - San	1954	1957	Grès	Steppe arbustive, mil
		3	Tin Adjar	35,5	220	Niger		Semi - aride	Tombouctou	1956	1958	Schistes, quartzites, argiles de bas-fonds	Steppe succulente, mil
		3a	Bassin réduit aval	16,5	220	Niger		Semi - aride	Tombouctou	1956	1958	idem	Steppe succulente, mil
		4	Farako	68	1375	Niger	Bani	Tropical de transition	Sikasso	1959	1959	Grès	Savane arborée, riz, mil
		5	Kangaba (Déguela?)	1052	1110	Niger	Koba	Tropical pur	Bamako	1960	1968	Grès	Savane arborée, riz, mil
		5a	Djitiko	92,3	1110	Niger	Koba	Tropical pur	Bamako	1960	1968	Grès	Savane arborée, riz, mil
Niger	349	1	Maggia - Sabonga	79,9	520	Niger - Lac Kaimalo	Maggia	Tropical semi-aride	Birni n'konni - Madaoua	1956	1958	Grès ferrugineux, calcaires marneux	Savane arbustive, steppe succulente, Mil
		1a	Alokoto	48,3	520	Niger - Lac Kaimalo	Maggia	Tropical semi-aride	Birni n'konni - Madaoua	1956	1958	idem	idem
		1b	Hamza	16,6	520	Niger - Lac Kaimalo	Maggia	Tropical semi-aride	Birni n'konni - Madaoua	1956	1958	idem	idem
		1c	Fosse	0,055	520	Niger - Lac Kaimalo	Maggia	Tropical semi-aride	Birni n'konni - Madaoua	1956	1958	idem	idem
		2	Razelmamoulmi (In Tiziouen I)	1,87	165	Niger	Kori Teloua	Semi - aride	Agades	1959	1960	Granits et Gneiss	Steppe (rares acacias), roche nue
		2a	In Tiziouen II	0,67	165	Niger	Kori Teloua	Semi - aride	Agades	1959	1960	idem	idem
		2b	In Azena	2,61	165	Niger	Kori Teloua	Semi - aride	Agades	1959	1960	idem	idem
		3	Koulou	17,3	825	Niger	Banigorou	Tropical pur	Niamey - Kandi	1960	1961	Gès et argiles de bas-fonds	Savane arbustive dense, mil

		3a	Yolde	82,6	825	Niger	Banigorou	Tropical pur	Niamey - Kandi	1960	1961	idem	idem
		4	Niamey	34,3	580	Niger	Gounti yena	Tropical semi-aride	Niamey	1963	1965	Grès	Savane arbustive, mil, Zone urbaine
		4a	Salamat	0,564	580	Niger	Gounti yena	Tropical semi-aride	Niamey	1963	1965	idem	idem
		4b	Dispensaire	1,06	580	Niger	Gounti yena	Tropical semi-aride	Niamey	1963	1965	idem	idem
		4c	Bao-trésor	1,54	580	Niger	Gounti yena	Tropical semi-aride	Niamey	1963	1965	idem	idem
		4d	Grand amont	20	580	Niger	Gounti yena	Tropical semi-aride	Niamey	1963	1965	idem	idem
		4e	Petit Amont	1	580	Niger	Gounti yena	Tropical semi-aride	Niamey	1963	1965	idem	idem
		5	Kaouara	3,3	520	Niger - Lac Kaimalo	Maggia	Tropical semi-aride	Birni n'konni - Madaoua	1964	1966	Grès ferrugineux, calcaires marneux	Steppe succulente, Mil
		6	Kounkouzout (SP)	16,6	405	Niger	Vallée de Keita	Tropical semi-aride	Tahoua	1964	1967	Grès de l'Ader-Doutchi, calcaires marneux, alluvions	Steppe succulente, cultures
		6a	Barrage	0,707	405	Niger	Vallée de Keita	Tropical semi-aride	Tahoua	1964	1967	idem	idem
		6b	Station secondaire	0,265	405	Niger	Vallée de Keita	Tropical semi-aride	Tahoua	1964	1967	idem	idem
		6c	F1	3	405	Niger	Vallée de Keita	Tropical semi-aride	Tahoua	1964	1967	idem	idem
Tchad	605	1	Ouadi Koun	56	500	Ouadi Chaouk		Tropical semi-aride	Abéché	1956	1957	Granits	Steppe succulente, Mil
		2	Kourien doulien	7,8	95	Lac Tchad-Djourab	Enneri SAO	Semi-aride à tendance désertique	Fada	1957	1957	Grès (affleurants), sables	Steppe, roche nue
		3	Bachikele	19,8	100	Lac Tchad-Djourab	Enneri SAALA	idem	Fada	1958	1959	Grès des Tassilis	Roche nue
		4	Barlo	36,6	750	Lac Fitri	BAM-BAM	Tropical pur	Mongo	1958	1959	Granits (inslbergs)	Savane arbustive, mil
		4a	Petit Barlo	17,8	750	Lac Fitri	BAM-BAM	Tropical pur	Mongo	1958	1959	idem	idem
		5	Abou goulem	50,2	550	Lac Fitri	Batha	Tropical semi-aride	Abéché	1958	1959	Granits et Gneiss	Steppe succulente, cultures (mil)
		5a	Petit Abou goulem	12,3	550	Lac Fitri	Batha	Tropical semi-aride	Abéché	1958	1959	idem	idem
		6	Torou	50	475	Ouadi ENNE	Ouadi GOSI	Tropical semi-aride	Abéché	1961	1961	Granits	Steppe succulente, cultures
		7	Kouro	16	475	Ouadi ENNE		Tropical semi-aride	Abéché	1961	1961	Granits et sables (éoliens)	Steppe succulente, cultures (bas fonds)
		8	Taraiman	11,25	300	Ouadi ENNE	Ouadi TARAUMAN	Semi-aride	Abéché	1961	1961	Granits	Steppe, Steppe succulente (bas fonds)
		9	Mayo Igan	41	900	Bénoue	Mayo KEBI	Tropical pur	Bongor	1961	1965	Grano-diorites	Savane arbustive
		10	Bade	316	1215	Logone	Man Bida	Tropical de transition	Moundou	1963	1964	Sables compacts (passages grés-argileux)	Savane arborée, coton
		10a	Bade I	5,36	1215	Logone	Man Bida	Tropical de transition	Moundou	1963	1964	idem	idem
		10b	Bade II	21,9	1215	Logone	Man Bida	Tropical de transition	Moundou	1963	1964	idem	idem
		10c	Bade III	72	1215	Logone	Man Bida	Tropical de transition	Moundou	1963	1964	idem	idem
		11	Bam bam	1200	835	Lac Fitri	BAM-BAM	Tropical pur	Mongo	1963	1966	Granits	Savane arbustive, mil
		11a	Taya	167	835	Lac Fitri	BAM-BAM	Tropical pur	Mongo	1963	1966	idem	idem
		11b	Bidjir	74,2	835	Lac Fitri	BAM-BAM	Tropical pur	Mongo	1963	1966	idem	idem
		11c	Tounkoul	61,3	835	Lac Fitri	BAM-BAM	Tropical pur	Mongo	1963	1966	idem	idem

		11d	Barlo V	528	835	Lac Fitri	BAM-BAM	Tropical pur	Mongo	1963	1966	idem	idem
		11e	Mazera	316	835	Lac Fitri	BAM-BAM	Tropical pur	Mongo	1963	1966	idem	idem
		12	Mataon	16,8	1215	Logone	Nya	Tropical de transition	Moundou	1964	1964	Granits et roches éruptives	Savane arborée
		13	Am Nabak	5600	330	Oued Haddad-Karay	Oued Fera	Semi-aride	Abéché	1964	1965	Granits, alluvions	Steppe succulente
		13a	Bassin réduit aval	60	330	Oued Haddad-Karay	Oued Fera	Semi-aride	Abéché	1964	1965	idem	idem
		14	Kadjemur	245	197	Ouadi Karma		Semi-aride	Fada	1965	1966	Granits, alluvions, Grès	Steppe
		14a	Bassin II	195	197	Ouadi Karma		Semi-aride	Fada	1965	1966	idem	idem
		14b	Bassin III	34	198	Ouadi Karma		Semi-aride	Fada	1965	1966	idem	idem
		14c	Bassin IV	16	199	Ouadi Karma		Semi-aride	Fada	1965	1966	idem	idem
		15	Sofaya (Bassin I)	345	94	Ouadi Achim		Semi-aride à tendance désertique	Fada	1965	1966	Granits, alluvions, Grès	Steppe
		15a	Bassin II	173	94	Ouadi Achim		idem	Fada	1965	1966	idem	idem
		15b	Bassin III	62	94	Ouadi Achim		idem	Fada	1965	1966	idem	idem
		15c	Bassin IV	81	94	Ouadi Achim		idem	Fada	1965	1966	idem	idem
		15d	BassinIV	1,63	94	Ouadi Achim		idem	Fada	1965	1966	idem	idem

Annexe 4: Caractéristiques des stations de SOFAYA (Tchad).

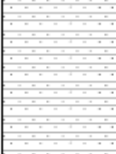
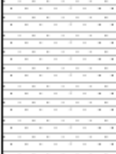
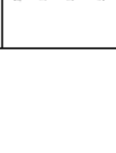
Caractéristiques	Unité	Mois	SOFAYA (Bassin I)	(Bassin II)	(Bassin II)	(Bassin III)	(Bassin IV)
Etat			TCHAD				
Région			Mortacha				
Bassin hydrographique			Ouadi Achim				
Coordonnées géographiques	X		16°04'12" N				
	Y		20°56'00" E				
Période de fonctionnement			1965/1966				
Superficie	km ²		345	173	62	81	1.63
Indice de compacité			1.61				
Longueur du rectangle équivalent	km		46				
Densité de drainage	Km/ km ²		0.52				
Altitudes	m		480				
Type de climat	Semi-aride à tendance désertique						
Température moyenne maximale (T _X)	Degrés	Janv	29				
Température moyenne maximale (T _X)	Degrés	Mars-juin	42				
Température moyenne minimale (T _N)	Degrés	Janv	14				
Température moyenne minimale (T _N)	Degrés	Juin	24				
Humidité relative relevée à 6 heures	%	Mai	25				
Humidité relative relevée à 6 heures	%	Août	55				
Humidité relative relevée à 12 heures	%	Mai	17				
Humidité relative relevée à 12 heures	%	Août	27				
Humidité relative relevée à 18 heures	%	Fev	23				
Humidité relative relevée à 18 heures	%	Août	40				
Insolation moyenne annuelle	heures		3 500				
Station de référence			FADA				
Evaporation sur			Bac ORSTOM				
Total annuel en mm			4 100				
Précipitations							
Hauteur moyenne annuelle	mm		94				
Nombre moyen annuel de jours de pluie total	jours		12				
Supérieure à 10 mm	mm		3				
Répartition moyenne mensuelle	mm	Juillet	20				
Répartition moyenne mensuelle	mm	Août	60				
Hauteurs journalières ponctuelles de pluie annuelle	mm		23				
Décennale	mm		47				
Géologie							
Nature	Grés, Alluvions et Granites						
Végétation							
Nature			Steppe				
Importance par bassin	%		100				
Remarques			Observations	Pas d'observations			



Annexe 6: Log de sondage S1.

LOG DE SONDAGE									
Projet Oued AGUENAR - TAMANRASSET									
No S1									
Localisation Oued AGUENAR									
Profondeur 10									
X= 2529169 Y= 743684 Z= Altitude:1314 m Date									
Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.									Sable fin
-1.									Alluvions quaternaires
-2.									Sable fin
-3.	100%								
-4.									
-5.									Granito gneiss altéré riche en biotite
-6.	98%								Granito gneiss altéré
-7.									Granito gneiss altéré
-8.	100%								Granito gneiss altéré
-9.									
-10.		V							

Annexe 7: Log de sondage S2.

LOG DE SONDAGE									
Projet Oued Aguenar									
No S2									
Localisation Oued Aguenar									
Profondeur 12 m									
X= 0743665			Y= 2529137			Z=1323 m			
Hm	Recup	NS	Litho	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
-0.		V							Sable fin
-1.	100%								Alluvions
-2.	100%								Sable fin
-3.									
-4.									
-5.									
-6.	100%								
-7.									
-8.									
-9.									
-10.									
-11.	100%								Gneiss sain
-12.									

Annexe 1: Log de sondage S3.

[illegible]

Annexe9: Log de sondage S4.

[illegible]

Annexe 10: Log de sondage S5.

[illegible]

Annexe 11: Log de sondage S6

Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
-0.									sable fin
-1.									alluvion
-2.									sable fin
-3.									sable fin
-4.									sable fin
-5.									sable fin
-6.									sable fin
-7.									sable fin
-8.									sable fin
-9.									sable moyen
-10.									sable moyen
-11.									sable moyen
-12.									sable moyen
-13.									sable moyen
-14.									sable moyen
-15.									sable moyen
-16.									sable moyen
-17.									gneiss altéré
-18.									gneiss compact
-19.									gneiss compact
-20.									gneiss compact

Annexe12: Corrélation lithologique entre les forages S1 à S6 dans l'axe de digue.

