

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE DE FAISABILITE
D'UN BARRAGE SOUTERRAIN SUR OUED
DJEDI
W. DE BISKRA**

Présenté par :

M^r HACINI Houssam Eddine

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r M. K. MIHOUBI	M.C.A	Président
M^r A. HEBBOUCHE	M.A.A	Examineur
M^{me} N. HADJ SADOK	M.A.A	Examinatrice
M^r M.D BENSALAH	M.A.A	Examineur
M^r M. BOUKHELIFA	M.A.B	Examineur
M^r B. BENLAOUKLI	M.C.B	Promoteur

Juin -2013

إهداء

« وَجَعَلْنَا مِنَ الْمَاءِ كُلَّ شَيْءٍ حَيٍّ أَفَلَا يُؤْمِنُونَ »

الآية 30 سورة الأنبياء

بدا ببداء احمد الله الخالق البارى على نعمه و فضله و من ثم الصلاة و السلام على اشرف خلقه و رسوله محمد الأمين و على صحبه أفضل الصلاة و أزكى التسليم.

أم بعد أهدي هذا العمل المتواضع إلى أمي و أبي اللذان ضحيا بزهرة حيثهما لتز هو حياتي, سببا كل ما هو جميل في حياتي.

و إلى إخوتي (الخنساء, تقي الدين, صهيب, عاشور, روميصاء, كريمة و أميمة) الذين عرفت معهم كل جميل.

و إلى صديقي و أخي و رفيقي في السراء و الضراء

يوسف.

و أصدقائي

الصديق, عيسى, إبراهيم, محمد, سالم, عبد الله, بلال, رضوان, عز الدين, فاروق, عبد النور, عميرة, عبد الرحمان, توفيق, عماد, لزهر, عبد الوهاب, موسى, عبد اللطيف, مصطفى, علي و هشام و إلى كل أصدقائي الذين لم يسعني المقام لذكرهم.

حسام الدين البليلة في 06 جوان 2013

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je tiens à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je voudrais exprimer mes vifs remerciements à mon promoteur Mr B.BENLOUAKLI, pour les orientations et les conseils qu'il a su me prodiguer durant

l'évolution de ce projet.

Je voudrais aussi exprimer mes profondes gratitudes à mon frère Taki, mon cher ami Youcef ainsi que M.T.BOUFRINA pour le soutien qu'ils m'ont apporté, leurs précieux conseils et leurs orientations. Mes remerciements s'étendent encore à messieurs les directeurs de l'ANRH- Direction d'Ourgla et d'Alger- pour m'avoir fourni des données indispensable à la réalisation de ce travail.

Je suis reconnaissant à mon Ecole et en particulier à l'ensemble de son corps professoral qui a contribué à ma formation avec beaucoup de dévouement et de compétence

Merci aussi à tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds Respects pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.

Les remerciements seraient incomplets sans ceux, les plus sincères, adressés à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.

Houssam Eddine

ملخص:

في إطار برنامج تنمية منطقة الزيبان ، ارتأت مديرية الموارد المائية لولاية بسكرة قيام بدراسة لسد تدفق سفلي. الهدف من هذا العمل هو دراسة إمكانية انجاز سد تحت ارضي على واد "جدي" في ولاية

بسكرة، لتوفير المياه الباطنية لمنطقة أولاد جلال بمنع تسربها. حيث قمنا بدراسة جيولوجية وهيدرولوجية و هيدروجيولوجية. ثم قمنا بتصوير جسم السد (جدار رخو) و حساب أبعاد التجهيزات الملحقة (مأخذ الماء وعتبة الصرف)، و أتمناه بتنظيم الورشة.

Résumé :

Dans le cadre du programme de développement des régions de Ziban, la Direction des ressources en eau de la Biskra envisage une étude d'un barrage inféro-flux. L'objectif du présent travail est l'étude de la faisabilité du Barrage souterrain (inféro-flux) « Djedi » sur l'oued Djedi dans la wilaya de Biskra, qui sert à améliorer les disponibilités en eau souterraines dans la vallée d'Ouled Djellal en empêchant la vidange naturelle de la nappe, dont nous avons établi une étude géologique, hydrologique et une étude hydrogéologique.

Ensuite nous avons réalisé la conception de la digue (paroi moulée) et le dimensionnement des ouvrages annexes (prise d'eau et seuil déversant) ainsi nous avons terminé par l'organisation du chantier.

Abstract:

Under the development program of the Ziban regions, the water resources Directorate of Biskra reckoned to study another subsurface dam. The aim of this dissertation is to study the possibility of constructing an underground dam for the wadi of Djedi, wilaya of Biskra. We have made a detailed geological, hydrological and hydrogeological design of the underground dam, in the Djedi's wadi of W.Biskra in order to protect the groundwater in the valley preventing its drainage. Moreover, we tried to set the ancillary structures of the dam to finish with organizing the workshop.

Sommaire

Introduction générale	01
Chapitre I : Présentation générale	
I.1. Généralité et historique de la région de l'Ziban.....	02

I.2. Caractéristiques de la région d'Ouled Djellal	02
I.2.1.Éléments climatiques.....	02
I.2.2. Topographie et relief.....	03
I.2.3. Réseau hydrographique.....	03
I.2.4. Les réserve en eau.....	03
I.3. Description de la zone d'étude.....	04
I.3.1. Situation géographique.....	04
I.3.2. Données socio-économiques.....	04
I.3.3. Réseau routier.....	05
I.3.4. Alimentation en eau potable (A.E.P).....	05
I.3.5. Assainissement.....	05
I.3.6. Population.....	05
I.4. Besoins globaux en eau.....	06
I.4.1. Besoins domestiques.....	06
I.4.2. Besoins en eau pour l'irrigation.....	06
I.4.3. Autres besoins.....	06

Chapitre II : Etude géologique

Introduction.....	07
II.1. Géologie régionale	07
II.2. Géologie de la cuvette	09
II.2.1. Statigraphie et lithologique	09
II.2.2. Tectonique	10
II.3. Géophysique.....	12
II.3.1.Prospection électrique.....	12
II.3.2.Interprétation des données de sondages électriques (secteur de sareg el kebir).....	12
II.3.2.1.Introduction.....	12
II.3.2.2.Etalonnage des sondages électriques.....	13
II.3.2.2.1.Etalonnage du sondage électrique B12 a l'aide du forage d'Ourlal.....	13
II.3.2.2.2.Etalonnage du sondage électrique a2 a l'aide du forage de Liouva.....	13
II.3.2.2.3. Echelle des résistivités	14
II.3.2.3.Interprétation des coupes géoélectriques.....	14
II.3.2.4.Interprétation des cartes de résistivités apparentes.....	15
II.3.2.4.1.Interprétation de la carte des résistivités apparentes EN AB = 600m.....	15

II.3.2.4.2. Interprétation de la carte des résistivités apparentes en AB = 1000m.....	15
II.3.2.4.2. Interprétation de la carte des résistivités apparentes en AB = 3000m.....	16
II.3.2.5. Conclusion	16
II.4. Géologie de site.....	16
II.5. Géotechnique.....	16
Conclusion	17

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction	18
III.1. Le bassin versant	18
III.1.1. Caractéristiques morphologiques	18
III.1.1.1. Paramètres géométriques	18
III.1.1.2. Paramètres de forme	19
III.1.2. Le relief	20
III.1.2.1. Répartition de bassin et courbe hypsométrique	20
III.2. Caractéristiques hydrographiques.....	22
III.2.1. Densité de drainage.....	22
III.2.2. Densité du thalweg élémentaire.....	22
III.2.3. Coefficient de torrentialité	22
III.2.4. Longueur moyenne des versants.....	23
III.2.5. La pente moyenne de cours d'eau principal.....	23
III.2.6. Temps de concentration du bassin versant T_c	23
III.2.6.1. Formule de Giandotti	24
III.2.6.2. Formule S.C.S (Soil Conservation Service).....	24
III.2.6.3. Formule de Kirpich.....	24
III.2.7. Vitesse de ruissellement	25
III.2.8. Profil en long de l'Oued	25
III.3. Caractéristiques climatique du bassin versant.....	27
III.3.1. Température.....	27
III.3.2. Vent	28
III.3.3. Humidité relative	29
III.3.4. Ensoleillement	30
III.3.5. Le sirocco	30

III.3.6. Evaporation ou déficit d'écoulement	31
III.3.7. Indice d'aridité de DE MARTONNE	32
III.4.Pluviométrie	33
III.4.1. Données disponibles	33
III.4.2. Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle	35
III.4.3. les pluies maximales journalières.....	36
III.4.3.1. Les paramètres statistiques de l'échantillon.....	36
III.4.3.2. Ajustement des pluies maximales journalières.....	37
III.4.4. Pluies de courtes durées.....	44
III.4.5. Les apports	46
III.4.5.1. Apport moyen interannuel (A_0).....	46
III.4.5.2. Caractéristiques de l'écoulement.....	48
III.4.6. Estimation fréquentielle des apports.....	50
III.4.7. Evaluation des apports solides.....	51
III.4.8. Etude crues.....	52
III.4.8.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue.....	53
III.4.8.2. Etude de comparative entre les différentes formules empiriques	56
III.4.9. Hydrogramme de crues.....	56
III.4.9.1. Le temps de montée.....	56
III.4.9.2 Le temps de décrue.....	57
III.4.10 Estimation de la crue de projet.....	59
Conclusion.....	60

Chapitre IV : Etude hydrogéologique

Introduction.....	61
IV.1. Les réserve en eau de la région	61
IV.2. Les formations susceptibles d'être aquifères	62
IV.2.1. La Nappe Phréatique	62
IV.2.2. La Nappe Miopliocène	63
IV.2.3. La Nappe du Pontien.....	64
IV.2.3. La Nappe du Pontien.....	64
IV.3.Etude de la nappe de l'inféro-flux	65

IV.3.1. Caractéristiques générales de la nappe	65
IV.3.2. La morphologie de l'aquifère	65
IV.3.3. Paramètre physique de l'aquifère	66
IV.4. Piézomètre	68
IV.4.1. La carte piézométrique.....	68
IV.4.2. Interprétation de la carte piézométrique	69
IV.4.3. Gradient hydraulique	69
IV.4.4. Sens d'écoulement de la nappe	70
IV.5. Mode d'alimentation de la nappe	70
IV.6. Mode d'exploitation de la nappe	70
IV.7. Estimation des potentialités en eau.....	71
IV.8. Estimation du débit de l'inféro-flux	71
IV.9. Les prélèvements à la consommation	72
IV.10. Les pertes par évaporation de surface.....	72
IV.11. Confrontation ressources et besoins en eau.....	73
Conclusion.....	73

Chapitre V : Etude du barrage

Introduction.....	74
V.1. Considérations de conception.....	74
V.1. Le choix du site du barrage	74
V.3. Type des barrages souterrain utilise	76
V.4. Les variantes à choisir	76
V.2.1. Mur paroi moulée.....	76
V.2.2. Barrage en enrochement.....	77
V.4.3. Digue en argile	77
V.4.4. écran d'injection.....	77
V.5. Etude des variantes.....	77
V.5.1 Mur paroi moulée.....	77
V.5.1.1. Un mur paroi moulée.....	77
V.5.1.2. calcul et dimensionnement.....	78
V.5.1.3. Stabilité de la tranchée.....	80
V.5.1.4. Etude hydraulique du mur.....	81

V.5.2. Digue en enrochements.....	82
V.5.2.1. Largeur en crête	82
V.5.2.2. La longueur en crête.....	82
V.5.2.3. Pentes des talus	83
V.5.2.4. Dispositif de protection contre les effets de l'eau.....	83
V.5.3. Digue en argile.....	84
V.5.3.1. Les paramètres géométriques de la digue en argile.....	84
V.5.3.2. Choix des matériaux	85
V.5.4. écran d'injection.....	85
V.6. Fixation du choix définitif du type de barrage.....	87
V.6.1. Calcul des volumes.....	88
V.6.1.1. Mur paroi moulée.....	88
V.6.1.2. Digue en enrochements.....	89
V.6.1.3. Digue en argile.....	91
V.6.1.4. écran d'injection.....	92
V.6.2. Estimation du coût des variantes.....	93
Conclusion.....	93

Chapitre VI : Les ouvrages annexes

Introduction.....	94
VI.1. Seuil déversant.....	94
VI.1.1. Calcul hydraulique du seuil.....	94
VI.1.2. Profil d'un déversoir.....	95
VI.1.3. Calcul de stabilité du seuil.....	97
VI.1.3.1. Vérification au glissement.....	97
VI.1.3.2. Vérification au renversement.....	100
VI.1.3.3. calcul de résistance du barrage.....	101
VI.2. Prise d'eau.....	102
VI.2.1. Implantation du forage.....	102
VI.2.2. Exécution.....	103
VI.2.2.1. plan de tubage.....	103
VI.2.2.2. Profondeur total du forage.....	105
VI.2.2.3. La nombre des puits programme dans la prise d'eau	105
VI.2.2.3. La crépine.....	105
VI.2.2.4. Gravier additionnel.....	106

Conclusion.....	106
.....	
Chapitre VII : Organisation de chantier	
Introduction.....	107
VII.1. Travaux d'exécution.....	107
VII.1.1. Travaux préliminaires.....	107
VII.1.2. Travaux d'exécution du mur paroi moulée.....	108
VII.1.2.1. Excavation de la tranchée.....	108
VII.1.2.2. Bétonnage	108
VII.1.3. Travaux d'exécution de prise d'eau	109
VII.1.4. Travaux d'exécution du seuil déversant.....	109
VII.2. Approvisionnement du chantier en matériaux	109
VII.3. Auscultation technique du barrage souterrain.....	110
VII.4. Installation du chantier	110
VII.5. Planification	111
VII.5.1. Construction du réseau	111
VII.5.2. Les paramètres de la méthode C.P.M.....	112
VII.5.3. Chemin critique (C.C)	112
VII.5.4. Symboles des différentes opérations	113
VII.5.5. Détermination du chemin critique.....	114
VII.6. Devis estimatif.....	116
Conclusion.....	117
Conclusion générale.....	118

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation générale

Tableau I.1 : accroissement annuel de la dotation.....	06
---	-----------

Chapitre II: Etude géologique

Tableau II.1 : Résumé la lithostratigraphie de la cuvette.....	09
Tableau II.2 : Travaux de géophysique exécutés au niveau de la wilaya Biskra.....	12
Tableau II.3 : Echelle des résistivités adoptée.....	14
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des données géotechniques.....	17

Chapitre III: Etude Hydrologique

Tableau III.1: calculs du Temps de concentration.....	24
Tableau III.2 : Caractéristiques du bassin de l'oued Djedi au site Ouled Djellal.....	26
Tableau III.3: Températures moyennes, maximale et minimale	27
Tableau III.4 : Vitesses moyennes mensuelles du vent	28
Tableau III.5 : Fréquence moyenne interannuelle des vents par leur direction.....	29
Tableau III.6: Humidité mensuelles moyennes (%).....	29
Tableau III.7 : Ensoleillement mensuel moyen (heures).....	30
Tableau III.8 : Evapotranspirations potentielle mensuelles et annuelles en (mm).....	31
Tableau III.9 : indice d'aridité.....	32
Tableau III.10: Stations pluviométriques.....	34
Tableau III.11: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle des station	35
Tableau III.12: Les paramètres statistiques des précipitations maximales journalières station Biskra.....	36
Tableau III.13: Les paramètres statistiques des précipitations maximales journalières station laghouat.....	37
Tableau III.14: Ajustement a la loi de GUMBEL station Laghouat.....	38
Tableau III.15: Ajustement a la loi de GUMBEL station Biskra.....	38
Tableau III.16: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon station Laghouat.....	39
Tableau III.17: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon station Biskra.....	39
Tableau III.18: Ajustement a la loi de Galton (log-normal) de station Laghouat.....	40
Tableau III.19: Ajustement a la loi de Galton (log-normal) de station Biskra.....	41
Tableau III.20: Ajustement a la loi de Gauss (normal)de station Laghouat.....	42
Tableau III.21: Ajustement a la loi de Gauss (normal)de station Biskra.....	43
Tableau III.22: Apports moyens interannuels.....	48
Tableau III.23: Les caractéristiques d'écoulement.....	50
Tableau III.24: l'Apport fréquentielle de sous bassin versant	51
Tableau III.25 : les débits maximal pour différent période de retour Formule de MALLET-GAUTHIER.....	53

Tableau III.26 : les débits maximal pour différent période de <i>Formule de SOKOLOVSKY</i>	54
Tableau III.27 : les débits maximal pour différent période de <i>Formule de POSSENTI</i>	55
Tableau III.28 : les débits maximal pour différent période de <i>Formule de TURAZZA</i>	55
Tableau III.29 : les débits maximal pour différent période choisie.....	56
Tableau.III.30 : Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes.....	60

Chapitre IV : Etude hydrogéologique

Tableau IV.1 : les différentes valeurs de porosité total et la porosité efficace selon le type de sole.....	67
Tableau IV.2 : Résumé des paramètres du sol de l'aquifère.....	67

Chapitre V : Etude du barrage

Tableau V.1 : Le nombre de panneaux.....	80
Tableau V.2 : calcul de la stabilité de la tranchée.....	81
Tableau V.3 : récapitulatif des résultats de calcule de largeur de crête.....	82
Tableau V.4 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	83
Tableau V.5 : Absorption unitaire en fonction de la charge d'eau.....	86
Tableau .V.6 : calcul du gradient maximal.....	86
Tableau V.7 : Valeur de gradient admissible en fonction de la hauteur du barrage.....	87
Tableau V.8 : volume des recharges.....	89
Tableau V.9 : surface de masque.....	90
Tableau V.10 : surface de masque.....	91
Tableau V.11 : volume de la digue	91
Tableau .V.12 : Gamme des volumes de coulis.....	92
Tableau V.13 : les coûts des variantes étudient.....	93

Chapitre VI : Les ouvrages annexes

Tableau.VI.1 : les débits en fonction de la hauteur.....	95
Tableau VI.2 : Les coordonnées du profil de déversoir.....	96
Tableau .VI.3 : résumé des calcules de force au glissement.....	100
Tableau .VI.4 : résumé des calcules vérification au renversement.....	101
Tableau VI.5 : Les diamètres intérieurs d'après les débits prévus.....	104

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1 : symboles des opérations.....	113
Tableau VII.2 : Programme des travaux pour la réalisation de barrage d'Ouled Djellal (Diagramme de GANTT).....	115

Tableau VII.3 : devis estimatif.....	116
---	------------

Liste des figures

Chapitre I : Présentation générale

Figure I.1 : situation de la zone d'étude.....	02
---	-----------

Chapitre II : Etude géologique

Figure II.1 : carte géologique de l'Algérie (SONATRACH).....	08
Figure II.2 : la carte géologique d'Ouled Djellal ech : 1/200.000.....	09
Figure II.3 :coupe géologique du domaine atlasique et la plateforme saharienne (R.Guiraud.1990)	11
Figure. II.4 : Carte esquisse tectonique.....	11
Figure II.5 : Schéma de principe.....	12
Figure. II.6 : Carte de résistivité apparent en AB=600m	15
Chapitre III: Etude Hydrologique	
Figure III.1 : Le bassin versant de l'oued d'Djedi (échelle : 1/200 000)	18
Figure III.2 : répartition et courbe hypsométrique.....	20
Figure III. 3 : Le réseau hydrographique du bassin versant.....	23
Figure III.4 : Profil en long du cours d'eau principal.....	25
Figure III.5 : Températures en fonction de temps.....	28
Figure III.6 : Rose des vents-Station de Tamanrasset.....	29
Figure III.7 : Humidités en fonction de temps.....	30
Figure III.8 : Evapotranspirations potentielle en fonction de temps.....	32
Figure III.9 : Abaque d'E.DE MARTONNE indice d'aridité.....	33
Figure III 10 : représentation des zones d'influence des stations pluviométriques.....	35
Figure III.11 : variation mensuelle de la pluie observée a Oued Djedi (mm).....	36
Figure III.12 : Ajustement d'une loi de Gumbel aux pluies maximales journalières observées à la station de Laghouat pour le période (1967-2000).....	49
Figure III.13 : Ajustement d'une loi de Gumbel aux pluies maximales journalières observées à la station de Biskra pour le période (1973-2010).....	51
Figure III.14 : Ajustement de la loi de Galton (Log Normale) station Laghouat.....	40
Figure III.15 : Ajustement de la loi de Galton (Log Normale) station Biskra.....	41
Figure III.16 : Ajustement de la loi de Gauss (Normale) station Laghouat.....	42
Figure III.17 : Ajustement de la loi de Gauss (Normale) station Biskra.....	43
Figure III.18 : Pluie de Courte Durée station Laghouat.....	44
Figure III.19 : Pluie de Courte Durée (station Biskra).....	45
Figure. III.20 : Hydrogramme de crues pour les différentes fréquences.....	58
Chapitre IV : Etude hydrogéologique	
Figure IV.1 :l'ensemble des formations aquifères de la région de Biskra	61
Figure. IV.2 : Distribution des puits et extension de la nappe.....	63
Figure IV.3 : Distribution des forages captant le Miopliocène et extension de la nappe Miopliocène.....	63

Figure IV.4 : Distribution des forages captant le Pontien et extension de la nappe Pontienne.....	64
Figure IV.5 : implantation des forages et extension de la nappe des calcaires de Tolga.....	65
Figure IV.6 : Schéma représenté les différentes valeurs de perméabilité selon le type de sol.....	66
Figure.IV.7: La carte piézométrique d'oued Djedi.....	69
Chapitre V : Etude du barrage	
Figure. V.1 : Type de barrage souterrain	76
Figure V.2: Schéma explicatif de construction de mur paroi moulée.....	78
Figure .V.3: Schéma explicatif de construction voile d'injection.....	85
Figure V.4: Arrangement de viole des trous pour le barrage de souterrain	92
Chapitre VI : Les ouvrages annexes	
Figure VI.1 : schème représentée les paramètres de calcule le débit d4evacuteur de crue	95
Figure VI.2 : Les paramètres du profil d'un déversoir.....	96
Figure VI.3 : Profil Creager du déversoir.....	97
Figure VI.4 : La différente force applique sur le seuil.....	98
Figure VI.3 : forage non artésien.....	104
Chapitre VII : Organisation de chantier	
Figure VII.1: réseau de différentes opérations.....	113

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan de masse du barrage d'Ouled Djellal (W.BISKRA)

Planche N°2 : Profil en long y compris la coupe géologique de l'axe longitudinale de barrage Ouled Djellal (W .BISKRA)

Les variantes proposées (1)

Planche N°3 : - Digue en enrochement

-Digue en argile

Les variantes proposées (2)

Planche N°4 : - Mur paroi moulée

-Voile d'injection

Planche N°5 : Coupe longitudinale a l'axe du mur paroi moulee du barrage Ouled (W. BISKRA)

Planche N°6 : Seuil déversant

Planche N°7 : Murettes guides

Planche N°8 : La coupe type de forage de prise

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La ville d'Ouled Djellal caractérisée par un climat aride, où les pluies ont une moyenne de l'ordre de 150mm/an, et une température qui peut atteindre les 48 degrés à 50 dans le mois de Aout, a vu une forte augmentation de la population ces dernières années. La demande en eau a aussi augmenté d'une façon telle qu'il faut bien penser à la gestion de cette ressource dont 100% est assurée par les eaux souterraines. Les rabattements des niveaux d'eau dans les différents aquifères qui caractérisent la ville de Ouled Djellal, ne cessent pas de baisser ce qui a créé des zones non saturées très importantes ce qui influe sur le caractère de la perméabilité des formations. Devant une telle situation, il faut agir à résoudre le problème de telle sorte de proposer une solution technique pour avoir un équilibre dans les nappes. Une solution se trouve dans la recharge artificielle des nappes par la technique du barrage souterrain.

L'objectif de ce barrage inféro-flux est d'augmenter les capacités hydriques de la région, améliorer les conditions de vie des populations locales et les fixer, en leur assurant l'irrigation 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

Le premier chapitre est consacré à l'étude topographique et à présentation de la zone d'étude, nous y avons également exposé la problématique. Le deuxième chapitre présente la géologie de la région détaillée. de l'étude géologique de la Lithostratigraphiques, la tectonique, la géophysique.

Dans le troisième chapitre on s'intéresse à la partie hydrologique du projet. Nous avons dans ce volet d'étude évalué le débit de projet et les paramètres hydrologiques. Dans le quatrième chapitre nous avons traité les conditions hydrogéologiques de la région à savoir : les types des aquifères, les paramètres de l'aquifère ciblée ainsi qu'un aperçu sur le bilan hydrique de la nappe.

Par la suite au cinquième chapitre on traitera le choix du site de notre barrage sous les contraintes des différentes conditions. A la fin on devra proposer des variantes qui conviennent bien à ce que nous avons comme données. Parmi ces variantes, on choisira la variante la plus convenable satisfaisant notre demande. Pour ce qui est du sixième chapitre, on s'intéresse aux ouvrages annexes.

Chapitre I

Présentation générale

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

La région de l'Ziban renferme un patrimoine culturel qui raconte les nombreuses civilisations qui s'y sont succédées depuis les premiers âges de l'humanité.

Montré inscriptions anciennes que la région a connu la civilisation antique datant du néolithique de scène "sur 3000 années av. j-c", comme l'hippocampe de ligne "Alims" entre les établissements en Roumanie et en tribus amazigh passe cette région, et qui prouve que la présence de traces d'huile et moulins garde romaine tours éparpillées près oued Djedi et pendant la « Alhlallion » du XI^e siècle ont fui vers la région où ils ont imposé la population à rendre hommage, et des campagnes répétées, ce qui incite les résidents à appeler au secours Arabes East, et les enfants Zachary qui étaient basés dans Ouled Djellal Le centre commercial.

I.2. Caractéristiques de la région de Ouled Djellal

I.2.1. Eléments climatiques

Le climat d'Ouled Djellal est : sec et chaud en été (température entre 35 et 45 °C le jour, et entre 25 et 35 °C la nuit), il est sec et froid en hiver (température entre 10 et 20 °C le jour, et entre -2 et 5 °C la nuit).

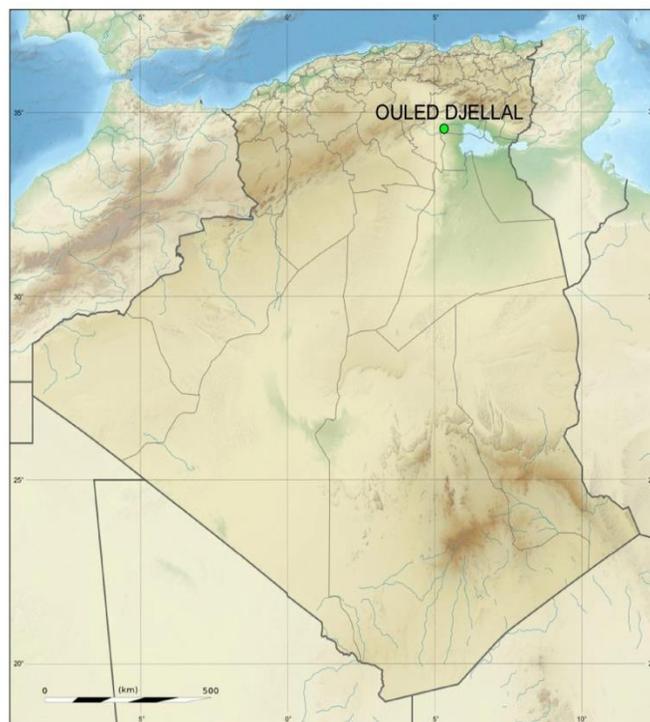


Figure I.1 : situation de la zone d'étude(Wikipédia)

I.2.2. Topographie et relief

La région d'Ouled Djellal présente une morphologie propre au plateau saharien, il reste cependant qu'en profondeur la structure plissée de l'Atlas saharien se fait sentir. Il s'agit en effet d'une zone de transition entre un domaine d'aspect tectoniquement calme et une zone plissée à relief dominant qui forme une barrière ou une bordure d'âge essentiellement crétacé, Ceci englobe les sous-bassins 1,2,3,4,5,6,7,8et 9 du bassin hydrologique 06 du chott Melghir.(CHABOUR.N.2006).

1.2.3. Réseau hydrographique

Le bassin versant de l'oued Djedi couvre une superficie de 24200 Km². C'est le cours d'eau le plus important du bassin versant. Il traverse toute la région située à l'ouest du méridien de Biskra et se jette dans le Chott Melghir. Il est orienté Ouest – Est, mais au cours de son trajet, il subit des déviations locales et c'est ainsi qu'au niveau de Sidi Khaled il bifurque au Nord pour ne reprendre sa direction initiale qu'au niveau de Lioua. L'oued Djeddi peut être considéré comme le collecteur de la vaste gouttière qui s'étend sur plus de 500 km au pied de l'Atlas saharien (Dubieff, 1953). Elle est assez fortement inclinée (2 pour mille) vers L'ENE. (Fig. II.4), partant de RassEchaab, à 969 mètres d'altitude, au chott Melghir, à une vingtaine de mètres au dessus du niveau de la mer. L'origine de l'Oued Djedi se situe à la confluence des deux oueds : M'zi et Messad. Sur son passage, il reçoit plusieurs oueds.

1.2.4. Les réserve en eau

Les ressources hydriques de la wilaya de Biskra sont contenues dans:

Les ZIBANS font partie d'un immense bassin sédimentaire qui est le "BAS-SAHARA". Ce bassin est particulièrement bien doté en formations perméables autorisant la circulation souterraine des eaux. Les unes, surmontées de terrains imperméables, permettent l'existence des nappes captives, tandis que les autres, situées au sommet des dépôts, sans couverture étanche, peuvent receler des nappes phréatiques.

Les eaux souterraines appartiennent donc, à un bassin hydrogéologique complexe dont les principaux éléments sont constitués par quatre ensembles aquifères superposés :

nappe phréatique "superficielle des alluvions "

nappe des sables du Mio-Pliocène

nappe des calcaires de l'Eocène inférieur dite (nappe deTOLGA)

nappe profonde des grès du continental intercalaire dite "nappe albienne".

En ce qui concerne les eaux de surface, nous trouvons oued Djedidont les principaux affluents viennent de l'ouest, et les apports sont issus de la zone nord des ZIBANS; autrement-dit, des versants East sud de l'Atlas saharien, qui s'écoulent vers la cuvette du CHOTT MELRHIR. Ces apports illustrent dans un sens l'importance de la lame d'eau reçue, en plus de son impluvium propre à la région des ZIBANS, qui va alimenter les réservoirs souterrains.

I.3. Description de la zone d'étude

I.3.1. Situation géographique

La zone d'étude du barrage inféro-flux est située dans le village d'Ouled Djellal, à 70 km environ, au sud ouest, du chef lieu de wilaya de Biskra. Les coordonnées du site, selon le système U.T.M, sont comme suivent: $X = 696,838\text{km}$, $Y = 3015,309\text{km}$ et $Z = 164\text{ m}$.

Elle est limitée :

- Au Nord et au Sud respectivement par les latitudes Nord $34^{\circ}27'40''$ et $34^{\circ}22'43''$.
- A l'Est et à l'Ouest respectivement par les longitudes $5^{\circ}8'34''$ et $4^{\circ}59'11''$.

I.3.2. Données socio-économiques

Elle est basée exclusivement sur l'élevage ovin et l'agriculture, en particulier les dattes *DegueletNour*, ville de la brebis et du palmier, par allusion à la ville de Djelfa (wilaya connue pour son élevage ovin) et à la ville de Biskra (wilaya connue pour la culture du palmier). Deux particularités de la ville d'Ouled Djellal : il y a souvent dans chaque maison une ou deux chèvres, élevées pour les besoins laitiers de chaque famille ;

En matière d'irrigation, une partie de l'eau qui alimente les cultures locales est puisée dans des eaux souterraines. La région est également productrice d'ovins. Une race ovine locale qui porte le nom de la ville *race Ouled Djellal* dite aussi race blanche est connue mondialement,

I.3.3. Réseau routier

Pour accéder à la ville de Ouled Djellal, à partir du chef lieu de wilaya de Biskra, il faut emprunter la route goudronnée CW°61, sur 75 km. et accéder avec la ville de Boussaâda et Touggourt partir RN°46A reliant cette dernière à Alger. et accéder avec la ville Sidi Khaled route intercommunale, Les accès aux différents endroits dans ville se fait à partir du réseau routier a moyen état.

1.3.4. Alimentation en eau potable (A.E.P)

La mise en service d'un forage équipé d'une pompe, implanté a cote de la ville, a permis d'approvisionner une partie de population par un réseau de distribution. et Renforce par addiction de l'alimentation en eau potable de Ouled Djellal à partir de BirNâam en 2004 de debit 15000m³/j.

1.3.5. Assainissement

L'agglomération de la ville d'Ouled Djellal est dotée d'un réseau de collecte des eaux usées domestiques, son seul rejet déverse dans l'oued de Djedi à l'avale de la ville, à l'air libre, sans aucun traitement préalable.

Cette pratique constitue une importante source de pollution du milieu naturel, la pollution des eaux du futur barrage d'Oued Djdi est à craindre d'autant plus que les volumes des eaux rejetées croissent dans le même sens que la population.

1.3.6. Population

La population actuelle est de l'ordre de 45 620 habitants, elle se trouve en perpétuel mouvement en quête de travail. A l'horizon 2050, la population sera de l'ordre de 110 000 habitants (en prenant le taux d'accroissement d'Abalessa égal à 2,5 %)

I.4. Besoins globaux en eau

I.4.1. 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 (ANRH)

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 d'Ouled Djellal, où la population est de l'ordre de 45620 habitants, la dotation journalière sera donc au maximum de 165 l/j.hab, par conséquent les besoins en eau, à l'horizon 2050, seront de l'ordre de 6,624Mm³/an.

I.4.2. Besoins en eau pour l'irrigation

La consommation agricole des eaux estime 15400m³/Ha/an et la surface irriguée évaluée à 2345 Ha, alors la consommation annuelle 36,11 Hm³.

I.4.3. Autres besoins

Nous considérons que les autres besoins pour les équipements et le cheptel représentent un ordre de 20% des besoins domestiques, soit un besoin annuel de 1,3 Hm³/an, et les besoins pour l'abreuvement du cheptel.

L'élevage des moutons représente une grande quantité parce que le nombre des races est 24.000 ovins et 3.500 caprins, et consomme de 5 l/j/race est représentée à 0,05 Hm³/an.

Chapitre II

Etude géologique

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.

II.1.Géologie régionale

Principales unités structurales

L'Algérie comprend quatre grands ensembles structuraux :

- l'Atlas tellien, constitué de reliefs et de plaines littorales
- les hauts plateaux et les hautes plaines
- l'Atlas saharien formant une longue suite de reliefs orientés NE-SO
- la plate-forme saharienne.

Ces domaines sont divisés en deux unités tectoniques majeures séparés par la faille sud atlasique. Les trois premiers domaines portent l'empreinte de la tectonique alpine. C'est le domaine de la Berbérie limité au sud par la flexure sud atlasique. C'est le domaine des séries plissées et charriées. La plate-forme saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée, appartient au craton africain. Elle est caractérisée, en général, par des régions plates.(CHABOUR.N, 2006, p.33)

Le Nord de l'Algérie

Le Nord de l'Algérie appartenant au domaine alpin est constitué de reliefs jeunes modelés au cours du Tertiaire. Ce domaine est délimité par les éléments suivants :

- au Sud, l'Atlas saharien est né d'un long sillon subsidient compris entre les hauts plateaux et la plate-forme saharienne. Au Mésozoïque, ce sillon fut comblé par une puissante série sédimentaire (7000 à 9000m.). Durant le Tertiaire, une tectonique compressive réactive les structures extensives antérieures en failles et structures inverses aboutissant à la formation de cette chaîne montagneuse ;
- le Hodna est un bassin d'avant fosse dont la séquence de remplissage débute par des dépôts continentaux d'âge Eocène et Oligocène et se poursuit par un Miocène marin(FENLON, 1964).

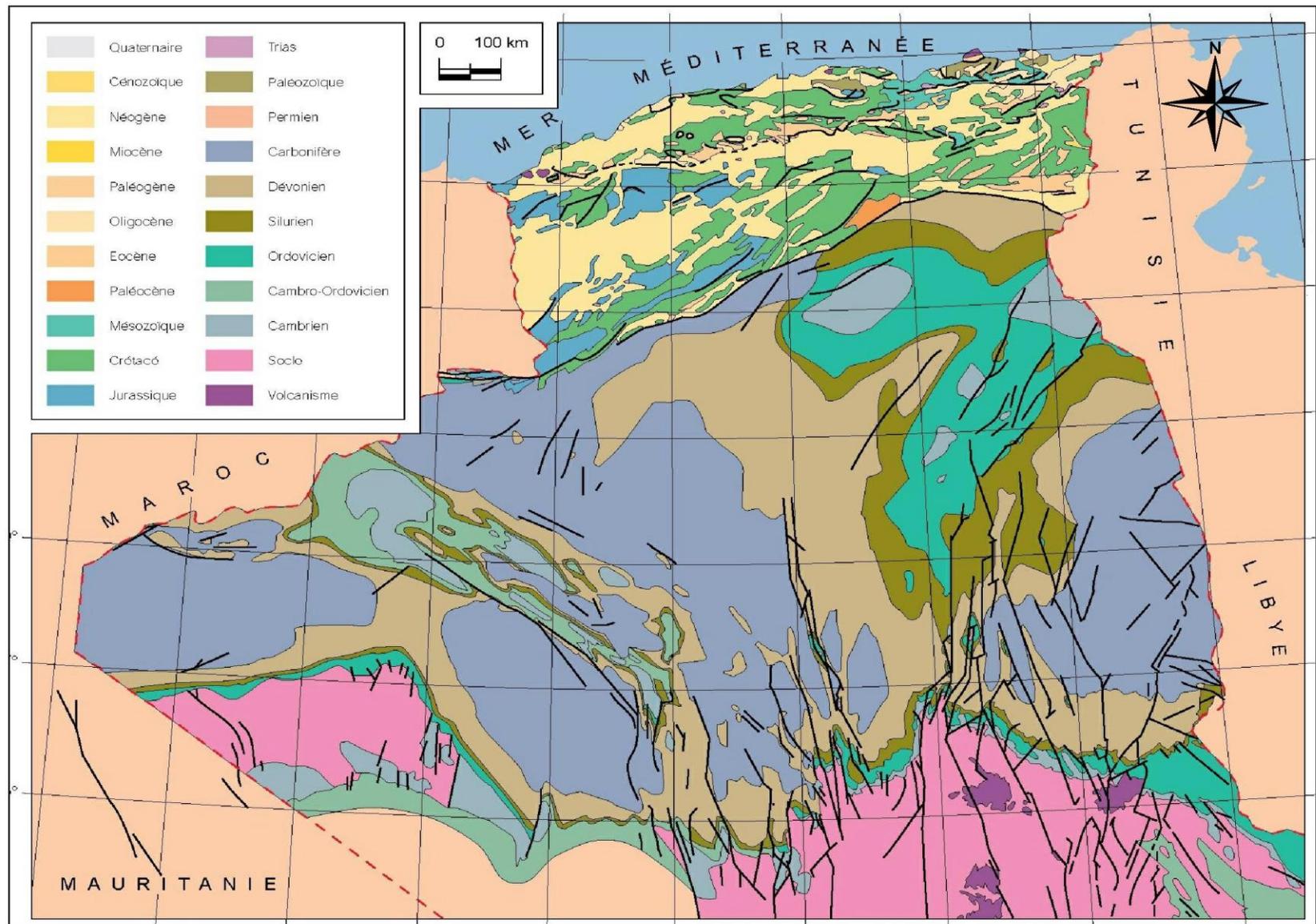


Figure II.1 : Carte géologique de l'Algérie (SONATRACH)

II.2 .Géologie de la cuvette

La géologie de la cuvette se résume comme suit :

II.2. 1.Stratigraphie et lithologie

La lithostratigraphie de la région d'Ouled Djellal cartographiée figure dans le tableau ci-dessous qui indique les différentes unités géologiques

Tableau II.1 :Résume la lithostratigraphie de la cuvette

Unités Stratigraphiques	Unités Lithologiques	Unités Li thostratigraphiques	Prof. (m)
PHREATIQUE	Cailloutis gravies et sables dans les lits d'oued	Continental terminal	20 – 60
MIO-PLIOCENE	Alternances d'argiles et sables	Continental terminal	90 – 250
EOCENE INF	Calcaires (.argiles)	Eocène carbonate	90 – 500
ALBIEN	Calcaire	Albien carbonate Albien	1700 – 2600
	Marnes, Grès		

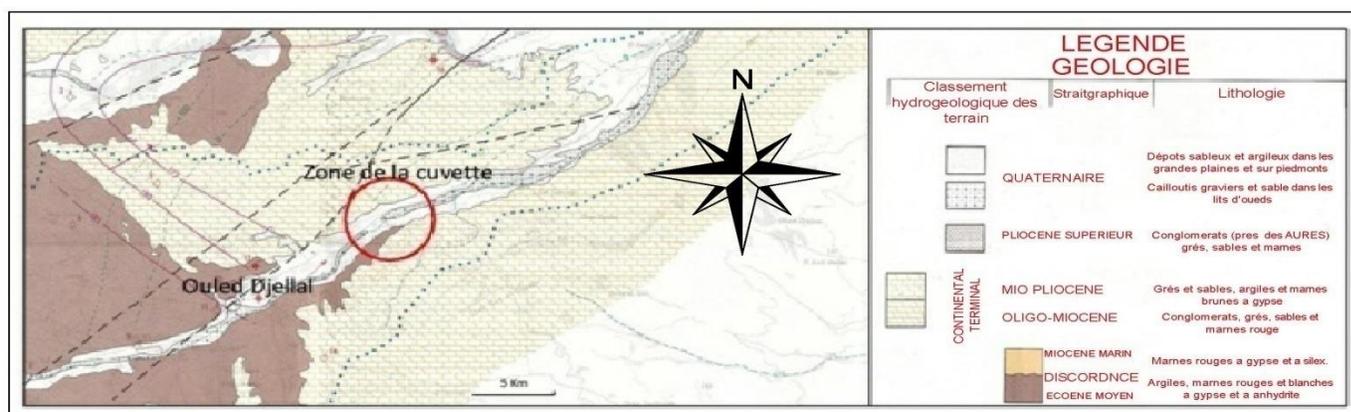


Figure II.2 : Carte géologique d'OuledDjellalech : 1/200.000 (ANRH)

II.2.2. Tectonique

Le Sahara algérien occupe la partie occidentale de la dalle précambrienne du continent africain. Cette plate-forme saharienne est limitée au sud par les bordures du bouclier Targui et Reguibat et au nord par la région alpine plissée de l'Atlas. La limite entre la zone tectoniquement calme de la plate-forme saharienne et la zone plissée de l'Atlas saharien (Figure II.3) est marquée par l'accident sud atlasique matérialisé par des flexures et des failles. La région des Zibans se situe dans cette zone de transition. Les dépôts néogènes qui sont surtout le produit de démantèlement de la chaîne atlasique masquent complètement les structures plissées sous-jacentes. Et ce n'est que grâce à la géophysique et aux logs de forages que cette structure est mise à jour. Ainsi les chaînes de l'Aurès montrent une série de plis orientés NE-SO qui vient s'envoyer sous la plaine saharienne. Le recouvrement des formations crétacées conservant la structure propre à la chaîne atlasique s'est fait par l'abaissement de la zone du sillon sud aurésien et la surélévation de la chaîne de l'Atlas saharien. Ceci est dû, parfois, à des flexures et à des failles. D'autres fois au contraire cet abaissement est moins brusque, on peut alors observer l'affleurement de ces plis. C'est ainsi que le Sénonien se trouve formant les dômes allongés du djebel Hamara du Kebch et du Touila. Le régime continental localisé au crétacé inférieur dans cette région et qui laisse cependant voir quelques incursions marines à l'Aptien cesse avec la transgression marine du Cénomani. A partir de cette époque et jusqu'à la fin de l'Eocène moyen, la sédimentation a été de type lagunaire ou marine. A la fin de l'Eocène moyen, la région subit une surélévation due à des mouvements orogéniques. Ceci a provoqué de faibles plis de direction NE-SO qui sont en relation avec le plissement de l'Atlas saharien, ainsi qu'un plissement de direction ENE-OSO. Cette dernière phase tectonique est parfois très violente qu'elle a provoqué le déversement vers le sud. La couverture par les sédiments continentaux ne s'est faite qu'à la fin du Miocène. Une dernière phase orogénique a eu lieu à la fin du Pliocène montrant un plissement de direction Est-Ouest. Cette phase accentue les plissements précédents et redresse les flancs sud de la chaîne atlasique.

De cette brève description géologique il résulte que dans la partie Ouest des Zibans, la structure de la chaîne de l'Atlas saharien se poursuit dans les parties saillantes de cette région. Il est admis que cette structure se retrouve également dans la partie la plus déprimée, au niveau d'Ouled Djellal. Une telle structure est très favorable à la formation de cuvettes synformes et par conséquent à celle des nappes artésiennes.

L'orogénèse atlasique est aussi responsable des plis à grands rayons de courbure rencontrés au niveau de la plate-forme Saharienne : dorsale du M'Zab, l'axe Amguid-El Abiod formant un synclinal qui se continue jusqu'aux Aurès.

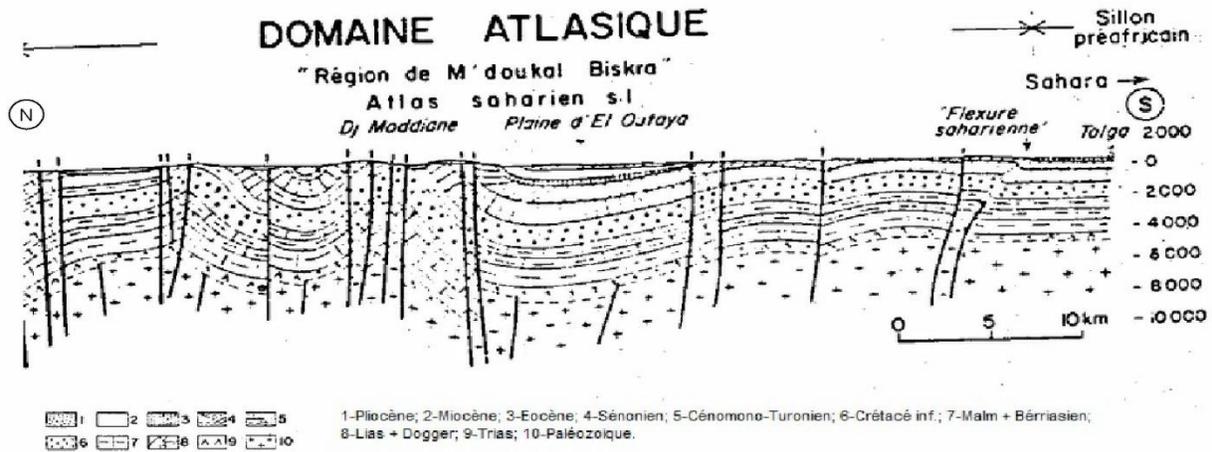


Figure II.3: Coupe géologique du domaine atlasique et la plateforme saharienne

(R.Guiraud.1990)

Ces plis de direction générale NE-SW sont mis en évidence par la géophysique ainsi que l'étude des forages. Ils sont, en outre, matérialisés par l'apparition de dômes alignés suivant ces mêmes directions. C'est ainsi que le pli anticlinal céno-manien de Sidi Khaled provient du dôme de Biskra, s'enfonce dans la plaine de Foughala, affleure à Doucen et se poursuit jusqu'au Sud de l'oued Djedi.

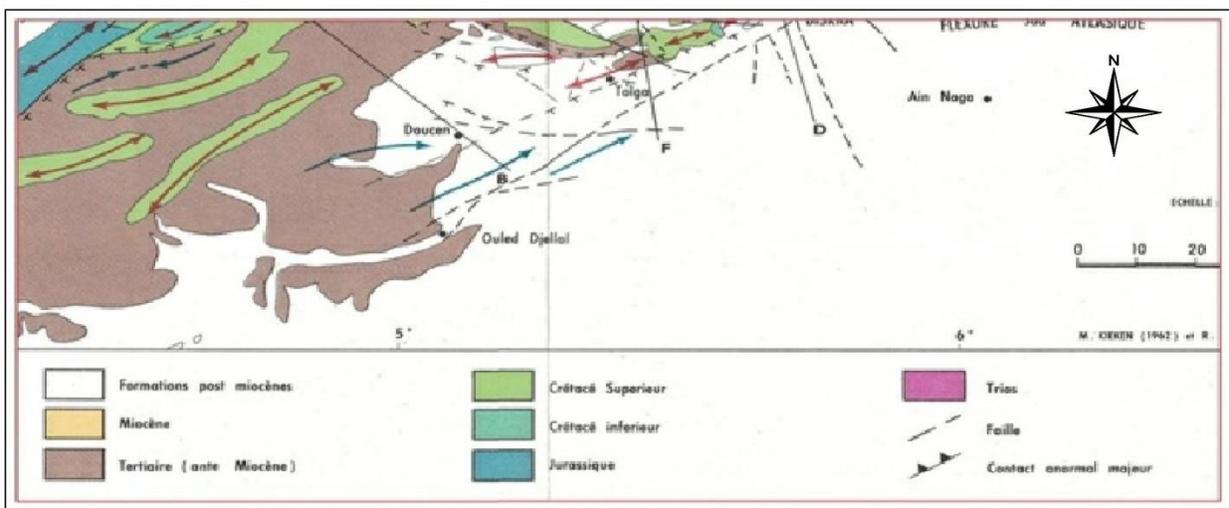


Figure. II.4 : Carte esquisse tectonique (ANRH)

II.3.Géophysique

En plus des études de terrain (sur les affleurements) et les résultats tirés des sondages mécaniques, l'outil géophysique, a énormément contribué à la connaissance des réservoirs hydriques.

II.3.1.Prospection électrique

La méthode employée est celle des sondages électriques verticaux selon le dispositif de Schlumberger, avec une ligne d'émission de courant $AB = 600\text{m}$, pour une profondeur d'investigation inférieure à 75m :

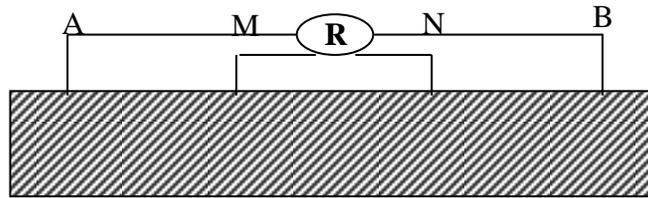


Figure II.5 : Schéma principe de sondage électrique vertical

Tableau II.2 : Travaux de géophysique exécutés au niveau de la wilaya Biskra

Nombre de sondages électriques	Ligne d'émission AB	Nombre de profil
681	2000 m	98
22	2500 m	2
130	3000 m	7
62	4000 m	19
Nombre de points magnétométriques	Pas de mesure	Nombre de profils
535	100 m	19

II.3.2.Interprétation des données de sondages électriques (secteur de sareg el kebir).

II.3.2.1.Introduction

Le secteur de Sareg El Kébir est localisé au point de vue géologique au niveau de la plate forme saharienne au Sud de la flexure atlasique dans la partie septentrionale du Sahara. Dans ce cas la prospection électrique réalisée à l'aide d'une ligne d'émission $AB = 3000\text{ m}$ va nous permettre principalement d'approcher la géométrie et la nature des formations susceptibles d'être aquifères

représentées par les calcaires à silex de l'Eocène inférieur, les calcaires massifs du Sénonien supérieur et des argiles, sables et cailloutis du Mio-Pliocène.

II.3.2.2.Etalonnage des sondages électriques

Pour l'établissement d'une échelle des résistivités fiable qui sera utilisée lors de l'interprétation des sondages électriques, un étalonnage des résultats de la prospection électrique a été effectué à l'aide des données relatives aux sondages paramétriques exécutés directement sur les formations et des forages existants dans le secteur étudié. Les valeurs de résistivités réelles déterminées ont été utilisées pour l'établissement des différentes cartes et coupes géoélectriques.

II.3.2.2.1.Etalonnage du sondage électrique B12 a l'aide du forage d'Ourlal

Le sondage électrique B12 (voir l'annexe. figure 1) réalisé à proximité du forage d'OURLAL aux coordonnées Lambert (X= 758,680 Kms, Y= 153,420 Kms,) de 550 m de profondeur et d'un débit de 20 l/s montre d'après le modèle électrique que l'on peut attribuer une résistivité de.

- 47 Ohm .m aux argiles, sables et cailloutis du Mio - Pliocène
- 18 Ohm .m aux argiles gypseuses, anhydrite, et calcaires dolomitiques de l'Eocène moyen.
- 100 Ohm .m aux calcaires à silex noirs de l' Eocène inférieur

II.3.2.2.2.Etalonnage du sondage électrique A2 a l'aide du forage de Liouva

Le sondage électrique A 2 (voir l'annexe.figure1) réalisé à proximité du forage de LIOUVA aux coordonnées Lambert (X= 749,000 Kms, Y= 150,750 Kms,) de 534 m de profondeur et d'un débit de 10 l/s montre d'après le modèle électrique que l'on peut attribuer une résistivité de.

- 13 à 240 ohm .m aux argiles , sables et cailloutis du Mio - Pliocène
- 9 ohm .m aux argiles gypseuses , anhydrite , et calcaires dolomitiques de l'Eocènemoyen
- 150 ohm .m aux calcaires à silex noirs de l' Eocène inférieur

II .3.2.2.3. Echelle des résistivités :

L'échelle des résistivités adoptée tableau II° 3 ci -après a été effectuée en tenant compte des données obtenues à l'aide des sondages paramétriques exécutés directement sur les différentes formations ainsi que celles correspondant à l'étalonnage à partir des forages.

Tableau II.3 : Echelle des résistivités adoptée

FORMATION	AGE	RESISTIVITE ADOPTEE EN OHM.M
Argiles, sable et cailloutis	Mio - Pliocène	13-240
Argiles gypseuses, anhydrite, et calcaires dolomitiques	Eocène moyen	4-26
Calcaires à silex noirs et nummulites	Eocène inférieur	80- 200

II.3.2.3. Interprétation des coupes géoélectriques

Au niveau des coupes géoélectriques A et B (annexe figure 3) les formations recoupées correspondant au Mio -Pliocène, à l'Eocène moyen, à l'Eocène inférieur et au Senonien remontent au niveau de la faille d'orientation ONO - ESE passant au Sud des sondages A1 et B 8 et s'enfouissent de part et d'autre de celle-ci.

Les coupes géoélectriques C et D (annexe figure 2, 3) permettent de constater que les terrains traversés sont représentés par les formations résistantes du Senonien inférieur (sondages C1 à C8), du Senonien supérieur, de l'Eocène inférieur et du Mio - Pliocène ainsi que celles conductrices de la base du Senonien supérieur et de l'Eocène moyen. La partie sud-ouest des coupes indique une remontée des différentes formations avec une diminution des épaisseurs des argiles, sables et cailloutis du Mio-Pliocène. Dans la partie nord-est des coupes on remarque un épaissement des terrains mio - pliocènes avec un enfouissement des différents horizons et ce particulièrement à l'aplomb des sondages (C21, C24, et D14 à D22).

Les coupes géoélectriques E et F (l'annexe figure 2,3) montrent une remontée des différentes formations dans la partie sud-ouest et nord-est des coupes et un enfouissement de celles-ci dans le secteur central avec un épaissement des grès, sables et argiles du Mio-Pliocène d'une résistivité comprise entre 45 à 190 ohm .m .

II.3.2.4. Interprétation des cartes de résistivités apparentes

II.3.2.4.1. Interprétation de la carte des résistivités apparentes EN AB = 600m

La carte (Figure. II.6) dont la profondeur d'investigation est de l'ordre de 150m permet de mettre en évidence au niveau du secteur d'étude trois plages de résistivités bien distinctes il s'agit :

Des résistivités apparentes supérieures à 40 ohm.m (coupes A , B , C et E) que l'on peut attribuer aux grès, sables et argiles du Mio-Pliocène qui présentent à ce niveau les épaisseurs les plus élevées .

Des résistivités apparentes inférieures à 20 ohm.m mises en évidence dans la partie sud-ouest du secteur d'étude qui expliquent assez bien l'influence des dépôts lagunaires conducteurs de l'Eocène moyen qui remontent à cet endroit.

Des résistivités apparentes comprises entre 30 à 50 ohm .m que l'on observe dans la partie nord -est du secteur d'étude et qui montrent que l'influence des terrains conducteurs de l'Eocène moyen est moins prononcée que précédemment car à cet endroit ils sont localisés à une plus grande profondeur.

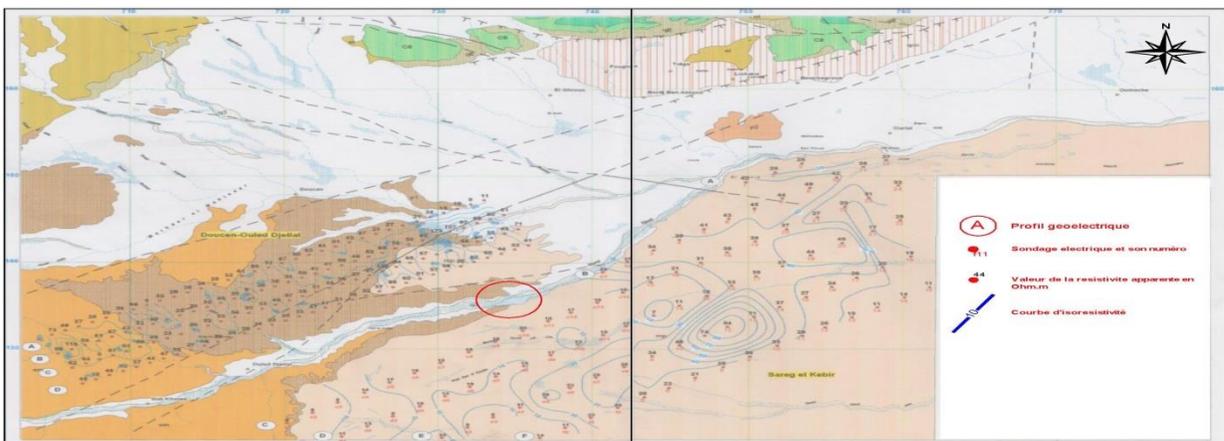


Figure. II.6: Carte de résistivité apparente en AB=600m

II.3.2.4.2. Interprétation de la carte des résistivités apparentes en AB = 1000m

Cette carte (Figure. II.6) dont la profondeur d'investigation est plus importante que la précédente montre que :

La résistivité apparente supérieure à 30 ohm.m au niveau des coupes géoélectriques A et B est à attribuer à l'influence des grès, sables et argiles du Mio-Pliocène qui présentent probablement à ce niveau les épaisseurs les plus élevées.

La résistivité apparente inférieure à 30 Ohm.m correspondant aux dépôts lagunaires de l'Eocène moyen que les sondages ont traversé dans la majeure partie du secteur d'étude.

II.3.2.4.3. Interprétation de la carte des résistivités apparentes en AB = 3000m

Cette carte (Figure.II.5) permet d'attribuer les résistivités apparentes inférieures à 40 ohm .m aux marnes conductrices de la base du Sénonien supérieur qui ont été recoupés par presque par la totalité des sondages électriques. Les résistivités supérieures à 40 Ohm .m relevées au niveau de la coupe géoélectrique E sont à attribuer aux calcaires à silex et calcaires massifs de l'Eocène inférieur et du Sénonien supérieur qui s'enfouissent à cet endroit pour remonter vers le sud -ouest et le nord -est du secteur d'étude.

II.3.2.5. Conclusion:

L'interprétation des coupes géoélectriques et des différentes cartes (annexe 2, 3) montre que les aquifères correspondant aux grès, sables et argiles du Mio-Pliocène et les calcaires à silex noirs et calcaires massifs de l'Eocène inférieur-Sénonien supérieur présentent des épaisseurs élevées avec de fortes résistivités au niveau des profils A et B Les constatations sus citées montrent qu'il serait intéressant de réaliser des forages de reconnaissance (annexe 2, 3) dont les caractéristiques sont mentionnés au tableau n °4 ci -après à l'emplacement des sondages électriques B4 et B9.

II.4. Géologie de site

La géologie au niveau du site de barrage se résume comme suit :

le lit d'oued est constitué généralement par une couche selon la géoélectrique, la première couche est constituée par des cailloutis graviers et sables dans les lits de oued et dépôts sableux argileux dans les grand plains et sur les pieds monts.

L'absence des failles selon le rapport carte géologique.

II.5. Géotechnique

Le rapport fourni par l'ANRH a partir d'un forage d'eau situé a côté du barrage est présenté dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des données géotechniques

Sondage n°	S1		S2	S3
Profondeur, en m	0,00 – 6,5		6,50 – 13	13 – 19,5
Nature du sol	Terre arable + Sable et galet + argile et galet+calcaire et galet		Calcaire +argile jaune et galet	Argile grise et rouge et grés
W _n %	11,94	19,84	14,58	31,15
γ_d , t/m ³	1,22		1,15	1,23
γ_h , t/m ³	1,45		1,63	1,58
S %	65,33		94,56	98,45
K, m/s	5 .10 ⁻³ a 5 .10 ⁻⁵		8 .10 ⁻⁶ a2,10 ⁻⁶	8 .10 ⁻⁷ a5, 10 ⁻⁷
φ°	41,5		44	42
P _c , bars	2,67		0,970	0,85
C _c	0,14		0,183	0,210
C _g	0,043		0,027	0,019

Conclusion

D'une manière générale le lit d'oued Djedico contient des sables grossiers à moyens au sommet et devient plus fins vers la base en association avec des galets et de fines pellicules d'argiles; souvent en association avec des galets, argile jaune, rouge, grise et grés, calcaire, ce lit n'est pas basé sur une roche dure mais plutôt sur une couche caractérisée par une faible perméabilité.

Les données géologiques, géotechniques et géophysiques montrent clairement que le site choisi est le plus approprié pour la réalisation de notre barrage inféro-flux.

Une remontée des couches peu perméables indique probablement la fermeture de la cuvette d'Oued Djedi pour une largeur très petite de barrage.

Chapitre III

Etude hydrologique

Introduction

Dans les régions arides et semi-arides, les précipitations, étant caractérisées par de fortes irrégularités, ont généralement des effets dévastateurs et néfastes à travers les crues des cours d'eau. Ces oueds qui ne présentent pas d'écoulement pérennes sont, en fait, la principale origine de l'alimentation des aquifères, notamment les nappes de l'inféro-flux. Le régime pluviométrique des cours d'eau est fonction du régime de la pluviométrie. Ces cours d'eau se caractérisent par un régime torrentiel et se manifestent dans de courtes durées. Les apports sont très variables d'une année à l'autre.

III.1. Le bassin versant

III.1.1. Caractéristiques morphologiques

III.1.1.1. Paramètres géométriques

L'oued Djedi au site projeté du barrage inféro-flux à Ouled Djellal draine un bassin versant de 22450 km² dans un périmètre de 950 km. Il culmine à l'ouest à 1396 m d'altitude. Il est orienté Ouest – Est, mais au cours de son trajet, il subit des déviations locales et c'est ainsi qu'au niveau de Sidi Khaled il bifurque au Nord pour ne reprendre sa direction initiale qu'au niveau de. L'oued Djeddi peut être considéré comme le collecteur de la vaste gouttière qui s'étend sur plus de 419 km au pied de l'Atlas saharien où l'oued prend source et continue son cours.

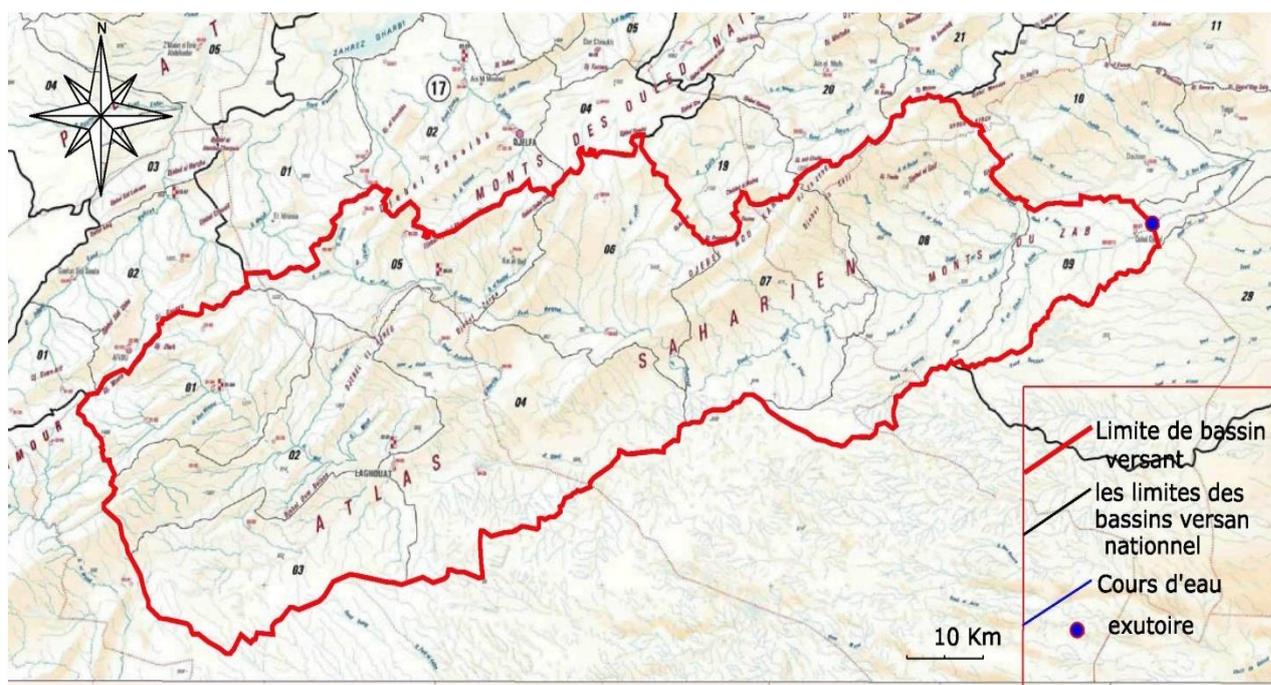


Figure III.1: Le bassin versant de l'oued d'Djedi (échelle : 1/200 000)

III.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, p.5).

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

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.

$$K_c = \frac{950}{\sqrt{22450}} * 0,282 = 1.79$$

On pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

B - Coefficient d'allongement

Il est obtenu par la relation :

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

$$C_a = \frac{419^2}{22450} = 7,82$$

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 :

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

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

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots \dots \dots (III.3)$$

La largeur est donnée par la formule:

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (III.4)$$

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 =426.26km et l =52,67km.

III.1.2. Le relief

III.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.

La répartition des Coordonnées de la courbe hypsométrique (voir l'annexe tableau 1)

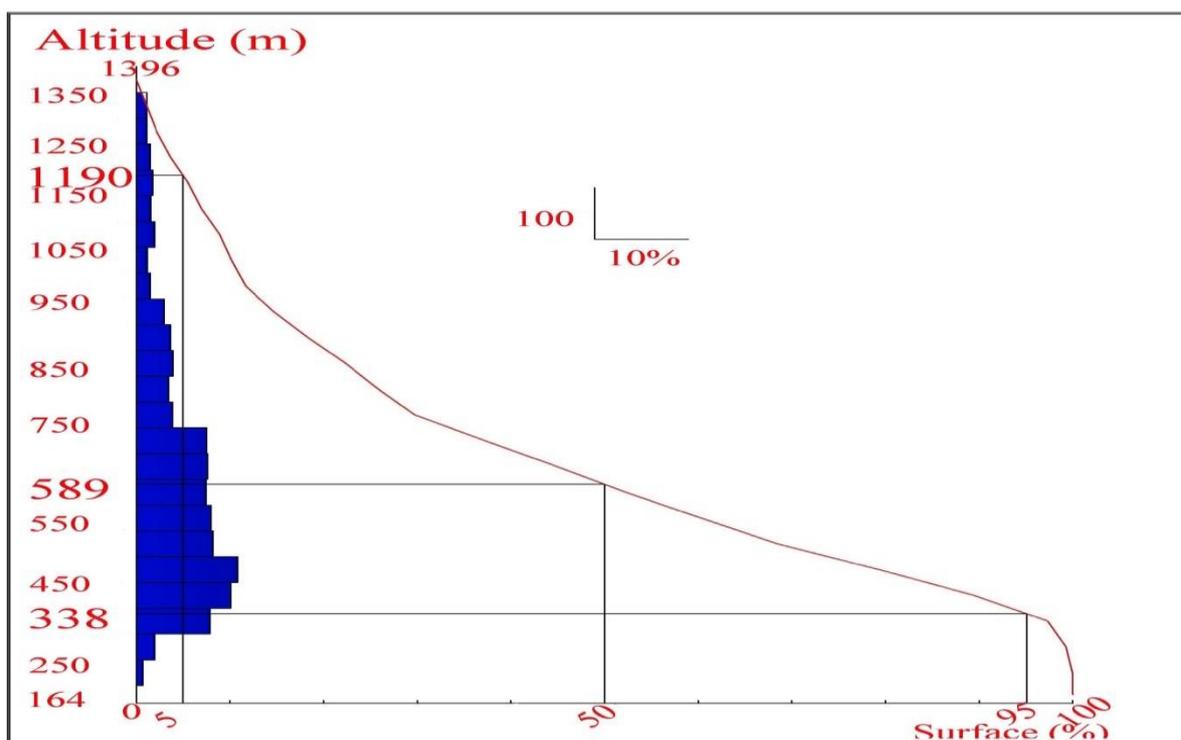


Figure III.2: Répartition et courbe hypsométrique.

A- Altitude médiane

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

$$H_{med} = 589m$$

B- Altitude moyenne

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

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

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)

$$H_{moy} = 620,02 m.$$

C- Indice de pente globale I_g

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

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

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 $S_{95\%}$.

$$I_g = 0,2\%$$

D- Indices de pente de Roche I_p

Il est donné par la formule suivante :

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

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Le calcul pour déterminé de la pente Roche I_p (voir l'annexe tableau 2)

$$I_p = 0,36\%$$

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, p.7):

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

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).

Le calcul pour l'évaluation de la pente moyenne (voir l'annexe tableau 3).

$$I_m = 0,39 \%$$

III.2. Caractéristiques hydrographiques

III.2.1. Densité de drainage

C'est le rapport entre la longueur totale 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.

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

Avec:

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 17520 Km.

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

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

$$D_d = 0,78 \text{ Km}/\text{Km}^2$$

III.2.2. Densité du thalweg élémentaire

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

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

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=1497$

S : Superficie du bassin versant.

$$F_1 = 0,07 \text{ thalweg}/\text{km}^2$$

III.2.3. Coefficient de torrentialité

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

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III.11)$$

D_d : densité de drainage en Km/Km²

F_1 : Densité du thalweg élémentaire

$$C_t = 0,055$$

III.2.4. Longueur moyenne des versants

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

D_d : densité de drainage en Km/Km²

L : longueur de rectangle équivalent en Km

$$L_i = 273.24 \text{ Km}$$

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

La pente moyenne du bassin d'oued Djeddiest calculée selon la relation suivante :

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

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

ΔL : La distance entre ces deux points.

$$I = 0,29\%$$

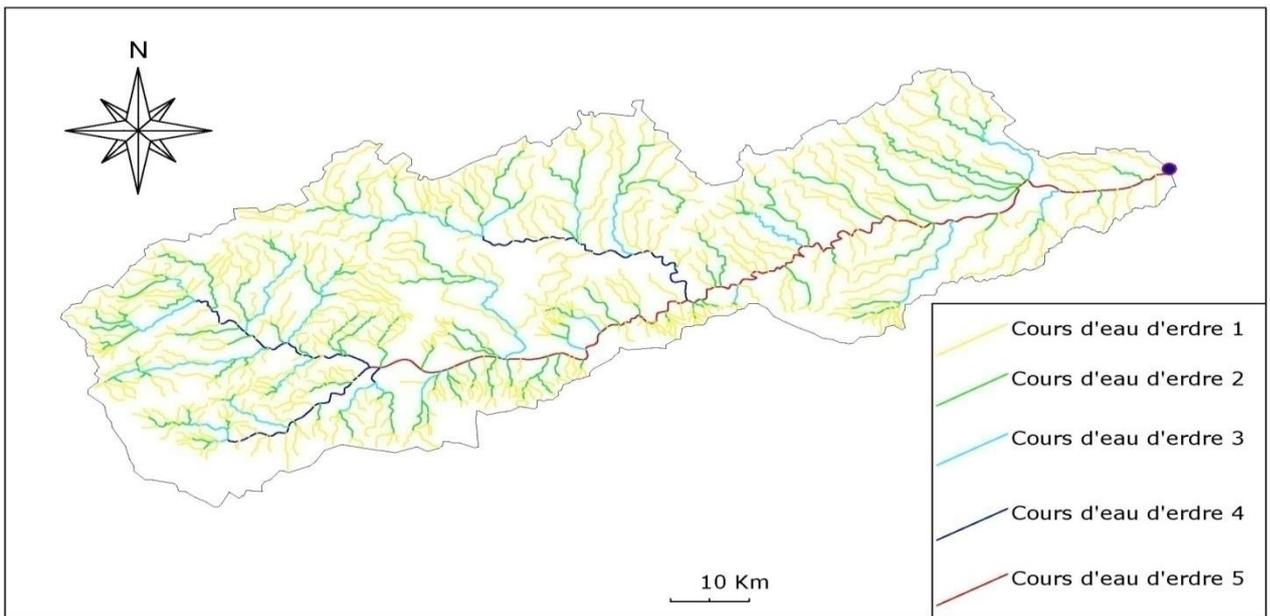


Figure III. 3 : Le réseau hydrographique du bassin versant

III.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

III.2.6.1. Formule de Giandotti

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

- 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=43,73 heures

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

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

- 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=6,40 heures

III.2.6.3. Formule de Kirpich

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

- L : Longueur du cours d'eau principal (Km)
- I : Pente du cours d'eau principale (%)

T_c= 65,64 heures

Tableau III.1: calculs du Temps de concentration.

Formule	Tc(heures)
Formule de Giandotti	43,73
Formule S.C.S	6,40
Formule de Kirpich	65,64

Vue la caractère empirique de ces formules, on gardera pour la suite de l'étude la valeur de Giandotti ($T_c=44h$) pour plus de sécurité.

III.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 :

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

L : Longueur du thalweg principal (Km)

Tc : Temps de concentration (h)

$$V_r = 9.58 \text{ Km/h}$$

III.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. Les détails de la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude. (Voir l'annexe tableau 4)

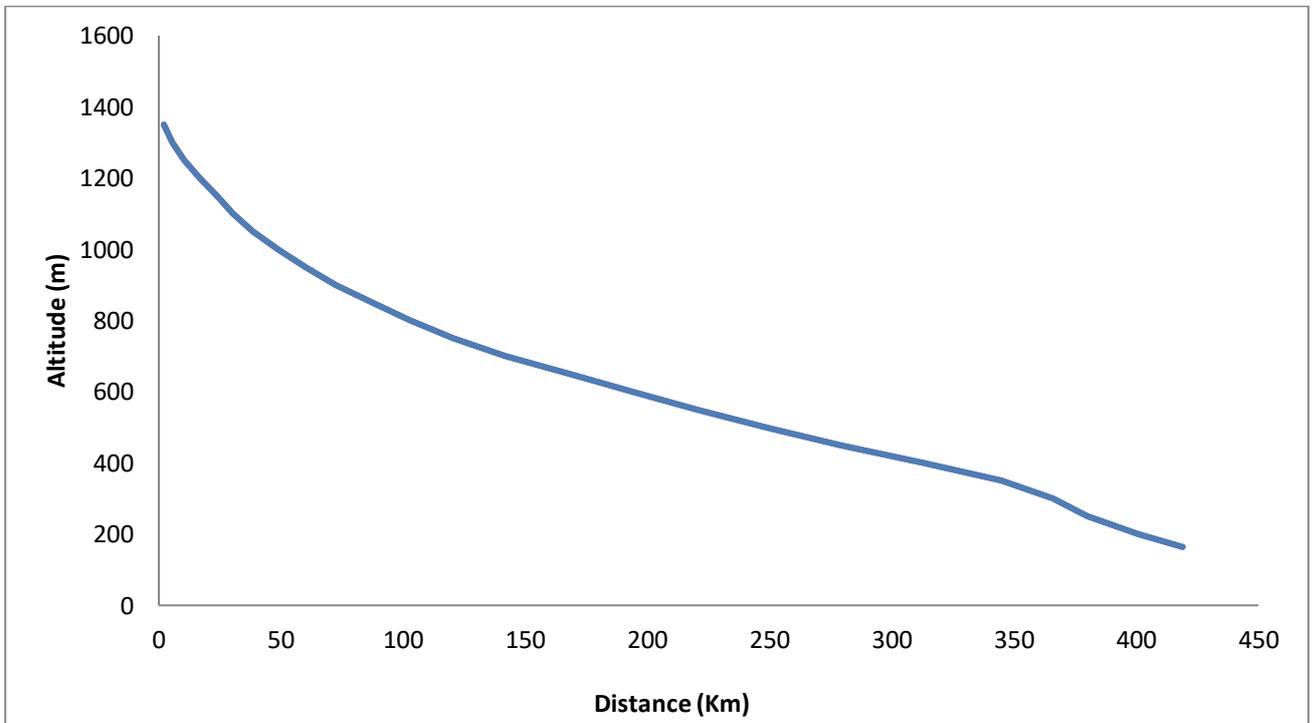


Figure III.4 : Profil en long du cours d'eau principal.

Tableau III.2 : Caractéristiques du bassin de l'oued Djedi au site Ouled Djellal

Caractéristiques du bassin versant		Symbole	Valeur	unité
Surface		S	22450	km ²
Périmètre		P	950	km
Longueur du thalweg principal		L _{oued}	419	Km
Indice de compacité		Kc	1,79	
Coefficient d'allongement		Ca	7,82	
Rectangle équivalent	longueur	Lr	426,26	Km
	largeur	lr	52,67	Km
Altitude	maximale	H _{max}	1396	m
	minimale	H _{min}	164	m
	moyenne	H _{moy}	620,02	m
	médiane	H _{med}	589	m
Indice de pente de Roche		I _p	0,36	%
Indice de pente globale		I _g	0,2	%
Indice de pente moyenne		I _m	0,39	%
Densité de drainage		D _d	0,78	Km/Km ²
Coefficient de torrentialité		Ct	0,055	
pente moyenne de cours d'eau principale		I	0,29	%
Temps de concentration Tc		Tc	44	h

III.3. Caractéristiques climatique de lacuvette

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 Biskra située à une soixante huit de kilomètres environ à l'est du site de l'exutoire et localisée à une altitude de 82 m dont les coordonnées géographiques sont: latitude = 34°48' N et longitude= 05°44' E.

Les différentes données climatiques fournies par la direction météorologique nationale sont enregistrées sur une période allant de 1976 jusqu'à l'an 2010,

III.3.1. Température

Dans le Tableau (III.3) sont portées les températures moyennes annuelles à la station de Biskra, ainsi que les températures minimales et maximales mensuelles.

Tableau III.3: Températures moyennes, maximale et minimale

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	moy
T _{min}	9,6	8.1	10,5	14,5	19,3	22,3	25,7	27,7	21,5	15,2	11,1	7,6	16,1
T _{max}	17,4	16,5	21,1	25,6	31,2	34,2	39,2	40,6	32,7	26,8	22,2	18.4	27,2
T _{moy}	13,5	12,3	15,8	20,1	25,2	28.2	32,4	34,1	27,1	21,0	16,7	13,0	21,7

Les mois les plus chauds sont mai, juin, juillet, août et septembre où la température moyenne varie entre 25,2°C et 34,1°C, les mois les plus froids sont décembre, janvier et février, où la température moyenne oscille entre 12,3°C et 13,5°C

L'écart de températures entre l'été (juillet) et l'hiver (janvier) est environ de 21,8 °C en moyenne. La température moyenne annuelle est de 21°C

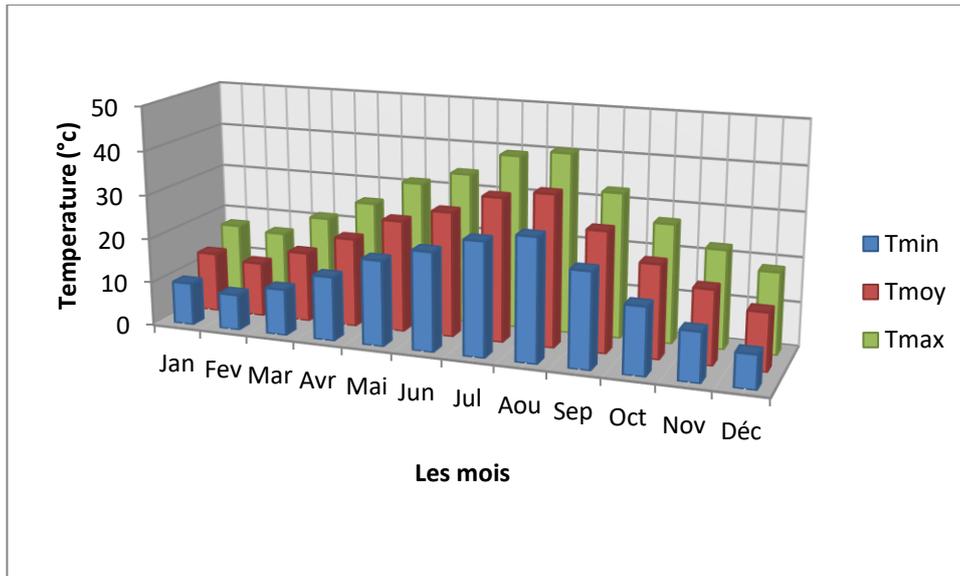


Figure III.5: Températures en fonction de temps

III.3.2. Vent

Le vent se détermine par sa vitesse et sa direction. Les vitesses mensuelles moyennes des vents enregistrés à la station de Biskra figurent au tableau qui suit:

Tableau III.4: Vitesses moyennes mensuelles du vent

<i>Mois</i>	<i>Jan</i>	<i>Fév</i>	<i>Mar</i>	<i>Avr</i>	<i>Mai</i>	<i>Jui</i>	<i>Jui</i>	<i>Aou</i>	<i>Sep</i>	<i>Oct</i>	<i>Nov</i>	<i>Déc</i>	<i>Moy. An</i>
vent (m/s)	4,5	4,5	4,7	6,2	5,8	4,9	4,3	4,1	4,4	4,0	4,5	4,3	4,7

L'analyse de (tableau III.8) montre une variabilité relative des vitesses tout le long de l'année. Elles restent moyennes durant les mois toute l'année sans les mois d'avril et mai les plus fort.

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

Tableau III.5 : Fréquence moyenne interannuelle des vents par leur direction.

Direction	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO
Fréquence (%)	22,09	14,83	8.06	1,85	11,12	2,95	9,02	30,08

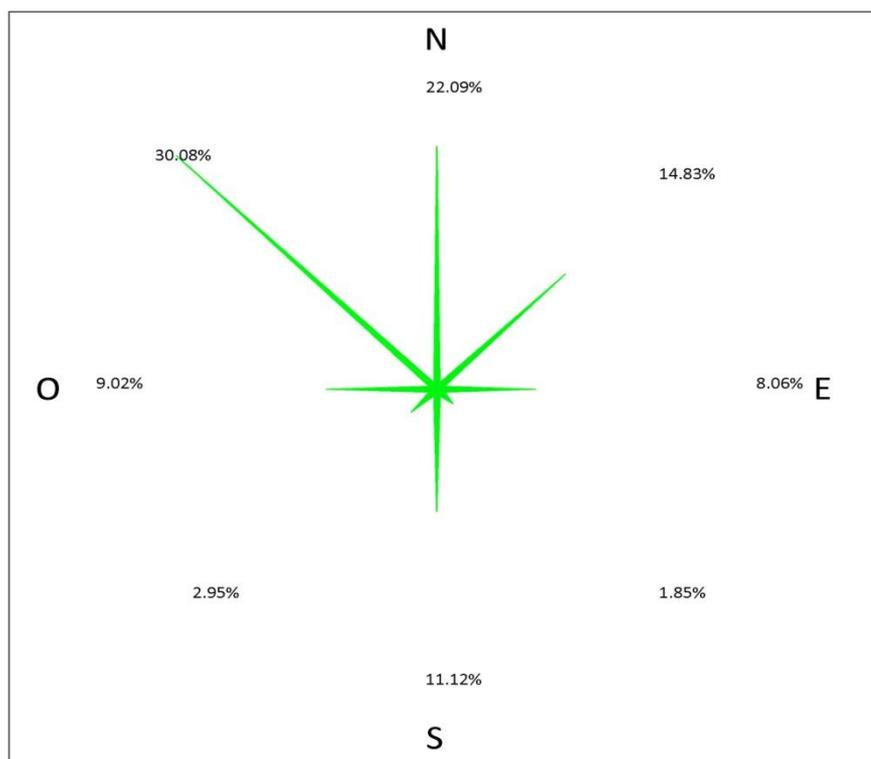


Figure III.6 : Rose des vents-Station de Biskra (ONM)

III.3.3. Humidité relative

C'est un élément important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale et qui représente un degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

Tableau III.6: Humidité mensuelles moyennes (%) (ONM)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
Hum (%)	60	49	42	38	33	29	26	30	40	46	54	60	42

La moyenne annuelle de la région est de 42 %. Ses valeurs maximales sont atteintes en novembre, décembre, janvier et février (49 à 60%) et minimales en mai, juin, juillet et aout (26 à 33 %).

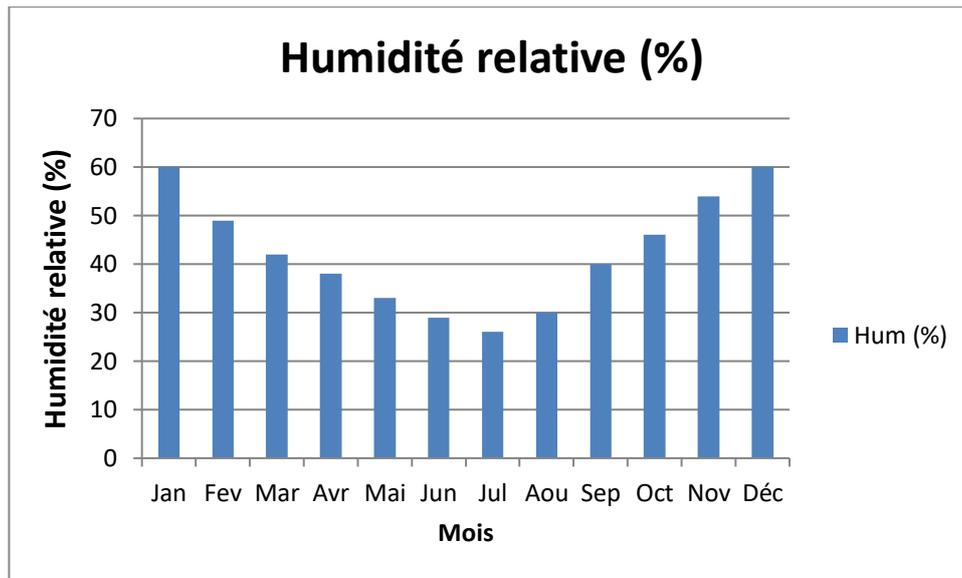


Figure III.7 : Humidités en fonction de temps

III.3.4, Ensoleillement

Les valeurs mensuelles moyennes observées sont présentées ci-dessus :

Tableau III.7 : Ensoleillement mensuel moyen (heures) (ONM)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
Ens (h)	227	245	281	291	326	346	356	327	272	261	220	221	3375

L'analyse de ce tableau met en valeur l'importance de l'insolation dans cette zone (3375 heures /an = 9,24 heures / jour).

III.3.5. Le sirocco

Les vents peuvent atteindre des pics de vitesse supérieure à 80 Km/h. et amènent l'humidité de l'Atlantique Nord. Cette région reste tributaire de la circulation des masses d'air propres à la méditerranée occidentale avec une ouverture des vents sahariens chauds. Les vents dominants soufflent du Nord-Ouest (32,08 %) avec un maximum secondaire de direction Nord (23,18). Ces vents sont porteurs de pluie. En revanche pendant la saison sèche (été), période où les basses pressions sahariennes sont plus développées et où les vents étésiens connaissent également leur maximum de fréquence, les vents ont une direction Sud et secondairement Sud-ouest. Ces derniers sont, généralement, secs et chargés de poussières et se manifestent par des siroccos qui augmentent l'évaporation.

III.3.6. Evaporation ou déficit d'écoulement

Le bilan d'eau d'une région consiste à évaluer la répartition entre les différentes composantes du bilan hydrique : l'écoulement, l'infiltration et l'évaporation.

L'évaporation est définie comme étant la restitution de l'eau sous forme de vapeur de la surface terrestre à l'atmosphère. Cette notion englobe, aussi bien, la lame d'eau évaporée à partir du substratum terrestre que celle transpirée par les plantes. Il faut distinguer entre l'évaporation potentielle (E.T.P.) employée lorsque la surface évaporant est convenablement alimentée en eau et l'évaporation réelle (E.T.R.) qui tient compte de l'abondance de l'eau à la surface. L'E.T.R. est, par définition, inférieure ou égale à l'E.T.P.

L'application des méthodes empiriques de Thornthwait pour le calcul de l'E.T.P. dans les zones désertiques, donne des résultats hypothétiques qui seraient loin de la réalité (dans le tableau III.13). En effet, en regardant les conditions d'application de ces méthodes dans la plate-forme saharienne région d'Ouled Djellal, plusieurs facteurs ne sont pas pris en considération, en citant à titre d'exemple les écarts de température trop grands à Ouled Djellal. L'humidité de l'air n'est pas prise en considération (contraste entre le reg et la palmeraie). Les caractéristiques physiques et géométriques des bassins versants ne sont pas homogènes. Et les valeurs de l'évapotranspiration réel ETR calcule par les formules de truc el thornthwait. (CHABOUR.N, 2006, p.30).

$$\begin{aligned} ETR_{\text{turc}} &= 123,2 \text{ mm} \\ ETR_{\text{thornthwait}} &= 101,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

Formule de thornthwait

On considère une journée théorique 12 heure d'éclairement

$$ETP = 16 \left(\frac{10t}{I} \right)^a \dots\dots\dots(III.18)$$

ETP : Evapotranspiration potentiel mm/moi

t : Température mensuel moyenne

$$I ; \text{ indice thermique annuelle } \begin{cases} I = \sum_i^{12} i \\ i = \left(\frac{t}{5} \right)^1, \end{cases}$$

Tableau III.8 : Evapotranspirations potentielle mensuelles et annuelles en (mm)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
ETP(mm)	23,3	18,7	33,6	59,1	100,3	130,5	180,5	203,5	118,9	65,4	38,3	21,3	993,4

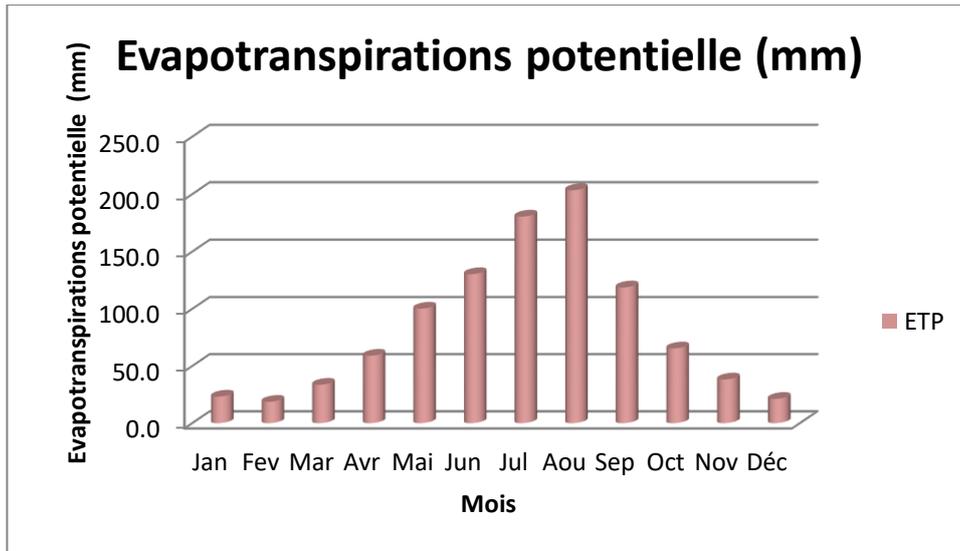


Figure III.8 : Evapotranspirations potentielle en fonction de temps

III.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).

$$A = \frac{P}{T+10} \dots\dots\dots(III.19)$$

Tel que :

P : Précipitation moyennes annuelles (mm)

T : Températures moyennes annuelles (C)

Tableau III.9 : 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 de l'oued Djeddi au site oulad Djellal 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 trèsfaible associée à une importante évaporation. Comme il est illustré à la figure (III.9) qui montre le type du régime climatique d'après l'abaque de E. De Martonne (indice d'aridité égale à 1,44)

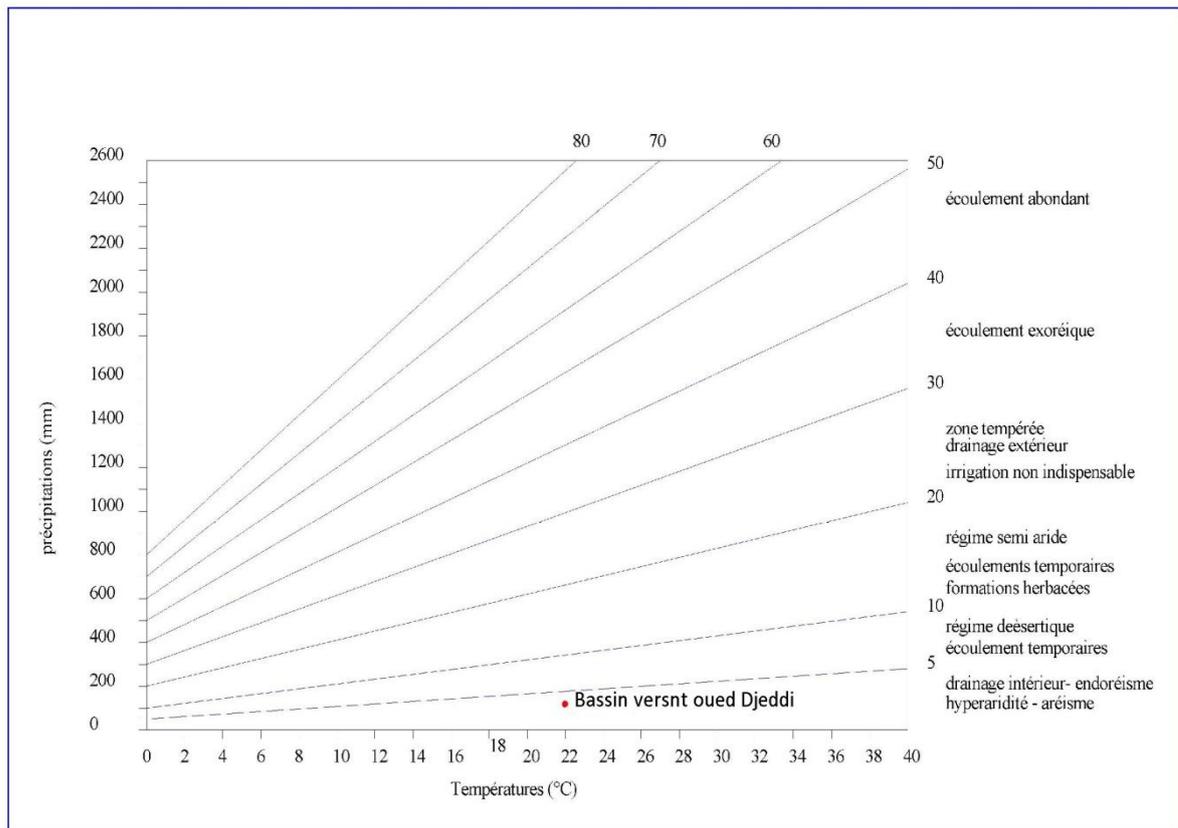


Figure III.9 : Abaque d'E. DE MARTONNE - indice d'aridité

III.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.

III.4.1. Données disponibles

Le réseau pluviométrique dans la région de Zibane est lacunaire et les données disponibles dans les deux stations de chef lieu de wilaya de Biskra et Laghouat.

Par rapport mon surface d'étude les stations disponibles n'est pas satisfaites les études mais on prend les deux stations comme des stations significatives.

Dans la station de Laghouat active depuis 1967 jusqu'en 2000 et la station de Biskra à partir de 1673 jusqu'en 2010, la longueur des deux séries est satisfaisante pour les ajustements.

Tableau III.10 : Stations pluviométriques (ANRH)

Nom de la station	Distance site - station	Distance B.V - station	Altitude (m)	Période d'observation	Nombre d'années observées
Biskra	70	70	130	1973-2010	37
Laghouat	218	dans le B.V	980	1967-2000	33

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans les deux stations sur surface de bassin de Chott Melrhir sous bassin de oued Djedi. Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus ou moins large selon la densité du réseau que l'on appelle zone d'influence du pluviomètre.

La détermination de la précipitation moyenne représentative de l'ensemble du bassin versant peut être calculée par diverses méthodes. Les plus utilisées sont celle Thiessen et celle des isohyètes et on utilise la méthode de Thiessen.

Méthode de Thiessen

C'est une méthode purement géométrique et très utilisée, elle permet d'identifier à partir de la densité du réseau pluviométrique, les zones d'influences et précipitation moyenne. Cette dernière est donnée par la formule

$$p_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i p_i}{S} \dots\dots\dots(III.20)$$

S_i : surface d'influence du pluviomètre i

P_i : précipitation au poste i

S : surface du bassin versant

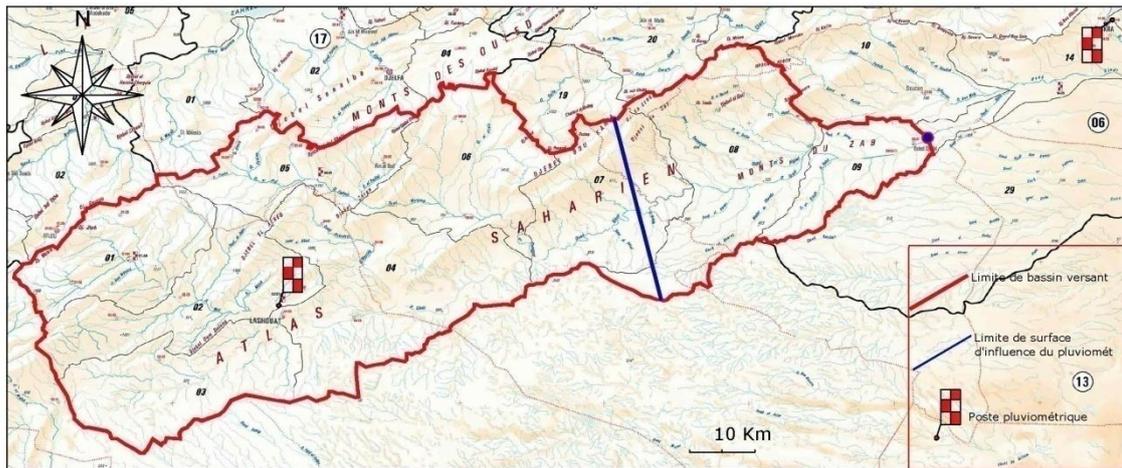


Figure III 10: représentation des zones d'influence des stations pluviométriques

D'après les répartitions des zones d'influence par la méthode thiesen on trouve les valeurs suivant :

Surface d'influence de station Biskra = 5374 Km²

Surface d'influence de station Laghouat = 17076 Km²

III.4.2. Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle

La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle des stations est la suivante :

Tableau III.11: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle des stations (ANRH)

station	Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Année
Biskra	mm	13,8	10,5	17,2	9,7	16,8	10,3	15,3	13,4	10,2	5,0	0,5	2,2	125,1
	%	11,0	8,4	13,8	7,8	13,4	8,3	12,3	10,7	8,2	4,0	0,4	1,8	100,0
Laghouat	mm	24,2	20,4	13,7	9,5	11,7	7,9	16,8	15,5	13,7	12,2	4,4	8,6	158,6
	%	7,1	7	10	16	13,2	11,4	10,4	10,9	8,15	2,7	1,6	1,98	100
<i>P_{moy}</i>	mm	21,7	18,0	14,6	9,6	12,9	8,5	16,4	15,0	12,8	10,5	3,5	7,1	150,6
	%	14,4	12,0	9,7	6,4	8,6	5,6	10,9	10,0	8,5	7,0	2,3	4,7	100

D'après cette répartition on distingue une saison humide (les mois qui la pluie supérieur a la moyenne) de 7 mois (septembre, octobre, novembre, janvier, mars, avril et mai) et la distribution de la saison humide n'est régulier c'est l'aptitude de les régions aride et semi aride. Les mois les plus pluvieux sont décembre février juin juillet et aout qui représentent 25.9% de la pluie en saison sèche.

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

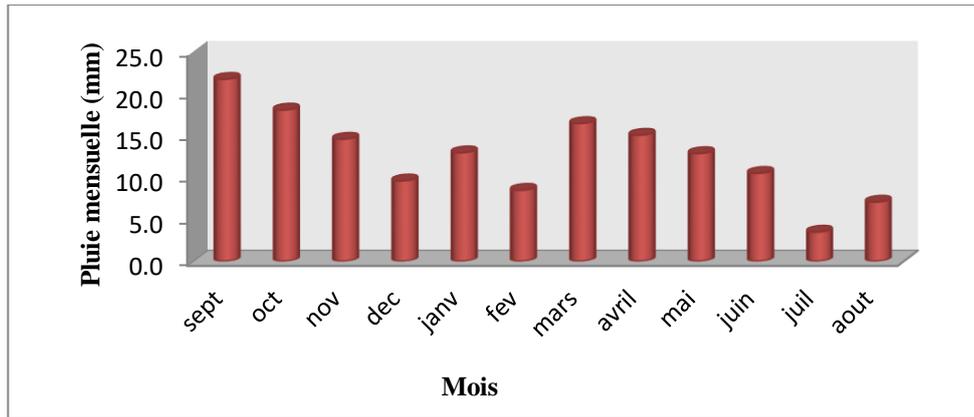


Figure III.11 : Variation mensuelle de la pluie observée au Oued Djedi (mm)

III.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.

Tempe qu'en travail avec deux sous bassin combinent dans la sous bassin de oued Djedi les analyse des données des deux stations ils sont sépare.

III.4.3.1, Les paramètres statistiques des échantillons

L'analyse au pas de temps journalier des données de la série pluviométrique enregistrée des stations données les paramètres statistiques suivants :

Tableau III.12 : Les paramètres statistiques des précipitations maximales journalières station Biskra

Nombre d'observation <N>	37
Moyenne < \bar{P} >	9,29
Ecart-type < σ >	11,27
Coefficient de variation <Cv>	0,60

Tableau III.13 : Les paramètres statistiques des précipitations maximales journalières station Laghouat

Nombre d'observation <N>	33
Moyenne < \bar{P} >	12,6

Ecart-type $\langle \sigma \rangle$	13,2
Coefficient de variation $\langle Cv \rangle$	0,59

III.4.3.2. Ajustement des pluies maximales journalières

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

a). Ajustement a la loi de GUMBEL

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

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (III.21)$$

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 :

$$F(x) = \frac{m-0,5}{n} m : \text{rang de précipitation}$$

n : nombre d'observations

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 :

$$x = (1/\alpha)y + x_0 \dots\dots\dots (III.22)$$

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

Tableau III.14: Ajustement a la loi de GUMBEL station Laghouat

Péri-retour	Fréquence	Ecart-type	Val.théo	Intervalle de confiance (95%)	
				Borne inf	Borne sup
2	0,5	4,23	47,138	39,011	57,963
5	0,8	7,12	70,894	59,685	91,554

10	0,9	9,62	86,622	72,054	115,113
20	0,95	12,2	101,709	83,609	138,021
50	0,98	15,5	121,237	98,360	167,878
100	0,99	18,1	135,871	109,334	190,332
200	0,995	20,7	150,451	120,228	212,745
1000	0,999	26,6	184,225	145,373	264,750

Tableau III.15: Ajustement a la loi de GUMBEL station Biskra

Péri-retour	Fréquence	Ecart-type	Val.théo	Intervalle de confiance (95%)	
				Borne inf	Borne sup
2	0,5	2,22	26,70	22,46	32,28
5	0,8	3,73	39,69	33,78	50,30
10	0,9	5,04	48,29	40,60	62,91
20	0,95	6,37	56,54	46,97	75,17
50	0,98	8,14	67,22	55,11	91,14
100	0,99	9,48	75,22	61,18	103,15
200	0,995	10,8	83,20	67,19	115,14
1000	0,999	14	101,67	81,09	142,96

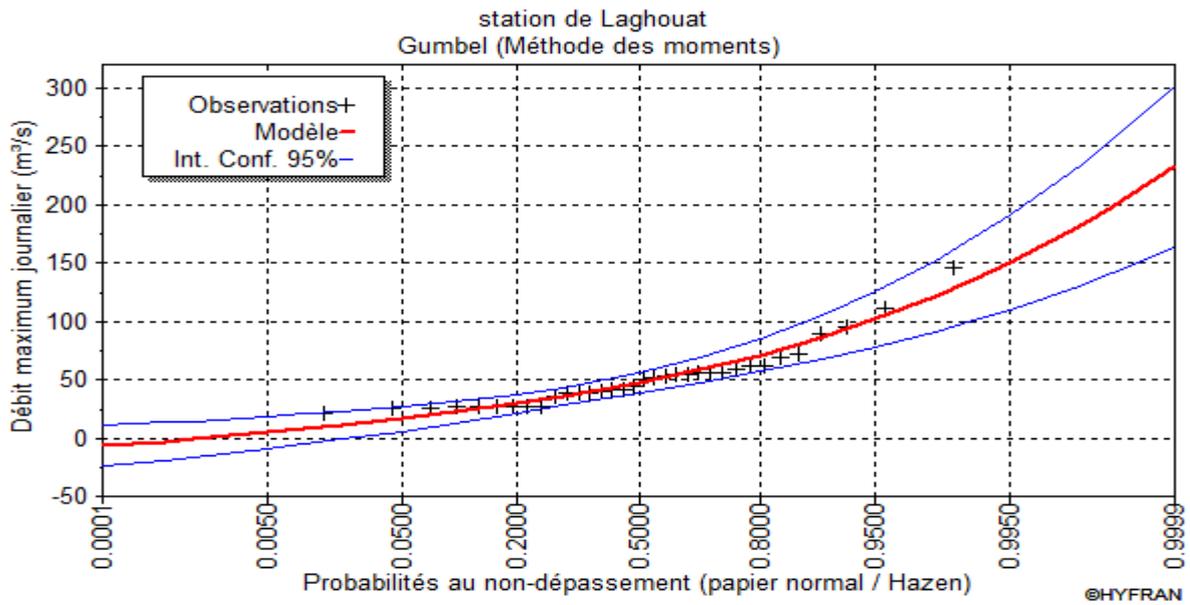


Figure III.12 : Ajustement d'une loi de Gumbel aux pluies maximales journalières observées à la station de Laghouat pour le période (1967-2000)

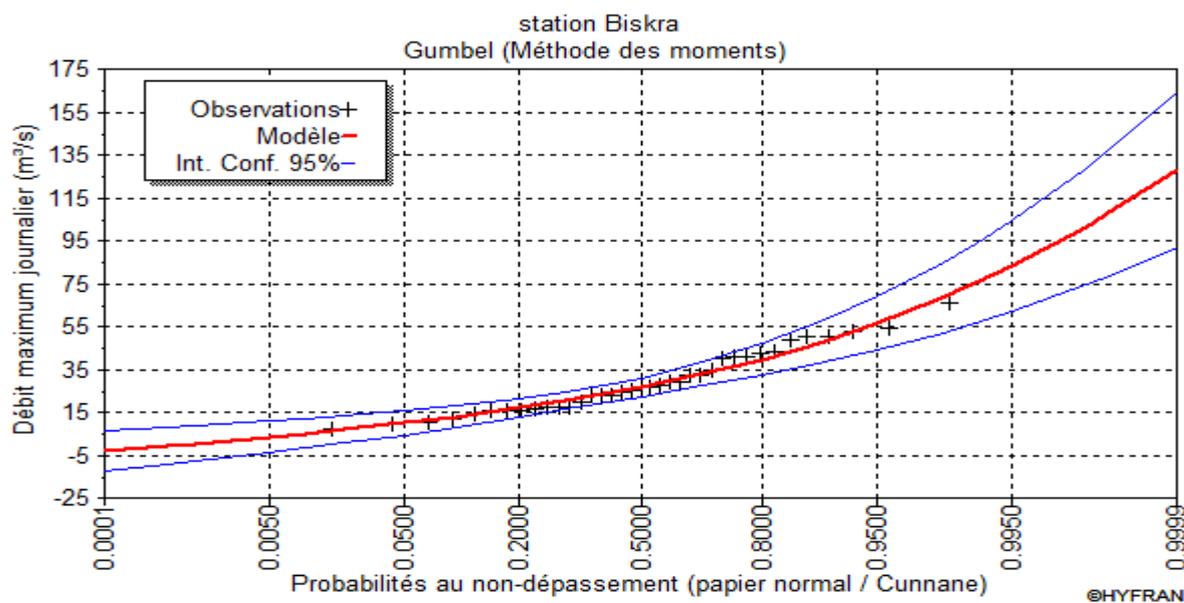


Figure III.13 : Ajustement d'une loi de Gumbel aux pluies maximales journalières observées à la station de Biskra pour le période (1973-2010)

Tableau III.16: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon de station Laghouat:

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	20,6
Maximum	Aucun	146
Moyenne	51,6	51,6
Ecart-type	26,9	26,9
Médiane	47,1	46,6
Coefficient de variation (Cv)	0,521	0,521
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,14	1,72

Tableau III.17: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon de station Biskra

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	7
Maximum	Aucun	66,3
Moyenne	29,1	29,1
Ecart-type	14,7	14,7
Médiane	26,7	26,6
Coefficient de variation (Cv)	0,505	0,505
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,14	0,627

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

Paramètres d'ajustement à la loi Log normale :

$$u = \frac{\log P_{\max j} - \overline{\log P_{\max j}}}{\sigma_{\log P_{\max j}}} \dots \dots \dots (III.23)$$

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

$$\log P_{\max j} = \overline{\log P_{\max j}} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\log p_{\max j}} \dots \dots \dots (III.24)$$

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

Tableau III.18: Ajustement a la loi de Galton (log-normal) de station Laghouat

Péri-retour	Fréquence	Ecart-type	Val.théo	Intervalle de confiance (95%)	
				Borne inf	Borne sup
2	0,5	3,66	46,211	39,193	54,485
5	0,8	6,31	68.180	57,615	84,530
10	0,9	9,00	83,567	69,328	108.140
20	0,95	12,1	98.855	80,361	133,204
50	0,98	16,9	119,425	94,548	169,021
100	0,99	20,9	135.462	105.213	198.390
200	0,995	25.3	152,016	115.936	229,889
1000	0,999	37,2	192,809	141,377	312,032

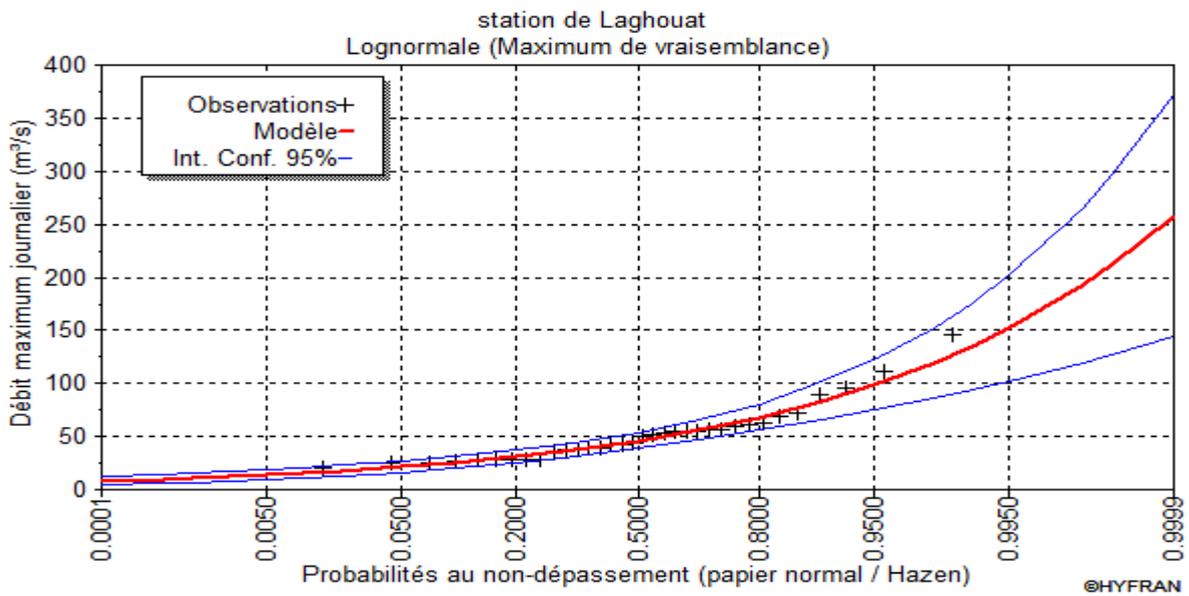


Figure III.14 : Ajustement de la loi de Galton (Log Normale) station Laghouat

Tableau III.19: Ajustement a la loi de Galton (log-normal) de station Biskra

Péri-retour	Fréquence	Ecart-type	Val.théo	Intervalle de confiance (95%)	
				Borne inf	Borne sup

2	0,5	2,27	25.476	21,181	30,642
5	0,8	4,20	40,236	33,280	51,145
10	0,9	6,20	51,106	41,382	68.118
20	0,95	8,60	62,261	49,256	86,794
50	0,98	12,4	77,748	59,679	114,458
100	0,99	15,7	90,156	67,712	137,864
200	0,995	19,4	103,237	75.943	163,594
1000	0,999	29,6	136,506	96,022	233,239

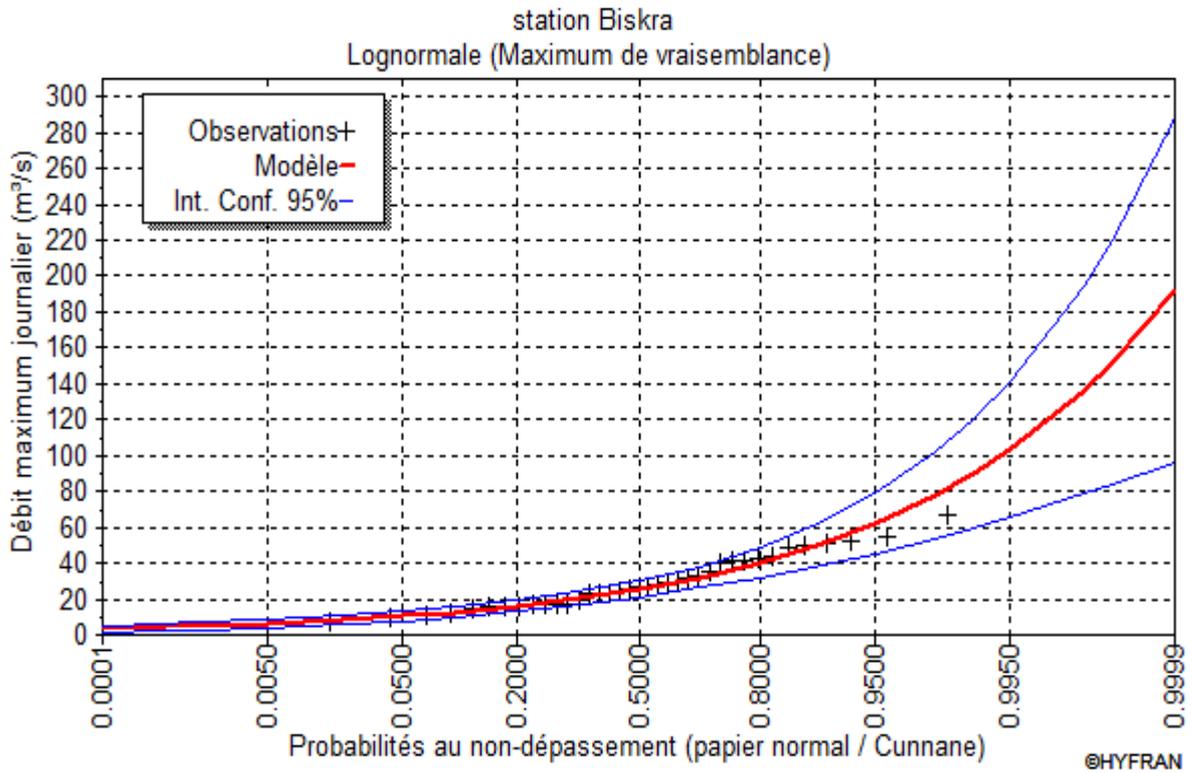


Figure III.15 : Ajustement de la loi de Galton (Log Normale) station Biskra

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

Paramètres d'ajustement a la loi normale:

$$X_{p\%} = \bar{X} + \sigma \cdot U_{p\%} \dots\dots\dots(III.25)$$

\bar{X} : Moyenne des pluies maximales journalières.

σ : écart-type.

$U_{p\%}$: variable réduite de GAUSS.

Tableau III.20: Ajustement a la loi de Gauss (normal) de station Laghouat

Péri-retour	Fréquence	Val.théo	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)		11,2
				Borne inf	Borne sup	

2	0,5	29,116	4,61	24,121	34,111	9,69
5	0,8	41,481	5,38	36,346	47,971	8,97
10	0,9	47,950	6,26	42,241	55,724	8,21
20	0,95	53,292	7,13	46,953	62,279	7,13
50	0,98	59,301	8,21	52,146	69,764	6,26
100	0,99	63,307	8,97	55,562	74,797	5,38
200	0,995	66,972	9,69	58,666	79,427	4,82
1000	0,999	74,530	11,2	65,012	89,022	4,61

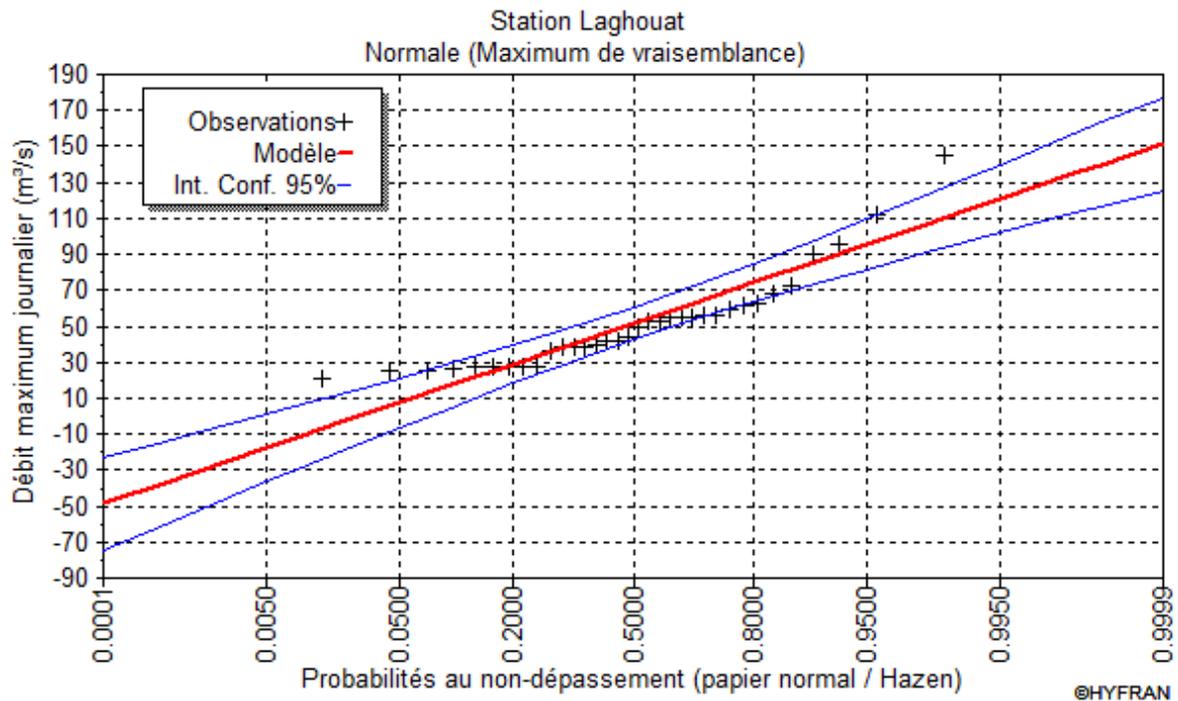


Figure III.16 : Ajustement de la loi de Gauss (Normale) station Laghouat

Tableau III.21: Ajustement a la loi de Gauss (normal) de station Biskra

Péri-retour	Fréquence	Val.théo	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
				Borne inf	Borne sup
2	0,5	29,116	2,42	24,121	34,111
5	0,8	41,481	2,82	36,346	47,971

10	0,9	47,950	3,28	42,241	55,724
20	0,95	53,292	3,74	46,953	62,279
50	0,98	59,301	4,30	52,146	69,764
100	0,99	63,307	4,70	55,562	74,797
200	0,995	66,972	5,07	58.666	79,427
1000	0,999	74,530	5,87	65,012	89,022

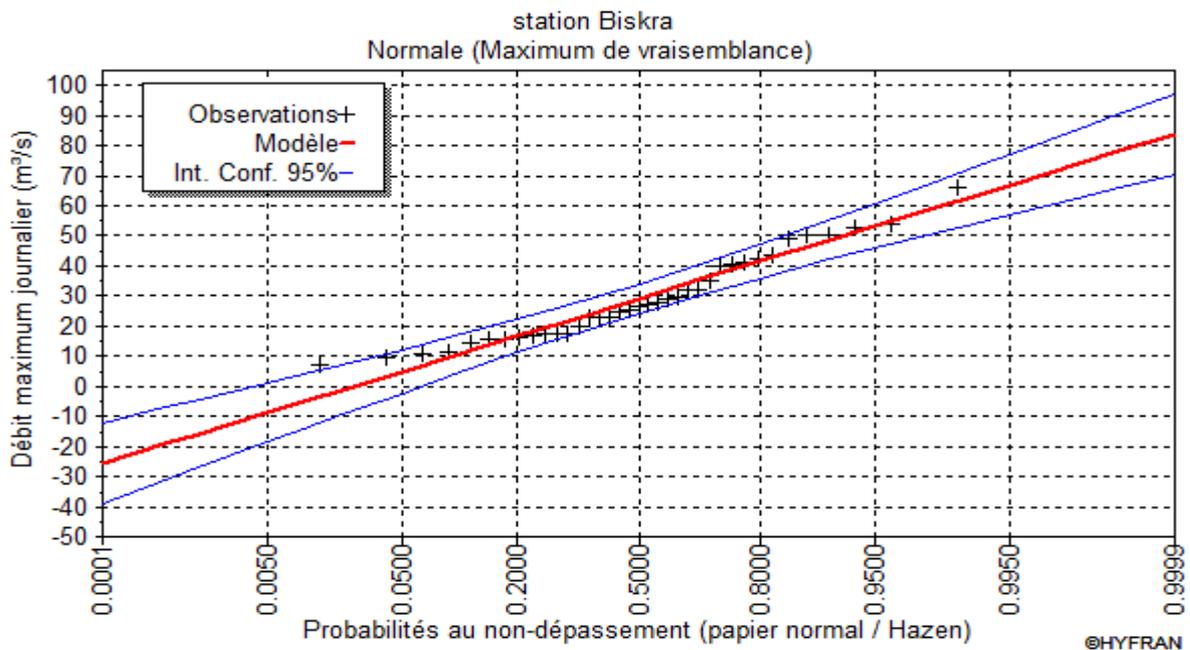


Figure III.17 : Ajustement de la loi de Gauss (Normale) station Biskra

Interprétation

Comparent les résultats de ces trois lois ; on trouve que la série des pluies maximales journalières s’ajuste mieux a la loi log-normal, pour les deux stations car, contrairement aux autre lois, tous les points sont à l’intérieur de l’intervalle de confiance.

III.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 semi aride, 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.(Touaïbia, 2004, p.134).

$$P_{ct\ p\%} = P_{\max\ j\ p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (III.26)$$

$P_{ct\ p\%}$: 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= 0,35 pour la station de Laghouat selon BODY).

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

$$I_0 = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (III.27)$$

Le calcul de la précipitation des différentes fréquences de station Laghouat (voir l'annexe tableau 5)

Le calcul de la précipitation des différentes fréquences de station Biskra (voir l'annexe tableau 6)

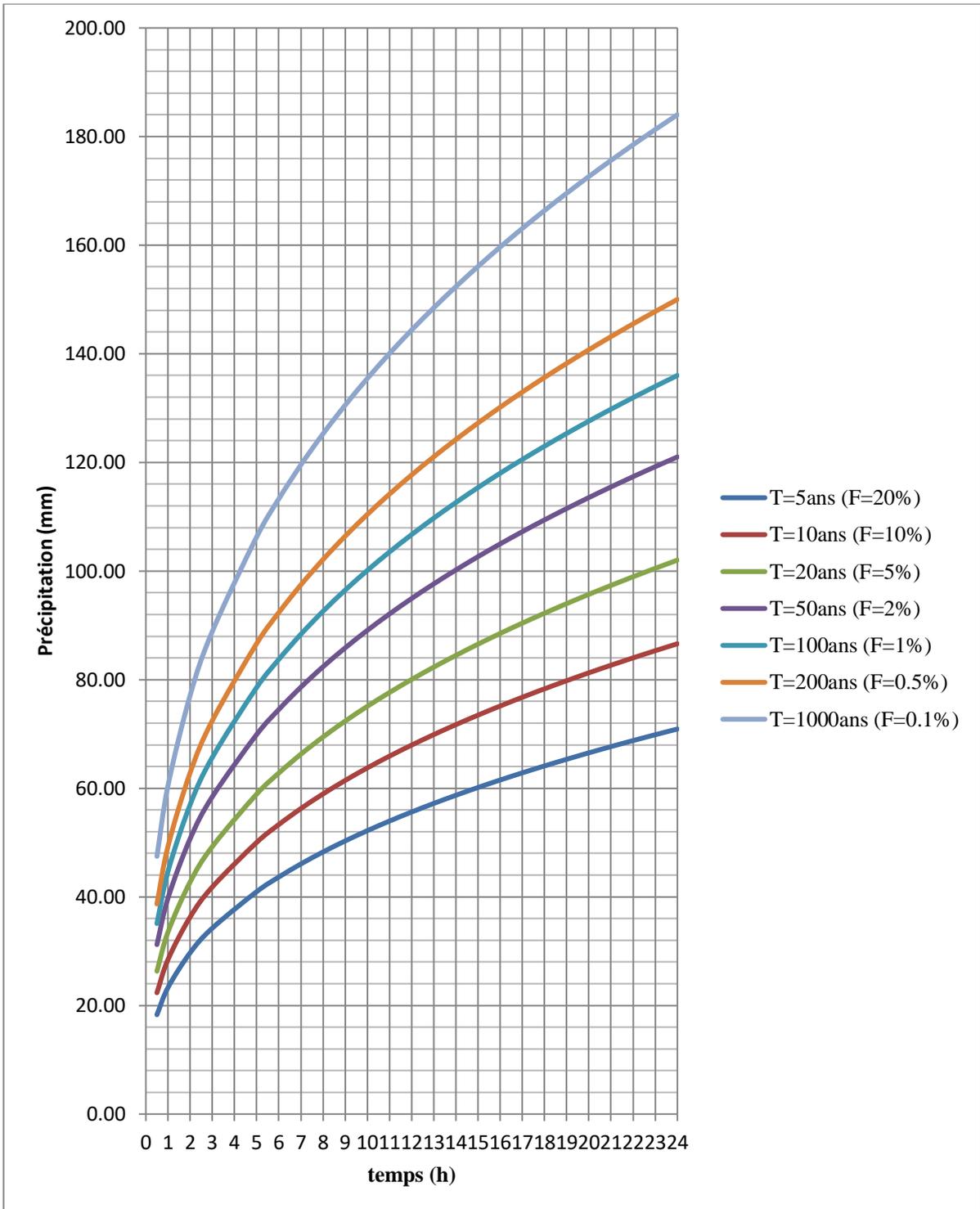


Figure III.19 : Pluie de Courte Durée (station Biskra)

III.4.5. Les apports

III.4.5.1, Apport moyen interannuel (A_0)

A défaut de toute donnée hydrométrique dans les différents bassins versants, l'apport moyen inter annuel sera estimé par l'utilisation des formules empiriques

a). Formule de SAMIE

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots(III.28)$$

$$L_e = P^2(293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots(III.29)$$

Ou:

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

S : la superficie en Km^2 du bassin versant.

b). Formule de MEDINGER

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \dots\dots\dots(III.30)$$

P : précipitation moyenne (m).

L_e : lame d'eau écoulee (mm).

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots(\text{III.31})$$

c). Formule de CHAUMONT

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante:

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots(\text{III.32})$$

P : précipitation moyenne (m).

La lame d'eau écoulee est donnée par la relation :

$$L_e = P \cdot C_e \dots\dots\dots(\text{III.33})$$

$$A = L_e \cdot S$$

d). Formule de TURC

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots\dots\dots(\text{III.34})$$

Avec:

$$L = 300 + 25T_0 + 0,05 (T_0)^3 \dots\dots\dots(\text{III.35})$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude.

$$A = L_e \cdot S$$

e). Formule de l'ANRH

L'apport moyen interannuel est donnée par:

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{-2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots(III.36)$$

P : précipitation moyenne (m).

S: superficie (en Km²).

Les résultats des apports moyens interannuels dans le tableau suivant :

Tableau III.22: Apports moyens interannuels

sous bassin	SB Biskra	SB Laghouat
Apport moy interannuel A₀	Mm³	Mm³
formule de SAMIE	11,06	2,35
formule de MEDINGUER	11,53	24,32
formule de CHAUMONT	5,19	33,15
formule de TURC	34,47	138,45
formule de l'ANRH	4,77	23,67

Conclusion

On prend les valeurs de la formule de MEDINGUER pour la sous bassin de Biskra et la formule de CHAUMONT pour la sous bassin de Laghouat parce que sont proches à Les valeurs moyennes entre les 05 formules empiriques.

La somme des valeurs du deux bassin est donnée l'apport du grand bassin d'oued djedi

$$A_0 = 44,68 \text{ Mm}^3$$

III.4.5.2, Caractéristiques de l'écoulement

a)- Module de l'écoulement (M_e):

Il est donné par : $M_e = \frac{A_0}{T}$ (III.37)

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536.10^6$ secondes".

$$M_e = 1426.79 \text{ L/S}$$

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0)

On a : $M_0 = \frac{M_e}{S}$ (III.38)

M_e : Module de l'écoulement [l/s].

S : Superficie du bassin [Km²].

$$M_0 = 0,063 \text{ L/S/Km}^2$$

c)- Lamme d'eau écoulée (L_e)

On a : $L_e = \frac{A_0}{S}$ (III.39)

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

S : Superficie du bassin.

$$L_e = 1,99 \text{ mm}$$

d)- Coefficient de l'écoulement (C_e)

Il est donné par : $C_e = \frac{L_e}{P_{moy}}$ (III.40)

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

$$C_e = 0,013$$

e) Coefficient de variation (Cv)

Pour le calcul du coefficient de variation C_v et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

Formule de SOKOLOVSKY

On a : $C_v = a - 0.063 \cdot \log_{10}(S + 1) \dots\dots\dots(III.41)$

Avec : $a = 0.78 - 0.29 \cdot \log_{10}(M_0) \dots\dots\dots(III.42)$

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

$$C_v = 0,854$$

Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ

On a: $C_v = \frac{0.7}{M_0^{-0.127}} \dots\dots\dots(III.43)$

M : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

$$C_v = 0,493$$

Formule de L'ANTONOV

On a : $C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots(III.44)$

S : Superficie du bassin en [km²]

$$C_v = 0,264$$

Les résultats des caractéristiques d'écoulement dans le tableau suivant :

Tableau III.23: Les caractéristiques d'écoulement

S (Km ²)	A ₀ (Mm ³)	Me (L/S)	M ₀ (L/S/Km ²)	Le (mm)	Ce	Cv		
						F-SOKO	F-ANTO	F-OURK
22450	44,68	1426.79	0,063	1,99	0,013	0,854	0,493	0,264

Conclusion

On prend les valeurs de la formule de F-ANTO parce qu'elles sont proches aux valeurs moyennes des 3 formules empiriques.

III.4.6. Estimation fréquentielle des apports

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (loi de Galton) qui est donnée comme suite :

$$A_u = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\ln(Cv^2 + 1)}}}{\sqrt{Cv^2 + 1}} \dots\dots\dots(III.45)$$

A%: apport de fréquence donnée

U:variable réduite de Gauss.

A₀:apport moyen annuel (Mm3).

Cv: coefficient de variation.

Tableau III.24: l'Apport fréquentielle de sous bassin versant

période d'retour (an)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0,1
le variable réduit "u"	0,84	1,282	1,64	2,054	2,327	3,1
Apport (Mm3)	63,50	88,76	126,53	159,30	195,58	350,98

III.4.7. Evaluation des apports solides

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide

Formule de TIXERONT :

C'est la formule la plus utilisée en Algérie pour l'évaluation du taux d'abrasion :

$$E_s = a \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots(III.46)$$

Où : E_s : taux d'abrasion (t/km²/an)

L_e : lame d'eau ruisselée en (mm)

a : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain

$a = 350$ (perméabilité moyenne).

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma = 1,4 \text{ T/m}^3$,

$$V_s = \frac{E_s \cdot S}{\gamma} \dots\dots\dots(III.47)$$

$$V_s = 6,22 \text{ Mm}^3 \cdot \text{an}$$

Méthode liée a l'érosion spécifique :

Le volume mort est donne par la formule suivant :

$$V_m = \frac{E_s S T m}{\tau} \dots\dots(III.48)$$

V_m : Volume mort en m³

E_s : Erosion spécifique en Tonne/Km²·an

S : Surface du bassin versant en Km²

T : Temps de fonctionnement de la retenue en (an)

m : Pourcentage d'alluvions restant dans le lac

τ : Poids volumique de la vase en Tonne/m³

$$V_m = 8,02 \text{ Mm}^3 \cdot \text{an}$$

On prend la moyenne entre le deux méthode alors

$$V_m = 7,12 \text{ Mm}^3 \cdot \text{an}$$

III.4.8. Etude crues

L'oued Djeddi a un écoulement temporaire, il ne présente un écoulement superficiel que pendant quelques jours par an, à la suite de crues. Les mesures de débits de l'oued Djedi sont effectuées au niveau de la seule station de M'lili équipée d'un limnigraphe.

Les précipitations étant très faibles et mal réparties, il reste que ce sont les crues locales ou régionales qui sont la cause principale de l'alimentation des nappes superficielles. Les seuls cours d'eau qui provoquent un écoulement notable sont ceux de la rive gauche qui descendent de l'Atlas saharien. La puissance des crues diminue d'amont en aval. Ainsi la puissance des crues des affluents des cours d'eau inférieurs peut parfois décroître, suffisamment, pour que celles-ci soient entièrement absorbées avant leur arrivée à l'oued Djedi.

D'une façon générale le nombre de crues diminue avec la distance à partir de la source. Cette diminution est accentuée pendant les mois chauds. En gros, elles passent de 20 par an après 62 Km. de parcours (Tadgemount) à 12 après 106 Km (Laghouat), à 4 ou 5 après 372 Km (Ouled Djellal) et seulement 2 à 3 au niveau de Biskra. Les seules données complètes concernant les mesures des crues ont été réalisées entre 1946 et 1950, au niveau de l'oued Biskra le nombre de jours de crues est plus important, il est de 8,2 (Nesson, 1975). Ces nombres comprennent les origines locales et lointaines. Ainsi les crues locales sont de 1 à 2 par an au niveau d'Ouled Djellal.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue est :

- 1, Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
2. Le volume de la crue.
3. La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
4. Le temps de base.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.

III.4.8.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue

a) - Formule de MALLET-GAUTHIER

On a:

$$Q_{\max, P\%} = 2 \times K \times \text{Log}(1 + 20\bar{P}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\text{Log}T - \text{Log}S} \dots\dots\dots(\text{III.49})$$

$Q_{\max P\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

\bar{P} : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : 1 < K < 3.

On prend K = 2.

T : Période de retour (an).

Tableau III.25: les débits maximal pour différent période de retour
Formule de MALLET- GAUTHIER

<i>Période de retour</i>	<i>10</i>	<i>20</i>	<i>100</i>	<i>1000</i>
<i>Q_{max} (m³/s)</i>	1063,72	1797,65	2847,40	3883,79

b)- Formule de SOKOLOVSKY

On a :

$$Q_{\max, P\%} = 0,28 \frac{(P_{P\%,tc} - H_0) \alpha_{P\%} S f}{T_m = T_c} \dots\dots\dots(\text{III.50})$$

f : Coefficient de forme de la crue : $f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots\dots\dots(\text{III.51})$

Pour $S \leq 50 \text{ Km}^2$ $\gamma = 2,$

Pour un petit bassin non boisé, sol peu perméable on a $2 \leq \gamma \leq 2.5.$

Pour un bassin boisé, sol perméable on a $3 \leq \gamma \leq 4.$

On prend : $\gamma = 3$ d'où : $f = 0,92$

S : Superficie du bassin (Km²).

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

H_0 : pertes initiales en (mm), au nord d'Algérie on prend : 14 mm.

$P_{tc,P\%}$: précipitation en mm, de probabilité P% correspondant à un temps t_c , peut être calculé par la formule de Montanari :

$$P_{tc} = P_{\max j, P\%} \left(\frac{t_c}{24} \right)^b \dots\dots\dots(III.52)$$

$$\alpha_{P\%} = \frac{\sqrt{P_{tc}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{tc}} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots(III.53)$$

Tableau III.26 : les débits maximal pour différent période de *Formule de SOKOLOVSKY*

<i>Période de retour</i>	10	20	100	1000
$Q_{\max, P\%}$ (m ³ /s)	7011,86	8106.81	10675,98	14572,85

c) - Formule de POSSENTI

On a:

$$Q_{P\%} = \frac{\mu \times P_{\max j, P\%} \times S}{L_p} \dots\dots\dots(III.54)$$

$P_{\max j, P\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

μ : Coefficient compris entre 700 ÷ 800 ; On prend $\mu = 700$,

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

Tableau III.27 : les débits maximal pour différent période de *Formule de POSSENTI*

<i>Période de retour</i>	10	20	100	1000
$Q_{max,P\%} (m^3/s)$	3074,93	3555,10	4681,77	6390,67

d)- Formule de TURAZZA

On a:

$$Q_{max, P\%} = \frac{C \times \bar{i}_{tc} \times A}{3,6} \dots\dots\dots (III.55) .$$

A : Superficie du bassin versant (Km²).

C: Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

\bar{i}_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

Tableau III.28 : les débits maximal pour différent période de *Formule de TURAZZA*

<i>Fréquence (%)</i>	10	20	100	1000
$Q_{max}(m^3/s)$	5796.84	6702,06	8826.04	12047,66

III.4.8.2, Etude de comparative entre les différentes formules empiriques

Les méthodes que nous avons exposées, reposent sur l’emploi d’informations globales provenant d’un certain nombre de caractéristiques du bassin, ces formules sont basées sur l’analyse des données recueillies par les spécialistes sur des bassins particulièrement bien étudiés et sur une schématisation plus ou moins sommaire des mécanismes hydrologiques, elles comportent un ou plusieurs coefficients synthétisant les caractéristiques de l’impluvium, coefficients qui doivent être estimés au mieux, par comparaison vérification, les extrapoler à des régions topographiquement et climatiquement différentes de celles pour lesquelles elles ont été établies.

La formule la plus intéressante est celle de *MALLET- GAUTHIER*, dont le débit a été calculé en fonction de la période considérée, et la pluie moyenne journalière, ainsi les caractéristiques générale du bassin versant.

Tableau III.29 : les débits maximal pour différent période choisie

<i>Période de retour</i>	<i>10</i>	<i>20</i>	<i>100</i>	<i>1000</i>
<i>Q_{max} (m³/s)</i>	1063,72	1797,65	2847,40	3883,79

III.4.9. Hydrogramme de crues

L'hydrogramme de crues est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

La forme de la crue.

Le volume de la crue.

La durée de la crue.

4. Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

III.4.9.1. Le temps de montée

$$Q_m = Q_{\max, P\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (III.56)$$

t_m : Temps de montée, et $n = 2$,

III.4.9.2 Le temps de décrue

$$Q_d = Q_{\max, P\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (III.57)$$

$t_d = \delta t_m$ (Sokolovsky), et $m = 3$.

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2÷4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin .

Alors $t_m = t_c = 44h$ et $t_d = 2t_m = 88h$

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (5; 10; 100; 1000 ; 10000) ans, sont donnés dans l'annexe tableau 7

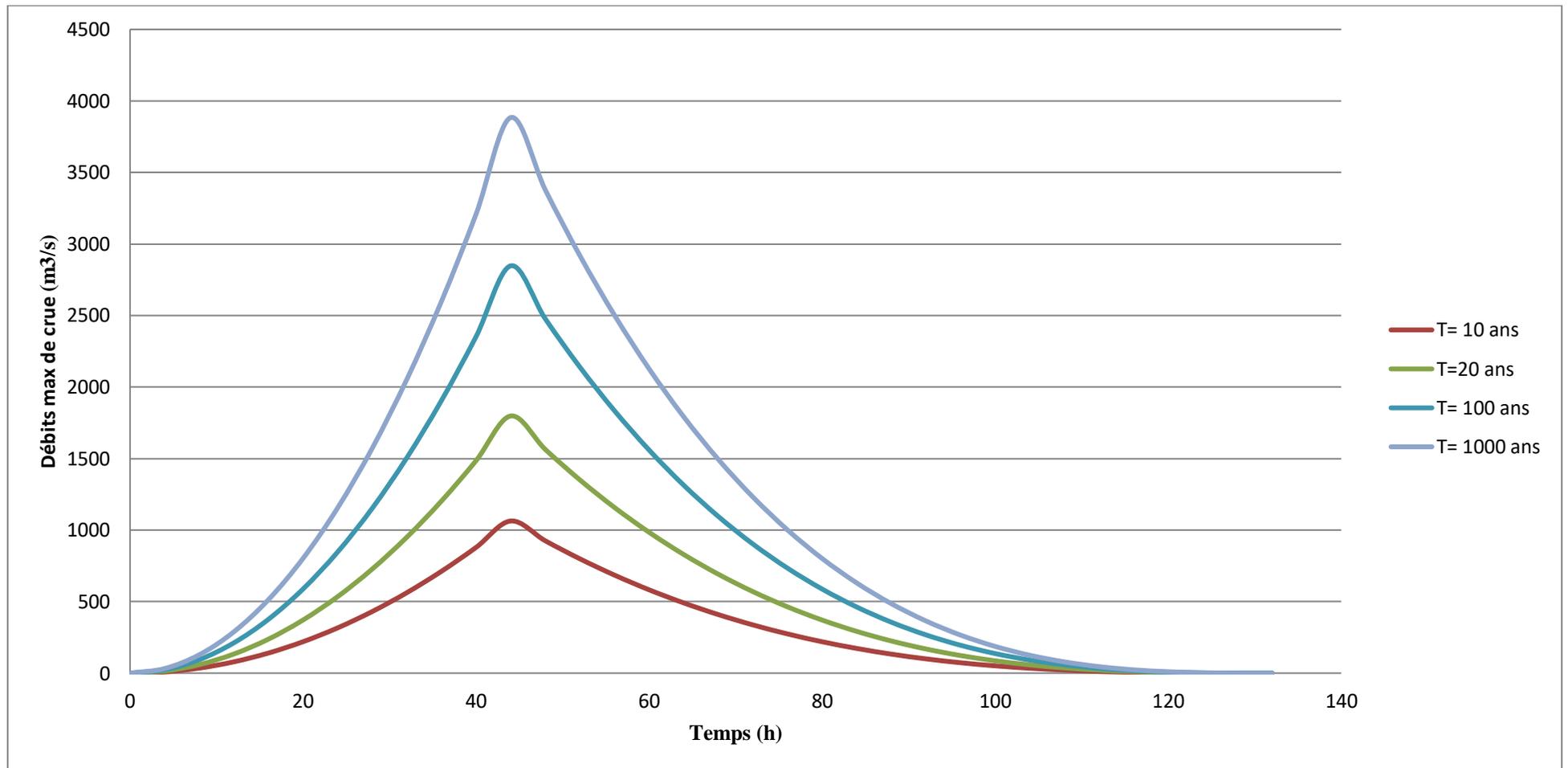


Figure. III.20 : Hydrogramme de crues pour les différentes fréquences.

III.4.10 Estimation de la crue de projet

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux, Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable.

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

Plusieurs comités et écoles ont données des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

1. Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB)

2, Le C.T.G.R.E.F.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que:

1 - Méthode du GRADEX (gradient exponentiel)

2 - Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable –débits maximum probable).

Tableau.III.30 : Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes

<i>Catégories des dommages</i>		<i>Crue de projet recommandée</i>
<i>Elevés</i>	<i>3 Perte de vie</i> <i>3 Dommages considérables</i>	<i>1/100001/100000</i>
<i>importants</i>	<i>3 Pas de perte de vie</i> <i>3 Dommages importants</i>	<i>1/10001/10000</i>
<i>Faibles</i>	<i>3 Pas de perte de vie</i> <i>3 Dommages faibles</i>	<i>1/1001/1000</i>

Donc la crue du projet recommandée selon le comité Australien des grands barrages est de 100ans, parce que dans notre cas les dommages sont importants mais sans perte de vies humaines considérable,

$$Q_{crue} = 2847.40 m^3/s$$

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.

Le climat est du type de transition, variant du type méditerranéen à semi aride au Nord au type hyperaride au Sud. Il est caractérisé par une grande variabilité annuelle et interannuelle, avec de grandes périodes sèches. La pluviométrie qui régit le régime des eaux souterraines et superficielles, se caractérise par des précipitations irrégulières ayant lieu, généralement, entre octobre et avril. Ces précipitations se concentrent, souvent, durant quelques jours ou quelques heures. Les précipitations moyennes annuelles ne dépassent pas les 150 mm/an. Les températures sont assez élevées (moyennes maximales comprises entre 36 et 40 °C) et de ce fait les valeurs de l'évapotranspiration sont très importantes et dépassent la moyenne des précipitations.

Chapitre IV

Etude hydrogéologique

Introduction

En général la construction d'un barrage il est besoin une étude hydrogéologie bien détaillée, alors la construction de barrage souterrain basée essentiellement sur l'étude hydrogéologie pour les détaillées sur son réservoir, l'écoulement des eaux de l'infero-flux est la réserve d'eau a stocké est nécessaire.

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.

IV.1. Les réserve en eau de la région

Les ressources hydriques de la région de Biskra sont contenues dans:

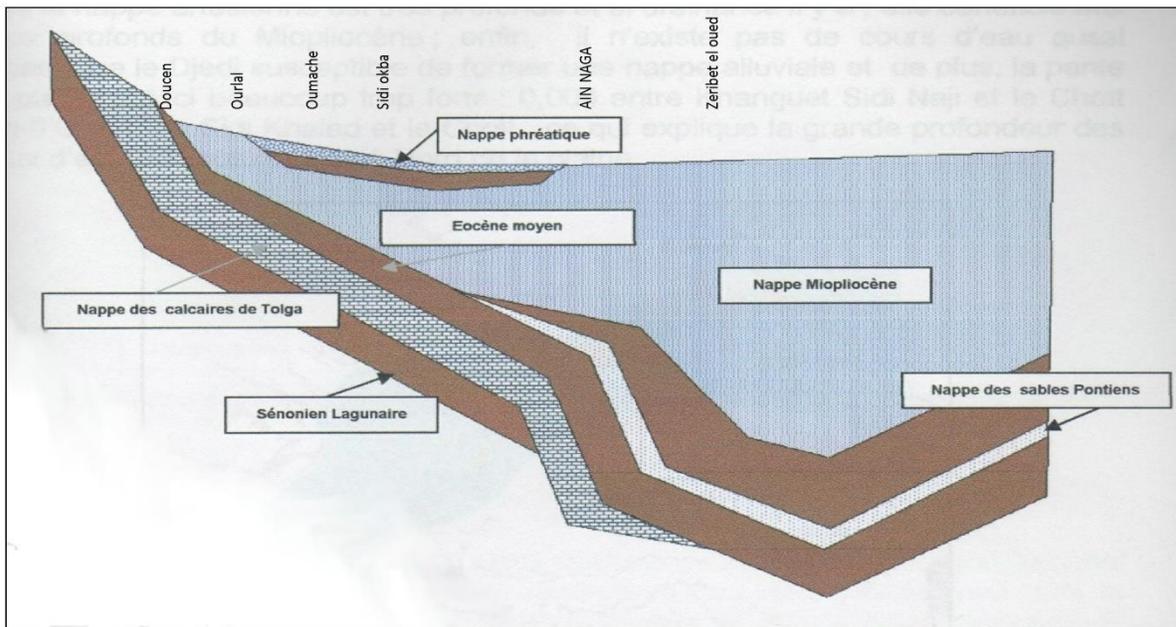


Figure IV.1 :l'ensemble des formations aquifères de la région de Biskra

La figure. IV.1 représente une synthèse de l'ensemble des informations fournies à la fois par les corrélations lithostratigraphiques, et par la description des faciès géologiques et hydrogéologiques de la région. Sur cette dernière coupe est proposée une représentation de deux nouvelles entités qui n'apparaissent pas d'une manière explicite sur les logs de forages, dans la mesure où ces deux entités ne se distinguent sur une coupe du sondeur ni par des espèces fossiles particulières, ni par un faciès lithologique radicalement différent de celui du remplissage miopliocène : il s'agit des gisements aquifères de deux entités bien identifiées dans la région au

plan hydraulique : la nappe phréatique , et la « nappe pontienne » que l'on peut assimiler au niveau 2 du Miopliocène de Bel et Demargne.

L'ensemble des formations aquifères de la région de Biskra illustré dans un stade ultime de simplification géologique par le schéma de la figure. IV.1, l'ensemble des formations aquifères de la région de Biskra s'organisent selon un système Multicouche système dont la structure varie dans l'espace pour bien restituer l'organisation selon les deux principales entités aquifères: nappe des calcaires à l'ouest, ensemble miopliocène à l'est. En définitive, le Multicouche Biskri se trouve articuler quatre ensembles aquifères homogènes séparés par des aquitards ; il s'agit de bas en haut de

La nappe des Calcaires

La nappe des Sables Pontiens

La nappe du Miopliocène

La nappe phréatique

IV.2. Les formations susceptibles d'être aquifères de la cuvette de barrage

Sur la coupe synthétique de la figure. IV.1, on voit déjà bien que chacune des quatre couches aquifères qui composent le multicouche ne s'étend pas sur tout le domaine d'étude. Pour se faire une première idée de l'extension de chaque couche, le procédé le plus pragmatique consiste à projeter sur une carte l'ensemble des points d'eau qui, lors des différentes enquêtes effectuées sur le terrain, ont été attribués à ces formations. Ce procédé doit être corroboré par l'extension déduite de l'information géologique. Examinons successivement les couches de la série du haut vers le bas :

IV.2.1. La Nappe Phréatique

La figure. IV.2 indique l'implantation des puits de surface (plusieurs milliers ont été inventoriés) et l'extension proposée pour la représentation de la nappe phréatique. A l'amont : Ouled Djellal et jusqu'au méridien de Tolga, la nappe phréatique se limite pratiquement à la plaine alluviale de l'Oued Djedi. Ailleurs, de Tolga à Biskra. Il s'agit du premier niveau aquifère superficiel, alimenté essentiellement par drainance de la nappe artésienne et les pertes d'irrigation des palmeraies, elles mêmes alimentées par les forages mais auparavant par les sources. De ce fait, la genèse de ce niveau phréatique est très ancienne, ce qui n'est pas le cas au droit du bassin sud-aurésien. Il n'existe pas de cours d'eau aussi important que le Djedi susceptible de former une nappe alluviale.

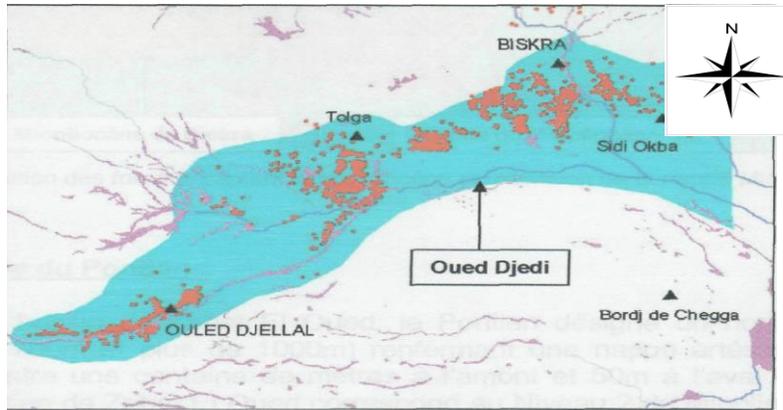


Figure. IV.2 : Distribution des puits et extension de la nappe

IV.2.2. La Nappe Miopliocène

La figure. IV.3 représente :

les limites septentrionales de l'extension du Miopliocène au sens large , telle que établie par Bel et Demargne (1966, pi. 18),

la projection de l'ensemble des forages inventoriés par l'ANRH captant la nappe Miopliocène,

l'extension proposée de la nappe du Miopliocène du multicouche Biskri. Vers le Nord,

les limites proposées sont conformes à celles de Bel et Demargne quoique ces derniers ne soient pas entrés dans les détails dans ce secteur . Aussi avons nous rectifié cette limite Nord en utilisant la carte géologique au 1/200000. figure. IV.3 représente la limite de la nappe Miopliocène dans la region de Biskra et la limite de cette couche arrive jusque a Ouled Djellal.

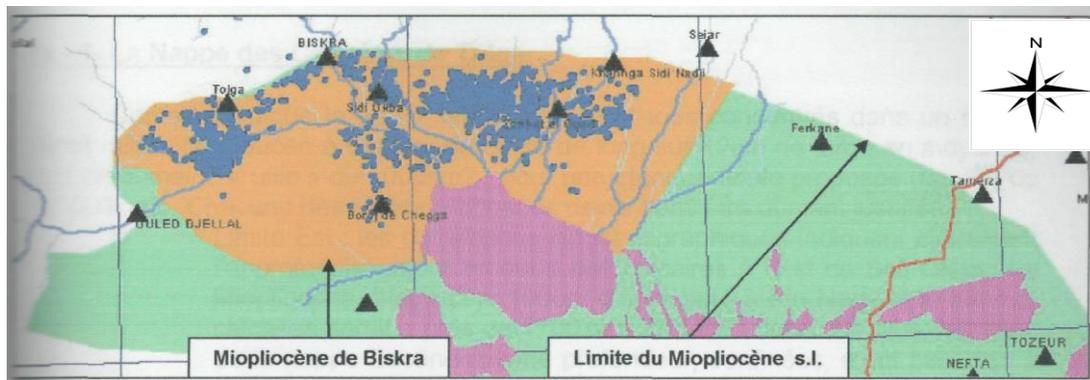


Figure IV.3 : Distribution des forages captant le Miopliocène et extension de la nappe Miopliocène

IV.2.3. La Nappe du Pontien

Dans le bassin de Zribet El Oued, le Pontien désigne un horizon sableux profond (entre 700m et plus de 1000m) renfermant une nappe artésienne dont la charge varie entre une centaine de mètres à l'amont et 50m à l'aval (sondage El feidh). Le Pontien de Zribet El Oued correspond au Niveau 2 du Miopliocène de Bel et Demargne , alors que le « Miopliocène » du bassin de Biskra correspondrait au niveau 4 de Bel et Demargne. Si l'on retient des caractéristiques du Pontien qu'il est « profond et artésien », on doit le limiter au bassin de Zribet El Oued. C'est ce que représente la coupe synthétique de figure. IV.1, qui le fait disparaître de la région Tolga. L'extension spatiale représentée figure. IV.4 tient compte de cette disparition à l'Ouest, et le tracé de cette limite Ouest est un peu arbitraire. A l'Est, la limite est également arbitraire et représente une ligne de courant de la grande nappe Moipliocène (Complexe Terminal) du SASS jusqu' Ouled Djellal au sud ouest.

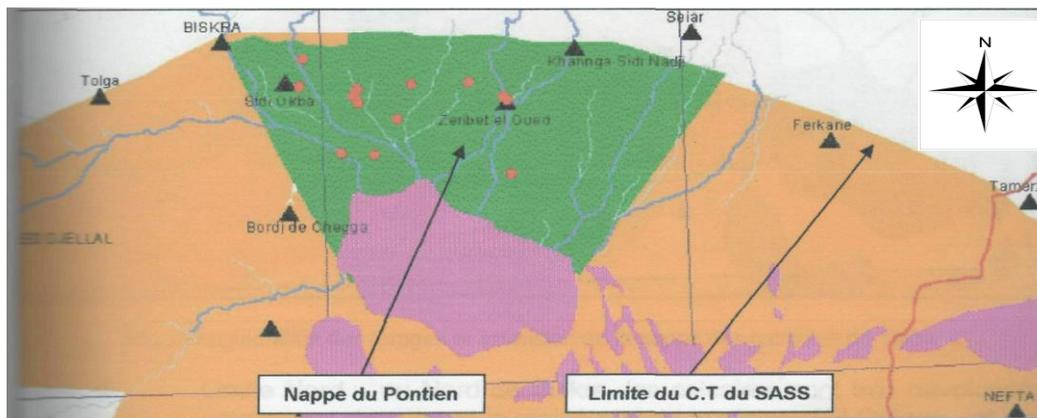


Figure IV.4 : Distribution des forages captant le Pontien et extension de la nappe Pontienne

IV.2.4. La Nappe des Calcaires de Tolga

Comme l'indique la figure. IV.5, les forages sont tous concentrés dans un couloir étroit allant de Doucen à Biskra, de 80km de long sur 12km de large en moyenne soit un domaine « utile » de 1000km², pour une étendue totale proposée figure. IV.5 de 10000km². Chacune des limites proposées devra donc être dûment justifiée.

Limite Sud : les mêmes corrélations indiquent la continuité des de S.Khaled et O.Djellal, où seul l'Eocène moyen a été reconnu comme (médiocre) aquifère. Plus au Sud les forages pétroliers n'ont pas reconnu les capacités de ces formations. Faute d'une reconnaissance plus élaborée dans ce secteur et en vertu du principe de précaution, nous proposons de repousser la limite méridionale Jusqu'à une trentaine de km au sud d'O.Djellal : cet espace fournira un réservoir de manœuvre appréciable lors de la phase d'ajustement des paramètres du modèle.

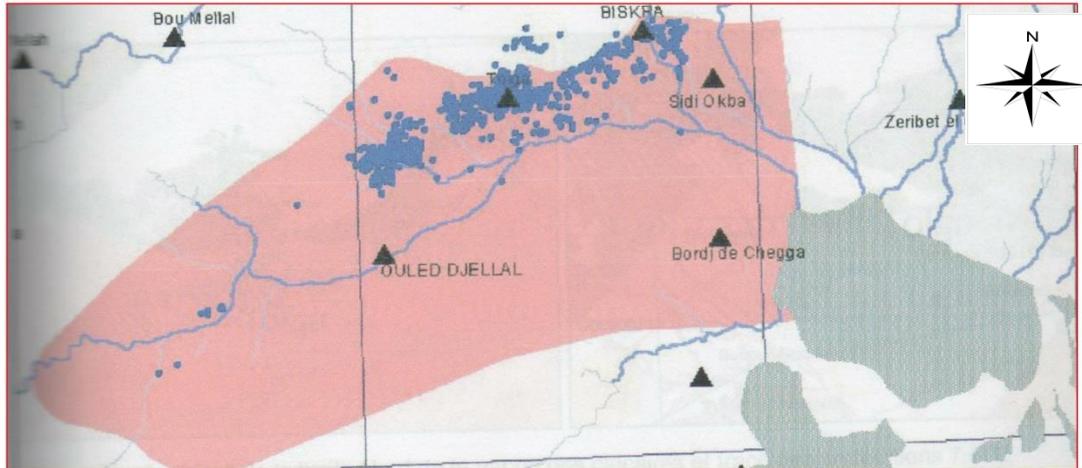


Figure IV.5 : implantation des forages et extension de la nappe des calcaires de Tolga

IV.3. Etude de la nappe de l'inféro-flux

IV.3.1. Caractéristiques générales de la nappe

C'est une nappe d'inféro-flux. Les nappes inféro-flux constituent la ressource principale de la région sud ouest de Biskra (Ouled Djellal)

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

IV.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 limitée par un relief Miocène inférieur, comblée par des alluvions des roches sédimentaires. À partir de l'annexe (figure 5) le lit de l'oued jusqu'à 6,4 m la formation c'est une sédimentation transportée par les eaux des ruissellements, elle est formée par terre arable, galet, sable, argile et calcaire. Et à partir de 6,4 m jusqu'à 19,5 m c'est la formation de l'aquifère et formée par argile jaune et galet, argile grise et rouge et grès. La première partie est perméable et la deuxième peu perméable par rapport à la première.

Les épaisseurs minimales correspondent forcément aux bordures du bassin d'effondrement quoiqu'il soit remarqué une irrégularité structurale du socle dans la partie inférieure de la cuvette, et où un épaulement granitique occupe partiellement le lit majeur.

Le complexe aquifère s'étend sur:

Une longueur est très 16000 m ,

Une largeur moyenne de la parter plus permeable est 451 m et le largeur de deuxieme parter jusque 1500 m.

Les épaisseurs les plus fréquentes de l'aquifère alluvial sont comprises 13 et 14m.

Les épaisseurs les plus fortes sont localement interceptées et confirmées par les sondages mécaniques.

Pour approcher une valeur centrale de la puissance de l'aquifère alluvial, on retiendra une moyenne pessimiste de 13 mètres à l'échelle de la cuvette.

IV.3.3. Paramètre physique de l'aquifère

En se basant sur les données fournies par l'ANRH, on a pu collecter les paramètres physiques de notre aquifère à savoir la perméabilité, la porosité totale et efficace et ce pour les différentes formations géologiques.

a) Perméabilité

Perméabilité : aptitude des roches à se laisser traverser par l'eau

K (m/s) : coefficient de perméabilité des roches (ou conductivité hydraulique)

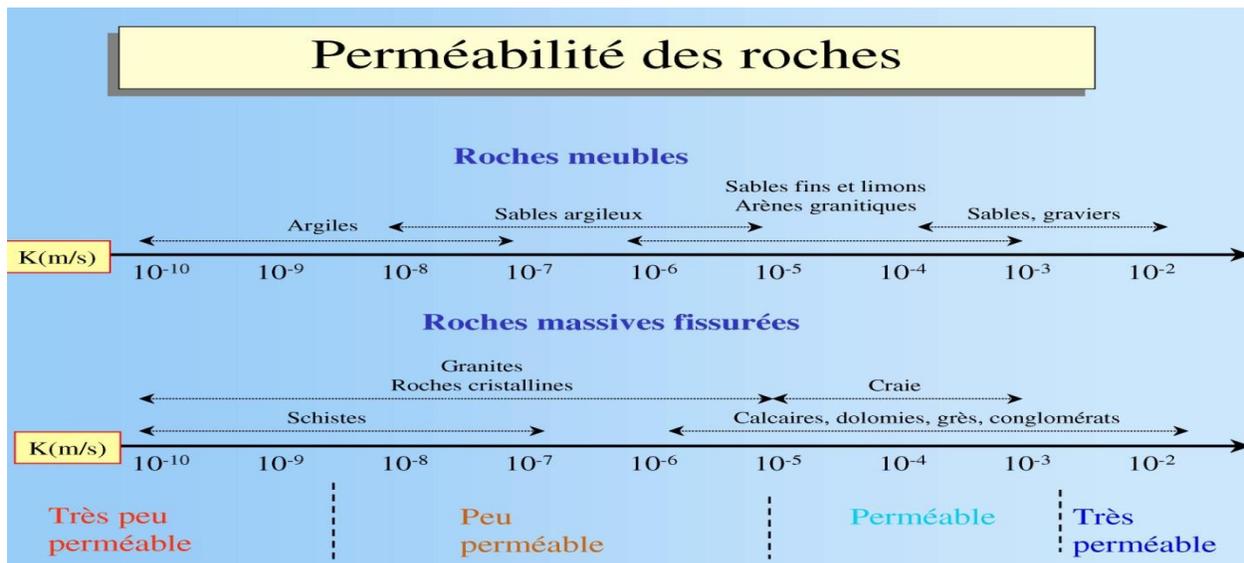


Figure IV.6 : Schéma représenté les différentes valeurs de perméabilité selon le type de sol (ANRH)

b) Porosité

$$\text{Porosité totale d'une roche (nt)} = \frac{\text{volume des vides de la roche (Vv)}}{\text{volume total de la roche (Vt)}}$$

$$\text{Porosité efficace d'une roche (ne)} = \frac{\text{volume d'eau libre mobile dans la roche (VL)}}{\text{volume total de la roche (Vt)}}$$

Tableau IV.1 : Différentes valeurs de porosité total et la porosité efficace selon le type de sol (ANRH)

Roche	Porosité totale de la roche (%)	Porosité effective de la roche (%)
Sables et graviers	20 à 40 %	15 à 25 %
Sables fins	30 à 35 %	10 à 15%
Grès	5 à 25 %	2 à 15 %
Craie	10 à 40 %	1 à 5 %
Calcaire massif fissuré	1 à 10 %	1 à 8 %
Argiles	40 à 60 %	1 à 4 %
Schistes	1 à 10 %	0,1 à 0,2 %
Granite fissuré	0,1 à 5 %	0,1 à 0,2 %

Tableau IV.2 : Résumé des paramètres du sol de l'aquifère

Type de sole	Profondeur (m)	Epaisseur (m)	Perméabilité K (m/s)	Porosité (%)	Porosité efficace (%)
Sable et galet	0 – 1,5	1	2×10^{-3}	35	25
Argile et galet	1,5 - 3,5	2	5×10^{-5}	28	15
Calcaire et galet	3,5 – 4,7	1,2	2×10^{-5}	20	12
Argile et galet	4,7 – 6,4	1,7	10^{-5}	23	11
Calcaire	6,4 – 10,5	3,9	8×10^{-6}	8	7
Argile jaune et galet	10,5 - 13	2,5	2×10^{-6}	42	4
Argile grise et rouge	13 - 19	6	8×10^{-7}	38	0,5
Argile grise et grés	19 – 19,5	0,5	5×10^{-7}	30	0,15

c) calcul de paramètre général de l'aquifère

Perméabilité des terrains stratifiés

Écoulement parallèle au plan de stratification

$$K_h = \frac{1}{H} \sum_{i=1}^n k_i h_i \quad (\text{IV.1})$$

Écoulement perpendiculaire au plan de stratification

$$K_v = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{k_i}} \quad (\text{IV.2})$$

K_h : Perméabilité horizontal de l'aquifère

K_v : Perméabilité vertical de l'aquifère

k_i : Perméabilité de couche

H : épaisseur total de l'aquifère

h_i : épaisseur de couche

$$K_h = 3,59 \times 10^{-4} \text{ m/S}$$

$$K_v = 3,67 \times 10^{-6} \text{ m/S}$$

Pemeabilite equivalent

$$K_{eq} = \sqrt{k_h \times k_v} \quad (\text{IV.3})$$

$$K_{eq} = 3,62 \times 10^{-5} \text{ m/S}$$

Porosité total de la aquifère

$$n_t = \frac{V_v}{V_t} \quad (\text{IV.4})$$

$$V_t = S \times H$$

$$V_{vi} = n_{ti} \times S \times h_i$$

$$n_t = \frac{\sum_{i=1}^n n_{ti} \times h_i}{H}$$

n_t : Porosité total de l'aquifère

V_t : Volume de total

V_v : Volume de vide

$$n_t = 24,06\%$$

$$n_e = 10,68\%$$

IV.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.

IV.4.1,La carte piézométrique

La carte piézométrique est le document de base de l'analyse et la schématisation de la captivité et la conductibilité du réservoir, ainsi que le comportement hydrodynamique .elle constitue la synthèse la plus importante d'une étude hydrogéologique.

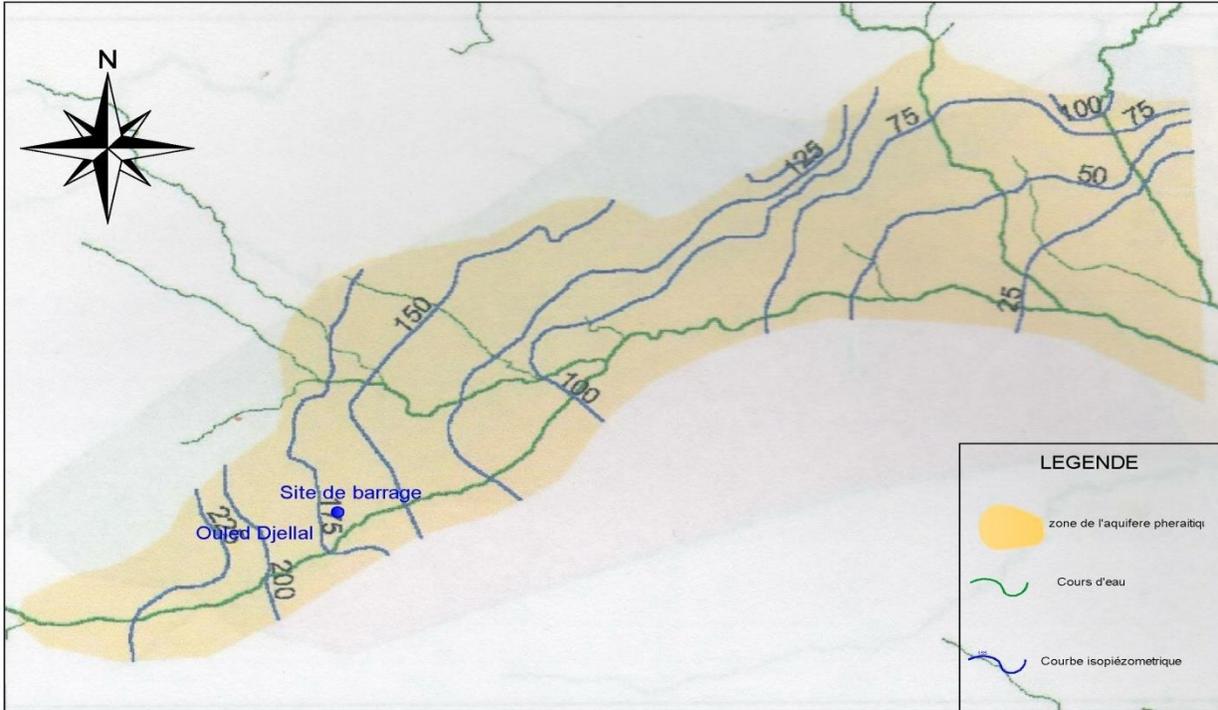


Figure IV.7: Carte piézométrique d'oued Djedi (ANRH)

IV.4.2. Interprétation de la carte piézométrique

Les tracés des différentes isopièzes permettent le commentaire suivant :

Aucun apport latéral à partir des rives n'est mis en évidence parce que les courbes des isopièzes au niveau de la intersection avec les cours d'eau se penche avec la courbe d'eau.

La pente piézométrique de l'ordre de 2,88‰ est inférieure à la pente de l'Oued, ce qui explique la proximité des eaux par rapport au sol à l'aval de la cuvette.

Aux points extrêmes de la cuvette la nappe est très proche du sol : à une profondeur 100 cm seulement à hauteur.

IV.4.3. Gradient hydraulique

Pour calculer le gradient hydraulique dans les différentes zones, on utilise la formule suivant :

$$i = \frac{H_2 - H_1}{L} \dots \dots \dots (IV.6)$$

H₂ : niveau piézométrique au point 2 (175m).

H₁ : niveau piézométrique au point 1 (150m).

L : distance séparant les deux points (9300 m).

$$i = 2,69 \cdot 10^{-3}$$

IV.4.4. Sens d'écoulement de la nappe

L'observation de la carte piézométrique, montre que l'écoulement général des eaux souterraines s'effectue dans la même direction, que les Oueds Djedi.

La nappe généralement s'écoule vers l'axe du barrage (amont vers aval) .soit dans sens SO-NE travers les alluvions dont strates sont à perméabilités différentes. Ce drainage souterrain s'effectue, dans des paléo-chenaux.

IV.5. Mode d'alimentation de la nappe

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

L'alimentation dépend uniquement des crues des oueds. Le ruissellement provoque la recharge des alluvions. Cette recharge étant proportionnelle à la surface submergée et au temps de submersion. De ce fait la recharge ne peut être cernée que par une étude fréquentielle des apports comparés à la recharge effective observée par un réseau de piézomètres. En conclusion, les alluvions des oueds s'apparentent beaucoup plus aux réservoirs de surface c'est-à-dire les barrages qu'aux réservoirs souterrains (aquifères).

Une deuxième source d'alimentation, non moins importante, provient de l'infiltration des eaux d'irrigation et des rejets des eaux usées. Une partie de ces eaux est généralement extraite des nappes plus profondes. Ce phénomène est à l'origine de grandes catastrophes écologiques, La pente ainsi que l'écoulement des eaux de surface de l'oued djedi évite à cette région l'asphyxie provoquée dans les régions dépourvues de réseaux d'assainissement.

L'infiltration des eaux lors des inondations du lit d'oued au moment des crues. Les débits de crue sont importants : l'étude hydrologique estime le volume d'une crue décennale à 350,98 Mm³.

Les précipitations directes sur la surface de cuvette.

L'apport probable, ce qui représente un apport vers le réservoir.

L'estimation de débit d'alimentation de la nappe phreatique de l'amont de oued Djedi est $Q = 0,2$ m/S.

Parfois par drainance à partir des aquifères situés plus en profondeur et artésiens.

IV.6. Mode d'exploitation de la nappe

Les « sorties » d'eau actuelles de la nappe des Oued Djedi sont de 3 ordres :

La vidange souterraine par écoulement naturel à l'exutoire

Les prélèvements par pompage depuis les puits.

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).

IV.7. Estimation des potentialités en eau

L'estimation des volumes réservoirs s'appuie sur les mesures effectuées tant au niveau de la nappe que des épaisseurs aquifères c'est à dire du remplissage alluvial. Sur cette base on établit les volumes géologiques suivants (ENHYD, 2005, p. 30):

$$\text{Réservoir alluvionnaire saturé : } V_1 = H \times l \times L \times n_t \quad (\text{IV.7})$$

Ou H : épaisseur saturé

l : largeur aquifère (451m)

L : longueur aquifère (16000m)

S : coefficient d'emménagement moyen de 24,06% pour les alluvions grossières

$$V_t = 13 \times 450 \times 1600 \times 0,2406 = 22\,520\,160\text{m}^3$$

Soit une réserve totale d'environ **22,50Hm³**

Le volume peut exploite calcule par la valeur de porosité efficace

$$V_1 = H \times l \times L \times n_e$$

$$V_1 = 9\,996\,480\text{m}^3$$

Soit un volume exploitable de réserve totale d'environ **10 Hm³**

IV.8. Estimation du débit de l'inféro-flux

Le débit d'exhaure à travers l'exutoire de la cuvette alluviale, correspond au site de barrage, est calculé sur la base des paramètres géométriques précédemment établis. Le débit est donné par la relation de Darcy (Soukatchoff, 2003, p.44).

$$Q = K.S.i \dots \dots \dots (\text{IV.8})$$

Avec : Q : débit de l'inféro –flux (m³/s)

K : perméabilité du milieu (m/s)

i : Gradient hydrique au niveau de la section S.

S : Section hydraulique (m²).

$$K_1 = 3,59 \times 10^{-4} \text{ m/s (perméabilité moyenne des alluvions).}$$

$$S_1 = 450 \times 13 \text{ m}^2$$

$$Q_1 = K_1.S_1.i = 3,59 \times 10^{-4} \times 450 \times 13 \times 2,69 \times 10^{-3} = 5,65 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 5,65 \text{ l/s}$$

IV.9. Les prélèvements à la consommation

D'après l'inventaire 2008 d'Ouled Djellal il est trouve actuellement des puits dans notre aquifère ciblée mais il n'trouve pas de statique exacte pour ces puits et l'estimation de volume de barrage exploitable de l'aquifère est 10Hm^3

Nous programmons pour système d'exploitation de l'irrigation et élevage par un groupe des puits pour alimente les oasis ou par les racine des palmier.

La consommation agricole des eaux estime $15400\text{m}^3/\text{Ha}/\text{an}$ et le surface irrigue évaluée a 2345 Ha, alors la consommation annuelle $36,11\text{ Hm}^3$.

IV.10. Les pertes par évaporation de surface

L'analyse des données climatiques caractéristiques de la région d'Ouled Djellal montre une évapotranspiration potentielle très importante de l'ordre de $123,6\text{ mm}/\text{an}$.

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 Averjanov (URSS) où (ENHYD, 2005, p. 33):

$$Z_{cr} = 1,7 \cdot 0,008 \cdot T_{\text{moy}} \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{IV.9})$$

Avec $T_{\text{moy}} \text{ } ^\circ\text{C} = 22,9^\circ\text{C}$ (température moyenne annuelle)

$$Z_{cr} = 0,30\text{m}$$

Cette condition n'est pas réunie en période de recharge : la profondeur de la nappe est à proximité du sol au voisinage de l'exutoire.

La solution consiste à rabattre la nappe, dans cette zone par pompage et sur une courte période.

Cependant, pour une grande partie de l'année, la nappe subite un rabattement, cela réduit le risque de pertes par évaporation.

IV.11. Confrontation ressources et besoins en eau

Il est établi qu'en règle générale le tarissement de la nappe s'effectue par les pertes naturelles de l'inféro-flux et l'exploitation par puits et forages.

Dans notre situation la quantité des eaux programme pour augment la consommation agricole il s'agit d'optimiser l'exploitation des ressources par valorisation et captage du débit inféro-flux et par une possible augmentation des prélèvements.

La relation exploitation et disponibilité en eau dans la cuvette alluviale est étudiée dans les termes suivants :

L'offre disponible dans l'aquifère bicouche est estimée à 10Hm^3 : il s'agit de potentialités totales.

Ce volume disponible correspond à un état de total remplissage des réservoirs.

Les prélèvements opérés à l'échelle annuelle sont de l'ordre de $36,11\text{Hm}^3$ légèrement supérieurs aux réserves régulatrices annuellement ou bi annuellement assurées.

En conséquence, compte tenu le volume exploitable de (10Hm^3)

Dans notre cas on augment un quart de la demande de la consommation agricole seulement sans les autres consommations.

Conclusion

L'étude détaillée les type des aquifère exist dans la région de Ouled Djellal et l'aquifère peut utilise dans notre projet on trouve l'aquifère la plus accessible utilise pour le barrage souterrain c'est la nappe phreatique mais dans cette nappe il y a un partie avec un mieux caractéristique pour réalise notre projet mais l'autre partie n'est pas absolument impermeable
determination les quantites de eau reserve dans l'aquifère meme les eaux peut facilement exploiter et debit inféro-flux et la comprison avec la domane de la région

Chapitre V

Etude du barrage

Introduction

Dans les mines, des barrages souterrains sont construits principalement pour empêcher l'inondation des fonctionnements de côté d'immersion en isolant les secteurs inondés adjacents. Ils sont également employés pour inonder une partie d'une mine en cas de feu et pour limiter la quantité de pompage et pour garder l'eau sous la commande de sorte qu'elle puisse être retirée au fur et à mesure des besoins. Parfois un barrage est également équipé d'une porte principale en bloc tout en approchant de vieux fonctionnements.

Les facteurs qui régissent la conception d'un barrage sont la taille de la chaussée, la nature des strates adjacentes, la pression d'eau prévue et la forme de barrage. Gare devrait être pris tout en estimant la pression d'eau maximum sur un barrage. Des efforts dynamiques sont produits dans la masse de roche et dans l'eau accumulée toutes les fois que soufflant est effectué à proximité d'un barrage. Les efforts dynamiques augmentent la charge hydraulique de l'eau sur un barrage et, devrait donc être estimé séparément.

Il est essentiel qu'un barrage doive être construit dans les strates disponibles les plus fortes, exempt des fissures et non probable pour être troublé par des fonctionnements subséquent. Le matériel de barrage et la terre doivent être forts, imperméables à l'eau et doivent résister au déformation. Des strates faibles ou fissurées doivent être renforcées à la fin du barrage par l'injection de dessous cernent.

Boulons de pression et de roche. La largeur de Thé du pilier dans lequel le barrage doit être construit doit être stuffitaient pour résister à l'écrasement des forces de strates.

V.1. Considérations de conception

Le paramètre le plus important dans la conception d'un barrage souterrain est l'évaluation de son épaisseur; a partir d'un ensemble de conditions donné. Les facteurs qui sont normalement considérés sont :

- 1 la charge d'eau maximum,
- 2 la nature et les propriétés géotechniques des strates environnantes,
- 3 les résistances de broyage des matières à employer,
- 4 la section de la galerie,
- 5 la forme du barrage - plat ou droit, cylindrique ou arqué,
- 6 le type du barrage - provisoire ou permanent,

V.2. Le choix du site du barrage

Comme un barrage de surface, l'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

Des conditions géologiques et hydrogéologiques sont prises en considération et sans mettre les conditions topographique quant on choisit l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire de l'infiltration.

L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

Bonne géologie, il est désirable de mettre en place le barrage souterrain, comme dans le cas du barrage en surface, en un endroit où le substratum peu perméable se rétrécit et en amont duquel s'étend un vaste aquifère.

Garantir la quantité d'eau qui sera stockée dans le réservoir.

La topographie du site:

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

La morphologie de la vallée :

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée. Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage souterrain.

Les conditions géologiques et géotechniques La nature, la résistance la perméabilité des formations

Rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site de barrage.

D'après l'étude géologique et la détermination des différentes formations existantes dans le site cible la lithostratigraphie de la cuvette, et l'étude hydrogéologique qui détermine le type des aquifères ainsi que de la cuvette on peut choisir le site exact de notre barrage.

V.3. Type des barrages souterrain utilise

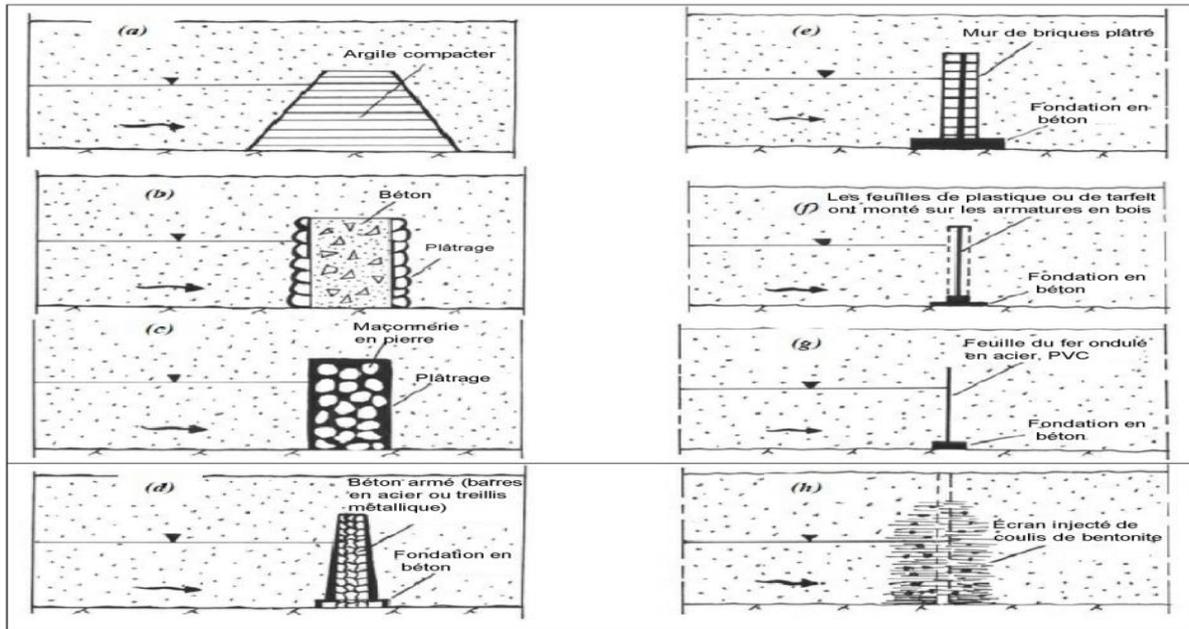


Figure. V.1 : Type de barrage souterrain : a) la digue d'argile, b) barrage en béton, c) barrage en maçonnerie, d) barrage en béton armé, e) paroi plâtré de bricks, f) barrage constitue en plastique ou goudronné-a senti la feuille, g) barrage en palplanche composée d'un le fer ondulé, l'acier, ou la feuille de PVC, h) écran d'injection

V.4. Les variantes à choisir

Il existe de différentes techniques de construction du barrage souterrain. 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 sole argile de bonne qualité (argile rouge) et en quantité suffisante à proximité de site, ces facteurs favorisent la réalisation d'une digue en argile. Comme les murs en palplanches sont difficiles à réaliser dans quoi les couches graveleuses et la roche en place, le choix se fait selon la facilitée de réalisation et l'aspect économique, d'au vous avez 4 variantes :

V.4.1. Mur paroi moulée

C'est la technique la plus utilisé 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 a besoin de matériels assez performant et une grande technicité.

V.4.2. Barrage en enrochement

Ce type de barrage 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 sont en général trop élevés.

V.4.3. Digue en argile

La digue d'argile représentée sur (figure. V.1, a) convient à de petits arrangements en couches aquifères fortement perméables de profondeur limitée, telles que des lits de la rivière arénacés. Les sols argileux sont généralement - tout proche disponible et avec le coût bas peuvent être extraits et transportés à l'emplacement. Les couches d'argile doivent être compactées. Le risque de dommages d'érosion peut être évité en protégeant la digue avec les feuilles en plastique (METIN Y.2003).

V.4.4. écran d'injection

Également des écrans d'injection (figure. V.1, h) peut être utilisés pour arrêter l'écoulement situées en profondeur couches aquifères; et pour protéger l'eau douce contre la pollution.

V.5. Etude des variantes

V.5.1. Mur paroi moulée

V.5.1.1. Un mur paroi moulée

Les principaux avantages de la paroi moulée sont la continuité, la résistance, l'étanchéité et une mise en œuvre peu bruyante.

Dans le cas du barrage inféro-flux d'oued Djedi, la paroi moulée a pour objet d'assurer l'étanchéité de la couche alluviale, en conséquence relever le niveau statique de la nappe. Dans ce cas l'écran sera constitué d'un béton plastique faiblement dosé en ciment avec adjonction de bentonite, plastifiant/réducteur d'eau a haute performance ou un hydrofuge de masse liquide pour augmenter l'imperméabilité. La résistance mécanique demandée étant très faible.

Avant les opérations d'excavation on exécute deux murettes guides pour assurer la régularité du tracé de la tranchée et canaliser la boue de bentonite (pour éviter les effondrements des parois et

maintenir ainsi la tranchée stable) au voisinage de la surface.

Vu la grande longueur de la tranchée, Le forage est réalisé par panneaux de longueur limitée, en tenant compte de la cohésion du terrain en place et des contraintes extérieures au voisinage de la paroi. Les panneaux seront exécutés par séries paire et impaires (méthode des panneaux primaires et secondaires) (Costet, 1983, p.104)

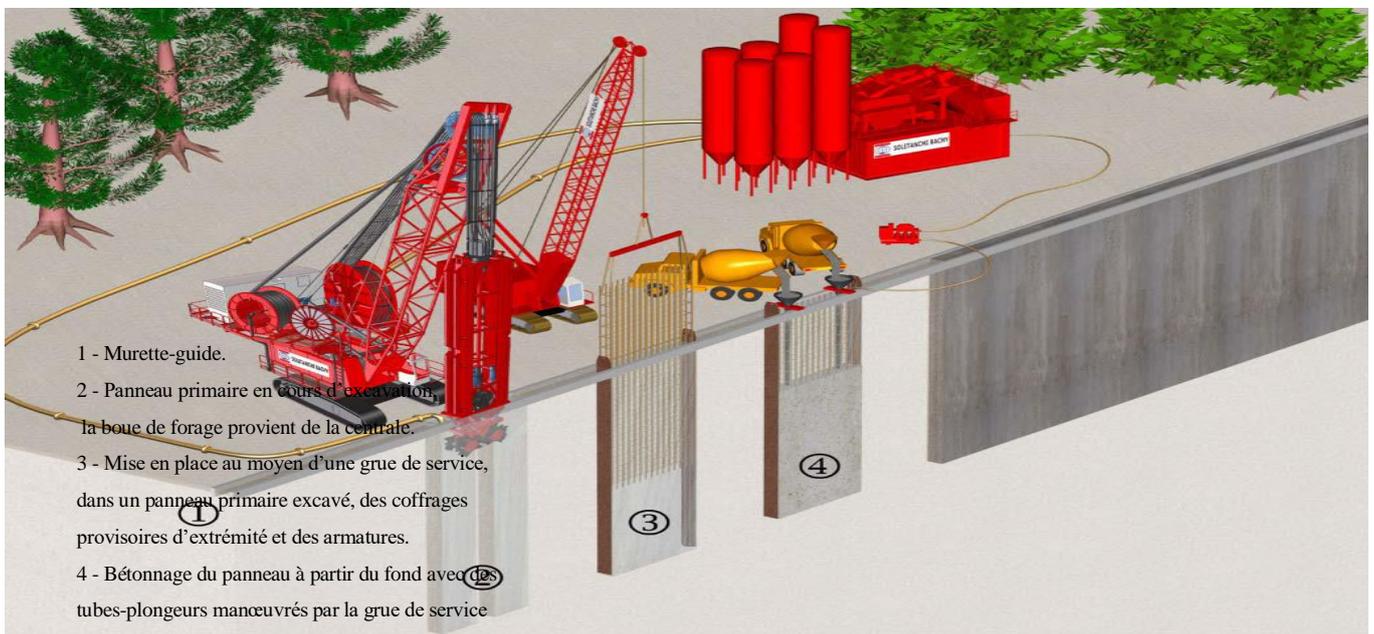


Figure V.2: Schéma explicatif de construction de mur paroi moulée (SOLETANCHE BACHY. p21)

V.5.1.2. calcul et dimensionnement

A- Réalisation des murettes guides

Profondeur 80 cm à 1.30 m, ces murettes ont pour but de guider la benne de forage, tout en maintenant les parois en tête de l'excavation. Après décoffrage, elles sont bétonnées tous les 3 à 4 m pour éviter le basculement dans la fouille.

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, on adopte une épaisseur de 0,65 m pour le mur de la paroi moulée (BOUAFIA.A, 2009)

.

Le mur paroi moulée du barrage est soumis à un gradient hydraulique donné par la relation suivante :

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

Avec :

I_{max} : Le gradient hydraulique

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

Pour $h_{am} = 13m$ et $h_{av} = 0$

$$h_{max} = h_{am} - h_{av} = 13 \text{ m}$$

b : épaisseur du mur paroi moulée, $b = 0,65 \text{ m}$

$$I_{max} = 20$$

D'après les normes, le gradient hydraulique admissible du béton plastique est égal à $I_{adm} = 100$, Le gradient hydraulique égal à 20 est très inférieur au gradient admissible, on adopte donc l'épaisseur de 0,65 m pour la paroi moulée (MIHOUBI .M.K et HASSANE.M, 2000).

C- La longueur des panneaux

Le mur souterrain d'une longueur totale de 240 m, est constitué d'une partie centrale et de deux parties extrêmes (rives gauche et droite). La partie centrale, d'une longueur totale de 212m, sera réalisée par le procédé des parois moulées dans le sol et les deux parties extrêmes, d'une longueur totale de 28 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 panneaux primaires et secondaires. 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 primaires de 7 m et secondaires de 6,4 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			PANNEAUX SECONDAIRES			TOTAL	
	Longueur unitaire (m)	Nombre	L totale (m)	Longueur unitaire (m)	nombre	L totale (m)	Nombre	L (m)
2,7	7	21	147	6,4	21	134,4	43	281,4

V.5.1.3. Stabilité de la tranchée

On peut dire que la tranchée est stable si, à toute profondeur, on a (BOUAFIA, 2011):

$$\sigma' \leq \sigma_b - u \dots\dots\dots(V.2)$$

Où :

σ' : La contrainte effective régnant dans le terrain

σ_b : Contrainte due à la boue

u : Pression hydrostatique de l'eau

Pour apprécier la stabilité de la tranchée à la profondeur z, on a adopté la méthode de Kowalewski qui introduit dans les calculs classiques d'équilibre limite de poussée l'influence de la longueur de la tranchée.

D'où la contrainte effective σ' (z) est (Costet, 1983, p.125):

$$\sigma'(z) = K_a \cdot \gamma \cdot Z \quad \text{lorsque } z \leq z_0 \dots\dots\dots(V.3)$$

$$\sigma'(z) = K_a \cdot (\gamma \cdot z_0 + \gamma' (z - z_0)) \quad \text{lorsque } z \geq z_0 \dots\dots\dots(V.4)$$

Où :

K_a : Le coefficient de Kowalewski, qui est fonction de la profondeur, de la longueur de la tranchée et de l'angle de frottement interne du sol ; on le lit dans l'abaque donné en annexe.

γ : Poids volumique du terrain situé au-dessus de la nappe

γ' : Poids volumique déjaugé du terrain situé au-dessous de la nappe

z_0 : Profondeur de la nappe phréatique

$$\sigma_b(z) = \gamma_b \cdot (z - z_1) \dots\dots\dots(V.5)$$

Où :

γ_b : Le poids volumique de la boue de bentonite, elle est de l'ordre de 1,05 à 1,2 T/ m³.

z_1 : La profondeur du niveau de la boue.

La pression hydrostatique est:

$$u = \gamma_w (z - z_0) \dots\dots\dots(V.6)$$

Pour les calculs les paramètres ci-dessus ont les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} \gamma &= 1,2 \text{ T/ m}^3 & \gamma' &= 1,6 \text{ T/ m}^3 & \gamma_b &= 1,1 \text{ T/ m}^3 & \gamma_w &= 1 \text{ T/ m}^3 \\ z &= 13 \text{ m} & z_0 &= 1,5 \text{ m} & \varphi &= 43^\circ \end{aligned}$$

L'application numérique est donnée sous forme de tableau voir l'annexe (tableau 8 et figure 4):

Tableau V.2 : Calcul de la stabilité de la tranchée

Z (m)	L(m)	Z/L	K'a / k	K'a	σ' (T/m ²)	σ_b (T/m ²)	U(T/m ²)	$\sigma_b - U$ (T/m ²)	$(\sigma_b - U) - \sigma'$ (T/m ²)
0	7	0	1	0,19	0	0	0	0	0,00
1	7	0,14	0,94	0,18	0,21	0,55	0	0,55	0,34
1,5	7	0,22	0,93	0,18	0,32	1,1	0	1,1	0,78
2	7	0,29	0,91	0,17	0,41	1,65	0,5	1,15	0,74
4	7	0,57	0,86	0,16	0,78	3,85	2,5	1,35	0,57
6	7	0,86	0,79	0,15	1,08	6,05	4,5	1,55	0,47
8	7	1,14	0,73	0,14	1,33	8,25	6,5	1,75	0,42
10	7	1,43	0,66	0,12	1,50	10,45	8,5	1,95	0,45
12	7	1,71	0,6	0,11	1,63	12,65	10,5	2,15	0,52
14	7	2	0,55	0,10	1,75	14,85	12,5	2,35	0,60

$$K : \text{coefficient de Rankine } K = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2} \right) ; \dots\dots\dots(V.7)$$

D'après les résultats obtenus, on peut dire que la tranchée est stable sur toute la profondeur.

V.5.1.4, 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:

$$q = \frac{K_0 \times (h_m^2 - h_c^2)}{2 \times d} \dots\dots\dots(V.8)$$

Avec :

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

h_m : charge amont, $h_m = 13$ m.

h_c : Charge avale, $h_c = 0,0$ m.

d : épaisseur du mur, $d = 0,65$ m.

Le débit maximum infiltré est égale à : $q = \frac{10^{-7} \times 13^2}{2 \times 0,65} = 1,3 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$

V.5.2. Digue en enrochements

Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux rocheux qui 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 $H = 3,7\text{m}$.

V.5.2.1. Largeur en crête

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

Formule de KNAPPEN

$$b_{cr} = 1,65\sqrt{H} \dots\dots\dots (V.9)$$

Formule de F-PREECE

$$b_{cr} = 1,1\sqrt{H} + 1 \dots\dots\dots (V.10)$$

Formule PRATIQUE

$$b = \frac{5}{3}\sqrt{H} \dots\dots\dots (V.11)$$

Formule Anonyme (simplifiée)

$$b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H} - 3 \dots\dots\dots (V.12)$$

Tableau V.3: récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
Formule de KNAPPEN	6,17
Formule de F-PREECE	5,11
Formule PRATIQUE	6,23
Formule Anonyme	10,47

On opte pour une largeur de crête égale à: $b_{cr} = 6,23\text{m}$.

V.5.2.2. La longueur en crête

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

$$L = 280\text{m}.$$

V.5.2.3. 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.4: 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.4) 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 $m_2 = 2$.

C'est les pentes de talus des barrages normal mais selon les conditions de talus la différence entre talus naturellement et l'artificiel et la stabilité de cette type de barrage il dépend au terrain de construction.

Parement amont $m_1 = 2$

Parement aval $m_2 = 1,5$

V.5.2.4. 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 réalise un enrochement de pierre d'épaisseur (0,3m) est suffisant.

le talus aval

Puisque la digue est déversant, 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.5.3. Digue en argile

Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de sol argileux qui est disponible en quantité suffisante, de bonne qualité à proximité du site. La digue sera réalisée en argile compactés.

V.5.3.1. Les paramètres géométriques de la digue en argile

Les paramètres de cette variante presque identique a celle de la variante précédente :

La largeur de crêt $b_{cr}=6,23m$

La longueur de crêt $L_{cr}=280 m$

Sauf que les pentes de talus sont différentes étant donné que ce n'est pas les mêmes matériaux.

D'après le tableau(V.4) qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .sont

Parement amont $m_1 = 3$.

Parement aval $m_2= 2,5$

Ce sont les pentes de talus des barrages normaux. Toutefois dans le cas d'un barrage souterrain on prend :

Parement amont $m_1 = 2,5$

Parement aval $m_2= 2$

V.5.3.2. Choix des matériaux

D'après le Tableau IV.2 on choisie les argiles grise et rouge pour leur imperméabilité $K= 8 \times 10^{-7} m/s$.

V.5.4. écran d'injection

L'injection s'effectue généralement par des forages réalisés dans le milieu à traiter. L'injection a pour but d'améliorer les caractéristiques du milieu traité, il s'agit le plus souvent d'en réduire la perméabilité.

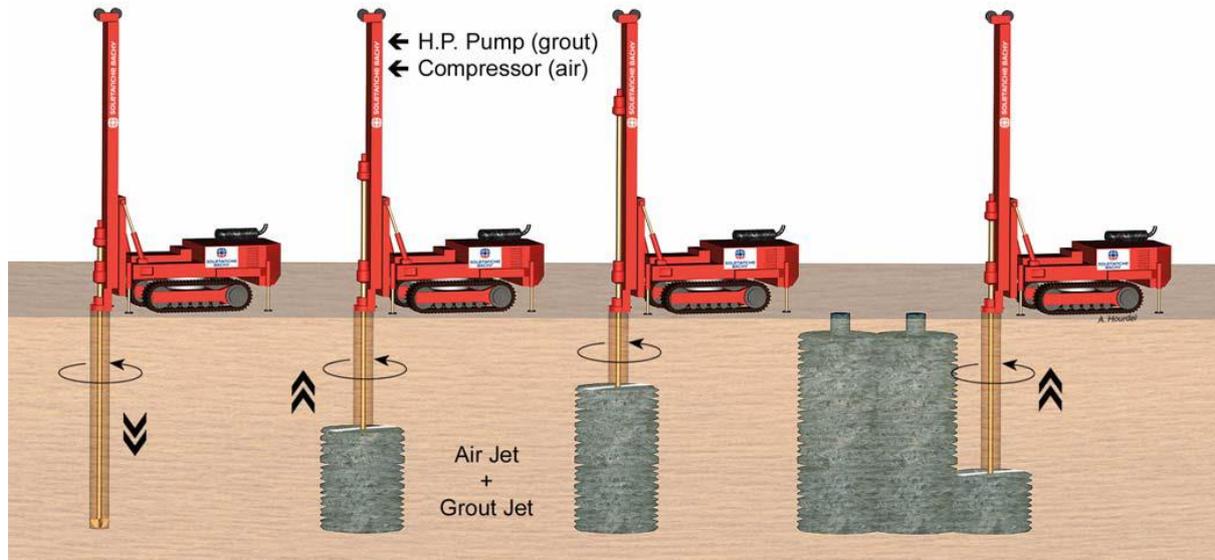


Figure .V.3: Schéma explicatif de construction voile d'injection. (SOLETANCHE BACHY. p21)

Les coulis d'injection sont généralement des liquides ou des suspensions caractéristique par leur densité, leur viscosité, leur rigidité et qui durcissent au bout d'un temps appelé temps de prise. Le profil d'un voile étanche présente généralement plusieurs lignes de forages. Chaque forage est lui même injecté par passes :

- Injection de collage de l'ouvrage au substratum,
- Injection de peau des zones superficielles.
- Altérées (étanchéité et consolidation),
- Injection profonde du cœur du massif rocheux (étanchéité).

Le plus souvent, un voile de drainage, réalisé à l'aval du voile d'étanchéité, permet de dissiper les sous-pressions à la base de l'ouvrage (SERTIER. N, 2005).

L'écran devient imperméable pour une épaisseur peut considérable de la roche perméable, le voile d'injection doit être enfoncé jusqu'au toit du sol imperméable, en fonction de la charge d'eau H conformément aux grandeurs.

Tableau V.5 : Absorption unitaire en fonction de la charge d'eau

q (l/min)	0,05	0,03	0,01
H₁(m)	<30	30-100	>100

H_{max} = 13 m alors le débit d'absorption est q = 0,05 l/min.

L'épaisseur de voile d'injection en ciment est déterminée par la condition suivant :

$$I_{max} < I_{adm} \dots \dots \dots (V.13)$$

I_{max} : gradient maximal dans le corps du voile d'injection qui est approximativement égale a la différence de pression d'infiltration (avant et après le voile) H sur par son épaisseur t.

$$I_{max} = \frac{H \times \Delta}{t} < I_{adm} \dots \dots \dots (V.14)$$

Δ : Coefficient donné dans le tableau suivant

Tableau .V.6 : calcul du gradient maximal

$\frac{B}{S_{vi}} < 1$	Δ = (0,50-0,60)
$\frac{B}{S_{vi}} = (1 - 2)$	Δ = (0,60-0,75)
$\frac{B}{S_{vi}} > 2$	Δ = (0,75-0,85)

D'après le tableau Δ = 0,85

H : La charge d'eau entre bief amont et aval H = 13 m

t : Epaisseur du voile d'injection.

B : La largeur de voile B = 20 m

S_{vi} : La profondeur du voile d'injection S_{vi} = 14 m

Le nombre de rangées des puits des forages d'injection est déterminé par l'épaisseur du voile t. la distance entre les rangées de puits est d'habitude prise égale entre (1,4 a 2) m ou bien entre (3 a 4) m, elle dépend du type de sole. Le diamètre d'un puits est de (45-76) mm qui peuvent attendre parfois 100mm.

La cimentation est efficace pour la largeur δ > 0,1mm. La pression de refoulement est de

l'ordre 1 à 3 MPa, qui dépend essentiellement de la consistance du coulis de ciment et de la largeur de la fissure. Dans le cas d'absence de charge de béton, le cas des voiles d'injection au niveau des berges, la cimentation s'effectue par des petites pressions de l'ordre de 0,05 MPa.

Les gradients hydrauliques admissibles pour les voiles d'injection sont donnés dans le tableau suivant (M.K.MHOUBI, 2007):

Tableau V.7 : Valeur de gradient admissible en fonction de la hauteur du barrage

Hauteur du barrage $H_1(m)$	Perméabilité du corps du voile		Gradient hydraulique I_{adm}
	Absorption unitaire $q (l/min) < à :$	Coefficient de perméabilité $K (m/s) < à$	
>100	0,01	10^{-8}	30
$60 \leq H_1 \leq 100$	0,03	6×10^{-8}	20
<60	0,05	10^{-7}	10

D'après tableau la valeur de gradient admissible est $I_{adm} = 10$

Alors la valeur de L'épaisseur est $t > 1,105 \text{ m}$

V.6. 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'empreints.

Volume des matériaux de construction.

Technologie de réalisation.

V.6.1. Calcul des volumes

V.6.1.1. Mur paroi moulée

Les murettes guidés

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

$$V=2.S.L..... (V.15)$$

Avec :

L : Longueur totale du barrage $L=281,4$ m

S : La section de la murette

$$S= (0,8*0,8)-(0,5*0,5)= 0,39 \text{ m}^2$$

$$V=0,39*281,4= 109,75 \text{ m}^3$$

Le mur

La profondeur, la surface latérale et le volume des panneaux sont donnés dans les planches

Avec :

Largeur de la benne preneuse = 0,60 m.

Epaisseur du panneau =0,65 m.

Eboulement ≈ 20 %

D'après la coupe du barrage on trouve la surface de barrage est $S=2912,9 \text{ m}^2$

Le volume total est $V_{tot}=1893,38 \text{ m}^3$ et on multiplie par le taux d'aboutement.

$$V_{max} = V_{tot} \times 1,2$$

Dans ce cas le volume max du béton plastique est de l'ordre de $2423,65 \text{ m}^3$.

Le bétonnage des parties extrêmes se fera par la méthode traditionnelle, par versement de béton (dosé à 350 Kg de ciment/ m^3).

Le volume de béton est calculé par :

$$V= (S_1+S_2).b..... (V.16)$$

Avec:

S_1 : surface de partie extrême gauche $S_1 = 10 \text{ m}^2$.

S_2 : surface de partie extrême droite $S_2 = 10 \text{ m}^2$

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

$$V = 13 \text{ m}^3$$

V.6.1.2. 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 :

$$H_i = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (V.17)$$

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 :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_i}{2} H_i \dots\dots\dots (V.18)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

$$B_i = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_i \dots\dots\dots (V.19)$$

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 :

$$V_b = \sum V_i$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L_i \dots\dots\dots (V.20)$$

Où :

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

Recharge en enrochement

Tableau V.8: volume des recharges.

N° coupe	H _i [m]	B _i [m]	S _i [m ²]	S _{moy}	L _i [m]	V _i [m ³]
1	0	0	0	59,25	40	2370
2	7,61	32,64	118,5			
3	12,45	49,58	349	233,75	40	9350
4	14	55	387	387	40	15480
5	14	55	387	387	40	15480
6	14	55	387	387	40	15480
7	10,21	41,74	292,98	343,5	40	13740
8	0	0	0	146,49	41,4	6064,59
Volume Totale						77959,14

Géomembrane

Les géomembranes seront placées 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 :

$$S_i = \frac{d_i+d_{i+1}}{2} L_i \dots\dots\dots (V.21)$$

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

$$d_i = \frac{H_i}{0,371} \dots\dots\dots (V.22)$$

Tableau V.9: surface de masque de Géomembrane

N° coupe	H _i [m]	d _i [m]	L _i [m]	S _i [m ²]
1	0	0	40	430,24
2	7,61	20,51	40	1101,40
3	12,45	33,56	40	1445,88
4	14	37,74	40	1529,43
5	14	37,74	40	1529,43
6	14	37,74	40	1325,12
7	10,21	27,52	41,4	590,37
8	0	0		
surface total				7951,88

Géotextile

Les géotextiles seront réalisés sur toute 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:

$$S_i = \frac{d_i+d_{i+1}}{2} L_i$$

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

$$d_i = \frac{H_i}{0,447} \dots\dots\dots (V.23)$$

Tableau V.10: surface de masque de Géotextile

N° coupe	H _i [m]	d _i [m]	L _i [m]	S _i [m ²]
1	0	0	40	360,49

2	7,61	17,02		
			40	917,54
3	12,45	27,85		
			40	1203,45
4	14	31,32		
			40	1272,80
5	14	31,32		
			40	1272,80
6	14	31,32		
			40	1103,22
7	10,21	22,84		
			41,4	493,51
8	0	0		
surface total				6623,80

V.6.1.3. Digue en argile

Le calcul de digue en argile est identique qui celui de la digue en enrochement en tenant comptes des pentes des talus et du revêtement.

Alors on résume les calculs des volumes de la digue dans le tableau suivant :

Tableau V.11: volume de la digue :.

N° coupe	H _i [m]	B _i [m]	S _i [m ²]	S _{moy} [m ²]	L _i [m]	V _i [m ³]
1	0	0	0	59,25	40	1178,95
2	7,61	40,25	175,96	233,75	40	3517,50
3	12,45	69,00	525	387	40	3517,50
4	14	69,00	525	387	40	3517,50
5	14	69,00	525	387	40	3517,50
6	14	69,00	525	343,5	40	1981,92
7	10,21	51,95	295,81	146,49	41,4	453,30
8	0	0	0			
Volume Totale						107089,69

V.6.1.4, écran d'injection

Le volume de coulis de ciment

Le calcul du volume des travaux des opérations est très compliqué. Toutefois d'après les guides techniques que donnent un tableau qui résume les volumes nécessaires pour chaque type de terrain à traiter:

Tableau .V.12: Gamme des volumes de coulis

Sables et graviers	volume de sol de 25 - de 35%
Sable fin	volume de sol de 35 - de 45%
Roche de Fissurée	volume de sol de 5 - de 15%
Galette basse dans la craie	volume de sol de 8 - de 25%
Hydro fracturing	volume de sol de 10 - de 20%

(SOLETANCHE BACHY, p84)

Notre terrain est un mélange de plusieurs type de sol il est estimé d'après les taux de chaque type. La gamme des volumes de coulis est **20% par rapport le volume de sol**

On calcule le volume du sol occupé dans le terrain à traiter par l'injection. La surface de cette zone est calculée dans la variante relative au mur paroi moulée $S=2912,9 \text{ m}^2$ et l'épaisseur de l'écran d'étanchéité est $t > 1,105 \text{ m}$ on prend $t = 1,2 \text{ m}$.

Le volume de terrain est $V = 2912,9 \text{ m}^3$

Le volume de coulis de ciment $V_{\text{coulis}} = 745,74 \text{ m}^3$

Le volume d'excavation

Le volume d'excavation est calculé pour chaque trou d'injection selon la forme qui donnée dans l'estimation précédant.

D'après les paramètres de construction les écartements entre les trous sont d'un mètre pour les deux cotés et on déterminé les paramétrés des trous comme suit :

Diamètre des trous $D = 50 \text{ mm}$

Nombre des trous est $N = 280 \times 2 = 560 \text{ trou}$

La longueur de trous de l'excavation est $L_{\text{exc}} = 6214,48 \text{ m}$

V.6.2. Estimation du coût des variantes

Le tableau suivant donne les différents couts des variantes :

Tableau V.13: les coûts des variantes étudiées.

Variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix Unit (DA)	Coût (DA)	Coût totale (DA)
Mur paroi moulée	Murettes (béton armet)	109,75	30 000	3292500	22 754 500
	Panneaux (béton plastique)	1893,38	8 000	19389200	
	Extrêmes (dosé à 350 Kg)	13	8 000	72800	
Digue en enrochements	recharges	77959,14	1 200	93550968	114 752 108
	géomembranes	7951,88	1 500	11927820	
	Géotextile	6623,80	1 400	9273320	
Digue en argile	Volume de recharge	107089,69	2 000	214 179 380	214 179 380
Voile d'injection	Volume d'excavation	745,74	10 000	7 457 400	82 031 160
	Volume de coulis de ciment	6214,48	12 000	74 573 760	

Conclusion

A travers le Tableau récapitulatif (V.13), il apparaît clairement que nous ne pouvons nous orienter que vers la 1^{ère} variante, mur paroi moulée, car elle est la plus économique. Rapport comparativement aux autres alternatives qui sont plus onéreuses

Chapitre VI

Les ouvrages annexes

Introduction

Notre barrage souterrain se compose d'un mur à paroi moulée, des équipements de prise, des équipements de drainage, des équipements d'opération et d'entretien, et des équipements de remplissage de couche aquifère d'eaux souterraines. Ces équipements devraient être conçus pour avoir les fonctions nécessaires d'un barrage souterrain et pour être favorables à l'environnement en considérant les conditions normales et sociales ambiantes. En outre, il est important de réduire au minimum les coûts de construction futurs d'entretien et de gestion et du barrage souterrain.

VI.1. Seuil déversant

Pour créer une recharge supplémentaire de la nappe, on prévoit la réalisation le long de l'axe du barrage un seuil déversant. En effet ce dernier joue un rôle d'une section de contrôle, et il permet à court terme de ralentir la crue, en conséquence donner la possibilité à l'eau de s'infiltrer plus dans la nappe et à long terme, une fois rempli d'apports solides (en général des alluvions), créer une nouvelle réserve d'eau supplémentaire.

Le profil du seuil déversant est de type Creager d'une hauteur de 1,5 m.

VI.1.1. Calcul hydraulique du seuil

Par le calcul hydraulique, on détermine la hauteur de la lame d'eau au dessus du seuil déversant, en conséquence la cote du niveau d'eau dans la cuvette, au passage d'une crue de 100 ans ($Q_{1\%} = 2847,40 \text{ m}^3/\text{s}$)

La formule générale des déversoirs donnant le débit déversé en fonction de la charge sur le seuil est la suivante :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \dots \dots \dots (VI.1)$$

Avec : Q : Débit évacué en m^3/s ;

m : Coefficient de débit ;

b : Largeur du seuil en m ;

g : Accélération de la pesanteur m/s^2

H : Charge sur le seuil en m.

En considérant que le seuil déversant est continu avec une longueur totale de 250 m et un coefficient de débit de 0,46 (seuil de type Creager), la hauteur de la lame déversant sera égale à : $H = 2,73 \text{ m}$.

La cote du niveau d'eau sera donc égale à 166,2 m

C'est le calcul pour une crue normal. Alors que nous somme dans une région semi aride les cruessont considérables, rares.Alors on dimensionne un évacuateur, dont les résultats sont donnés dans le tableau VI.1

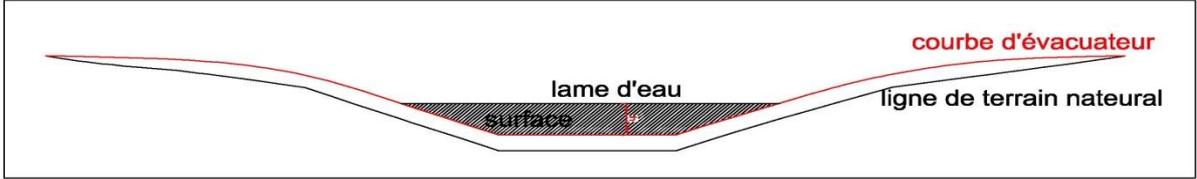


Figure VI.1 : Schème représentée les paramètres de calcule le débit d'évacuateur de crue

Pour calcule les débits d'eau pour différent lame d'eau en utilise la formule suivant :

$$Q = m \times S \times \sqrt{2gh} \dots \dots \dots (VI.2)$$

D'après la formule on résume les résultats dans le tableau

Tableau.VI.1 : les débits en fonction de la hauteur

h(m)	S(m ²)	Q(m ³ /S)
0,5	29,50	45,28
1	74,69	162,10
1,5	128,44	341,43
2	198,30	608,68
2,5	408,19	1400,80

VI.1.2. Profil d'un déversoir

Le profil du seuil déversant est de type Creager en béton armé d'une hauteur de 2,5m et d'une longueur totale de 270 m, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique, donc il évite toute suppression qui provoque des risques de décollement.

La figure suivante montre les différents paramètres du profil normal du déversoir.

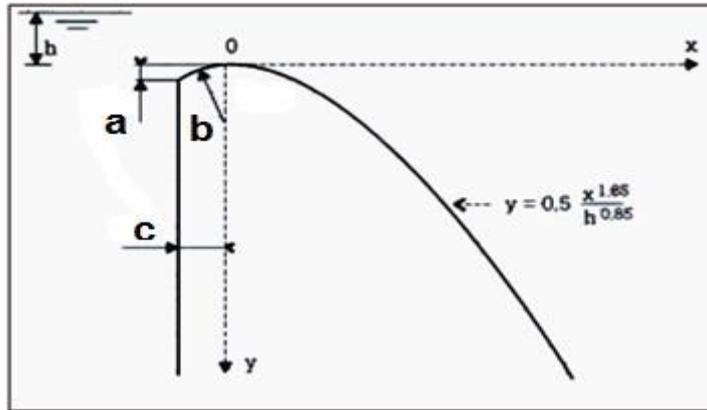


Figure VI.2 : Paramètres du profil d'un déversoir

On a:

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 0,12 \times H = 0,12 \times 2,5 = 0,3\text{m} \\ b = 0,4 \times H = 0,4 \times 2,5 = 1\text{m} \\ c = 0,3 \times H = 0,3 \times 2,5 = 0,75\text{m} \end{array} \right.$$

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante:

$$y = 0,5 \frac{x^{1,85}}{H^{0,85}} \dots \dots \dots (VI.3)$$

m doit être compris entre 0,45 et 0,50

Calcul des coordonnées du barrage déversoir et la lame d'eau déversant pour $H=2,5\text{m}$

Selon les coordonnées calculées celles du déversoir et de la lame extérieure, on trace le profil puis on fait un raccordement par un arc de cercle de rayon (MIHOUBI, 1999, p.6).

$$R = 0,5P \dots \dots \dots (VI.4)$$

Tableau VI.2: Les coordonnées du profil de déversoir.

X	Y	Z
0	0,32	-2,08
0,25	0,09	-2,01
0,5	0,02	-1,93
0,75	0	-1,85
1	0,02	-1,76
1,5	0,15	-1,55
2	0,37	-1,28
2,25	0,50	-1,11

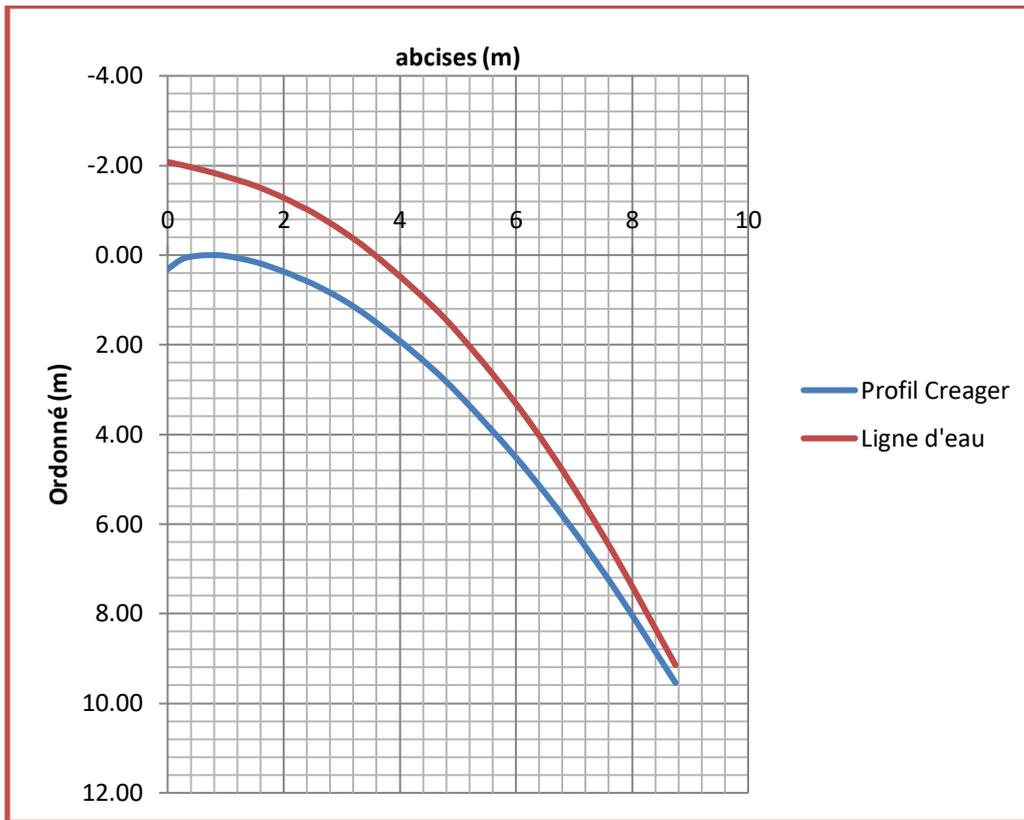


Figure VI.3: Profil Creager du déversoir

VI.1.3. Calcul de stabilité du seuil

L'étude de stabilité est fondamentalement essentielle dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel à la définition de la géométrie des ouvrages. Le calcul sera effectué pour une largeur de 1 m linéaire

VI.1.3.1. Vérification au glissement

La stabilité au glissement par rapport à une surface critique se définit par un rapport entre la somme des forces verticales et la sommes des forces horizontales, pour que le seuil soit stable au glissement il faut que la relation suivante soit vérifiée (MIHOUBI.M.K , p.11) :

:

$$K_s = \frac{(fN + CF)}{T} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (VI.5)$$

Avec :

K_s : Coefficient de sécurité au glissement

K_{adm} : Coefficient de sécurité au glissement admissible ($K_{adm}= 1,1$)

N : Somme des forces verticales en T ;

T : Somme des forces horizontales en T ;

$f = \text{tg}(\phi)$: Coefficient de frottement interne ($\phi=41,5^\circ$; $f = 0,9$)

C : Cohésion en T/m² (C = 1 T/m²)

F=b*1 m (sections de la base) où b est la largeur à la base en m (b=2,5 m)

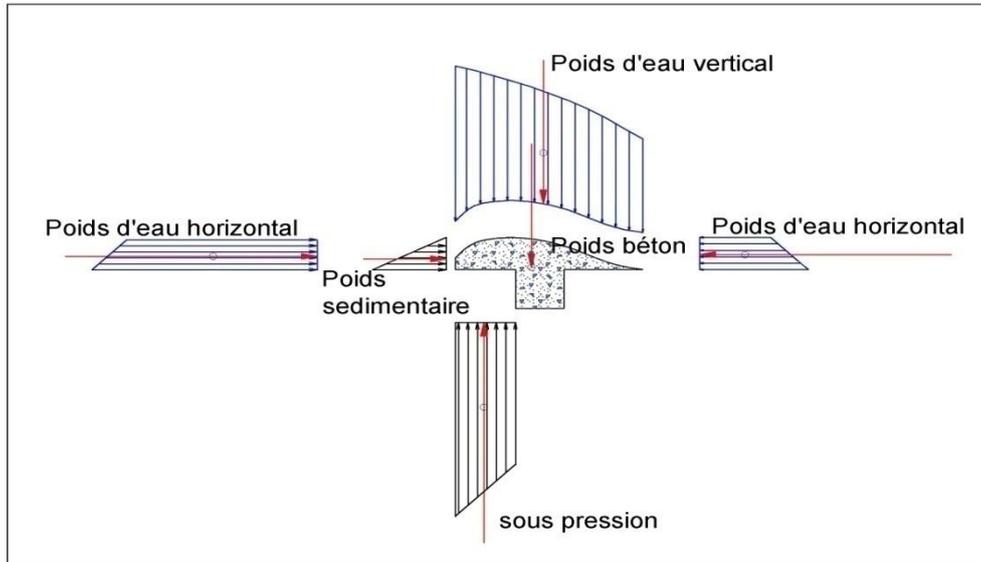


Figure VI.4 : La différente force applique sur le seuil

On calcul la stabilité pour les deux cas vide et l'eau au niveau maximal

Forces verticales

Le poids propre du seuil

Comme forces verticales on prend en compte que le poids propre du seuil, il est donné par l'égalité suivante :

$$P_{pc} = \gamma_b \cdot S_{pc} \cdot L \dots \dots \dots (VI.6)$$

Avec : P_{pc} : poids propre du corps du seuil (tf)

γ_b : poids volumique de béton égale à $[2,5 \text{tf/m}^3]$

S_{pc} : aire du profil de déversoir (m²)

Le poids de l'eau vertical

Comme forces verticales on prend en compte que le poids de l'eau au dessus du seuil, il est donné par l'égalité suivante :

$$P_{pev} = \gamma_w \cdot S_{pev} \cdot L \dots \dots \dots (VI.7)$$

Avec : P_{pev} : poids de l'eau au dessus du seuil (tf)

γ_w : poids volumique de l'eau égale à [1tf/m³]

S_{peh} : aire du profil de déversoir (m²)

La force de sous pression des eaux d'infiltration

Comme forces verticales on prend en compte que le poids de l'eau au dessous du seuil, il est donné par l'égalité suivante :

$$P_{pev} = \gamma_w . S_{sp} . L \dots \dots \dots (VI.8)$$

Avec : P_{sp} : poids de l'eau au dessus du seuil (tf)

γ_w : poids volumique de l'eau égale à [1tf/m³]

S_{sp} : aire du profil de déversoir (m²)

Forces horizontales

Comme forces horizontales on prend en compte la poussée hydrostatique de l'eau sur le seuil et la poussée du sol au niveau de l'ancrage

- Poussée hydrostatique à l'amont

Comme forces verticales on prend en compte que le poids de l'eau au dessus du seuil, il est donné par l'égalité suivante :

$$P_{peh} = \gamma_w . S_{peh} . L \dots \dots \dots (VI.9)$$

Avec : P_{peh} : poids de l'eau au dessus du seuil (tf)

γ_w : poids volumique de l'eau égale à [1tf/m³]

S_{peh} : aire du profil de déversoir (m²)

- Poussée des sédiments

il est donnée par l'égalité suivante :

$$P_s' = \gamma_{s.s} \frac{h_s^2}{2} tg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \dots \dots \dots (VI.10)$$

Avec : P_s' : poussée des sédiments (tf)

$\gamma_{s,s}$: poids volumique des sédiments (tf/m³) [$\gamma_{s,s} = 1,6 \text{ tf/m}^3$]

h_s : hauteur du sol exerçant la poussée, [$h_s = 0,5 \text{ m}$]

donc on trouve: $P_s' = 1,6 \frac{0,5^2}{2} tg^2(45^\circ - \frac{43}{2})$; ce qui donne : $P_s' = 0,041 \text{ tf}$

Tableau .VI.3 :résumé des calculs de force au glissement

cas	Les forces appliquent	Les valeurs des forces (tf)	Stabilité au glissement	observation
Partie amont vide	Poussée des sédiments	$P_s' = 0,041$	126,08 > 1,1	la stabilité est largement vérifiée
	Poids propre de seuil	$P_{pc} = 2,966$		
Niveau d'eau au maximal	poids propre du seuil	$P_{pc} = 2,966$	5,52 > 1,1	la stabilité est largement vérifiée
	poids de l'eau vertical	$P_{pev} = 4,478$		
	sous pression des eaux d'infiltration	$P_{ss} = 2,080$		
	Poussée hydrostatique à l'amont	$P_{peh \text{ am}} = 1,286$		
	Poussée hydrostatique à l'aval	$P_{pehav} = 0,600$		
	Poussée des sédiments	$P_s' = 0,041$		

Le seuil est donc stable au glissement,mais, pour plus de sécurité,on prévoit des ancrages au niveau des murettes guides.

VI.1.3.2. Vérification au renversement

Pour que le seuil soit stable au renversement il faut que la relation suivante soit vérifiée :

$$K_s = \frac{\sum M^+}{\sum M^-} \geq K_{adm} = 1,5 \dots \dots \dots \text{(VI.11)}$$

Où :

K_s : Coefficient de sécurité au renversement

K_{adm} : Coefficient de sécurité au renversement admissible

$\sum M^+$: Somme des moments résistants.

$\sum M^-$: Somme des moments moteurs.

Le calcul de la stabilité se fait autour du point d'arrêt aval (0) qui est le point pessimiste dans le cas où la cote du plan d'eau égale à la hauteur du seuil régulateur.

$$\sum M+ = P_{pc} \cdot L + P_s' \cdot L_s$$

$$\sum M- = T \cdot L_w$$

Tableau .VI.4 : résumé des calculs vérification au renversement

cas	Les valeurs des forces appliquent (tf)	Bras de levée (m) et sens	les valeurs des moments	Coefficient de sécurité	observation
Partie amont vide	$P_s' = 0,041$	0,167(-)	- 0,007	629,64 > 1,5	la stabilité est largement vérifiée
	$P_{pc} = 2,966$	1,486 (+)	+ 4,407		
Niveau d'eau au maximal	$P_{pc} = 2,966$	1,486 (+)	+ 4,407	2,209 > 1,5	la stabilité est largement vérifiée
	$P_{pev} = 4,478$	1,327(+)	+ 5,942		
	$P_{ss} = 2,080$	2,121(-)	- 4,412		
	$P_{peh\ am} = 1,286$	0,207(-)	- 0,266		
	$P_{peh\ av} = 0,600$	0,233(+)	+ 0,140		
	$P_s' = 0,041$	0,167(-)	- 0,007		

La stabilité du seuil au renversement est donc assurée.

VI.1.3.3. calcul de résistance du barrage

La vérification se fera pour la section où les contraintes sont maximales, c.à.d. à la base du seuil. La relation suivante doit être vérifiée :

$$(\sigma_y)^{am,av} \leq [R_c]_{adm} \dots \dots \dots (VI.12)$$

Où :

$[R_c]_{adm}$: la résistance à la compression admissible du béton ($\sigma_b = 0,6 f_{c28}$; béton dosé à 350 Kg ciment , où $f_{c28} = 20\text{MPa}$)

L'expression d'une flexion composée nous donne les contraintes :

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sum F}{B} \mp \frac{6 \sum M/o}{B^2} \dots \dots \dots (VI.13)$$

$(\sigma_y)^{am,av}$: contraintes calculées en une section donnée (tf/m²)

B : largeur à la base (m)

M/o : moment par rapport au point le plus défavorable (tf.m)

$$\frac{\sum F}{B} = \frac{5,364}{2,5} = 2,146$$

$$\frac{6 \sum M/o}{B^2} = \frac{6(10,489 - 4,685)}{2,5^2} = 5,572$$

$$\sigma_1 = 2,146 + (5,572) = 7,718 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_2 = 2,146 - (5,572) = -3,426 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_1 = 7,718 \text{ T/m}^2 = 77,18 * 10^{-3} \text{ MPa} < [Rc]_{\text{adm}} = 12 \text{ MPa}$$

VI.2. 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.2.1. Implantation du forage

La recherche du point le plus favorable pour l'implantation de l'ouvrage s'effectuera à partir de l'étude hydrogéologique et avec l'illustration dans la carte géologique. et a partir de l'annexe la fiche technique de puits dans le site de barrage

0m – 0,5 m : terre arable.

0,5m-1,5 m : sable et galate

1,5 m –3,5 m : argile et galate

3,5 m –4,7 m : calcaire et galate

4,7 m –6,4 m : argile et galate

6,4 m –10,5 m : calcaire

10,5 m –13 m: argile jaune et galate

13 m –19 m : argile grise et rouge

19 m –19,5 m : argile grise et grés

Ces valeurs ne sont valables que pour la zone au voisinage des puits (voir annexes). Afin de compléter toutes les données relatives à notre cuvette, une campagne de reconnaissance géophysique, géologique et géotechnique s'avère indispensable. On ne considèrera que les données de terrain au voisinage des puits de prises.

VI.2.2. Exécution

VI.2.2.1. 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).

$$Q = \frac{\pi.K.(H^2-h^2)}{2,3,\log\frac{R}{r}} \dots\dots\dots (VI.14)$$

D'où :

Q : débit constant escompté [m³/h] ;

K : coefficient de perméabilité du terrain aquifère [m/h] ;

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] ;

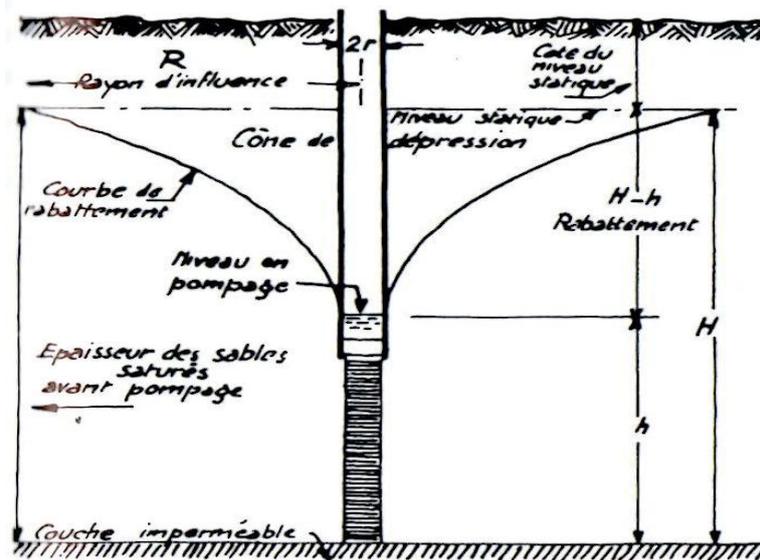


Figure VI.5 : forage non artésien.

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.

Tableau VI.5 : 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.2.2.2. Profondeur totale du forage

On a intérêt à pousser le forage jusqu'à la fin de la couche d'argile gris et grés autrement dit la couche aquifère la plus basse pour exploiter toutes les couches en production.

Donc on prend la profondeur totale $H=21,8\text{m}$.

VI.2.2.3. La nombre des puits programme dans la prise d'eau

Le nombre des puits dépend essentiellement du rayon du cercle du bas du cône de dépression. On peut déterminer partir la formule (VI.14).

$$R=70,54 \text{ m (VI.14)}$$

pour

Q : débit constant escompté $Q=9\text{m}^3/\text{h}$;

K : coefficient de perméabilité du terrain aquifère $K=0,1303\text{m/h}$;

H : épaisseur de la couche aquifère $H=21,8 \text{ m}$;

h : hauteur de la colonne d'eau dans le forage, pendant le pompage $h=15 \text{ m}$;

r : demi-diamètre intérieur de tubage $r=.5 \text{ m}$;

Donc dans la partie amont du barrage on installe 4 puits.

VI.2.2.4. 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 la longueur de la crépine, 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 avec la crépine dans toute la couche grossière et environ dans la moitié de la couche de sable fin, avec des ouvertures différentes.

$$L_{cr}= 11 \text{ m}$$

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 devons 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

On place une crépine mixte d'où :

7,6m correspond à la 1^{ère} couche entre 7 et 14,6m

2,9m correspond à la 2^{ème} couche entre 14,6 et 17,5m.

VI.2.2.5. 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 à partir de la courbe granulométrique. Le matériau doit être propre, bien lavé. Il doit être rond aux angles arrondis.

Conclusion

En conclusion on peut dire que l'étanchéité de barrage est assurée, et une réserve supplémentaire peut s'ajouter au réservoir par un seuil déversant, la stabilité du seuil est assurée, afin d'éviter les affouillements à l'aval du seuil, on prévoit une couche d'enrochement de 40 cm d'épaisseur.

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 agressives de l'oued. .

Chapitre VII

Organisation de chantier

Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions d'un travail prévu.

Cette organisation consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter.

Organiser un chantier revient donc à calculer tous les éléments ventilés en temps et de prendre toutes les mesures pour que la réalisation du projet se fasse :

En conformité avec le projet.

De bonne qualité.

Au moindre délai.

Au moindre coût.

Sans accidents humains.

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 de prise d'eau ;

Phase 4. Travaux d'exécution du seuil déversant.

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 162,5m 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 161,7 m 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'Ouled Djellal est constitué d'une partie centrale en paroi moulée d'une longueur totale de 281,4m, et de deux parties extrêmes (rives gauche et droite) en béton ordinaire d'une longueur totale de 15,40 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 1,5 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 2,50 m (argile et galate), se fera à l'aide d'une benne preneuse portée sur câble ou guidée par une barre rigide appelée " Kelly " : Benne et Kelly sont montés sur une grue particulièrement puissante et stable.

L'excavation de la partie centrale se fera par panneaux primaires et secondaires de longueur respective de 7 m et 6,4 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 de prise d'eau

Les prises d'eau est des forages de profondeur moyenne de 21,8m, 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.1.4. Travaux d'exécution du seuil déversant

La réalisation du seuil déversant se fera après achèvement total des phases précédentes.

Il sera réalisé en béton armé dosé à 350 Kg de ciment.

Les travaux nécessaires pour la réalisation du seuil sont :

- le coffrage
- le ferrailage
- le bétonnage : il se fera par la méthode traditionnelle.

Le seuil sera réalisé comme suit :

Un ancrage entre les murettes guides, pour renforcer la stabilité du seuil, on doit au préalable excaver, sur une profondeur minimale de 60 cm, la partie superficielle du mur paroi moulée, constituée d'un béton pollué par la boue de forage.

Toujours pour renforcer la stabilité du seuil, on prévoit des ancrages au niveau des murettes guides. Pour se faire, on perfore des trous, chaque 30 cm, dans lesquelles on introduit des barres d'acier Φ 12 mm puis les sceller avec de l'époxy (résine spéciale).

façonner le coffrage

Fabriquer le ferrailage du seuil (ferrailage constructif)

Exécuter le bétonnage

VII.2. Approvisionnement du chantier en matériaux

Ciment : Le ciment peut être acheminé soit en vrac et stocké dans des silos où en sacde 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 au nord d'Ouled Djellal ou élévatoires. 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.

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.

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 tâches 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

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	60
C	Excavation, fouille de murettes guidées	20
D	Réalisation de murettes guidées	40
E	Excavation de la tranchée	45
F	Bétonnage	160
G	Prise d'eau	30
H	Excavation du mur pour la clé d'encrage	20
I	Coffrage, ferrailage de seuil déversant	20
J	Bétonnage de seuil	40
K	Travaux de finitions	20

Le réseau à nœuds de l'organigramme des opérations est représenté ci après.

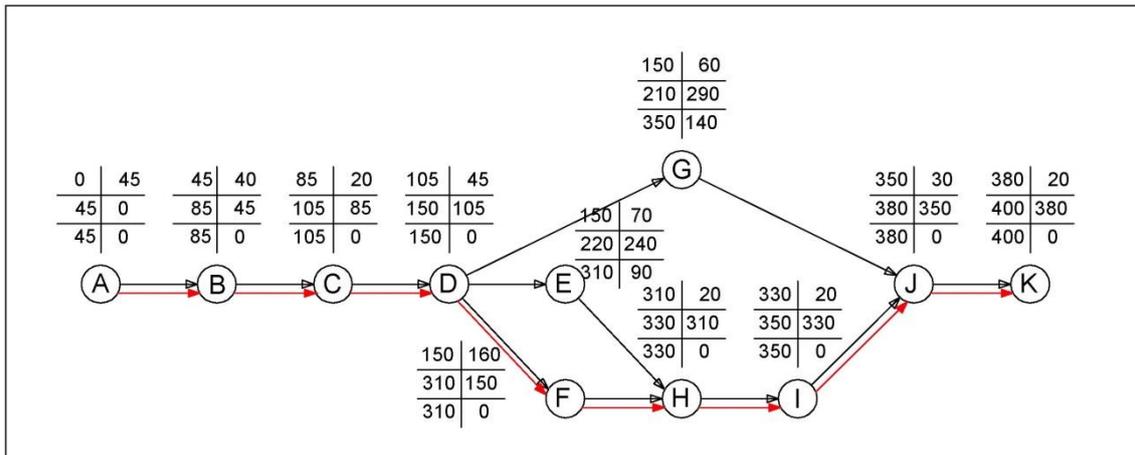


Figure VII.1: Réseau de différentes opérations

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:



$$DTR = \sum TR = 45 + 40 + 20 + 45 + 160 + 20 + 20 + 30 + 20 = 400 \text{ jours.}$$



Tableau VII.2: Programme des travaux pour la réalisation de barrage d'Ouled Djellal (Diagramme de GANTT)

OPÉRATIONS	TEMPS DE RÉALISATION (En Jours)														Observations
	030	060	090	120	150	180	210	240	270	300	330	360	390	400	
Installation de chantier	45														
Décapage		40													
Excavation, fouille de murettes guidées			20												
Réalisation de murettes guidées				45											
Excavation de la tranchée						70									
Bétonnage						160									
Prise d'eau						60									
Excavation du mur pour la clé d'encrage										20					
Coffrage, ferrailage de seuil déversant											20				
Bétonnage de seuil												30			
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 (mille DA)
1	Décapage de la couche superficiel	m ²	1 401,99	350	490,70
2	Excavation de la fouille, terrain meuble	m ³	364,52	400	145,81
3	Excavation des parties extrêmes	m ³	210,30	700	147,21
4	Fourniture et mise en place du béton dans lesparties extrêmes	m ³	210,30	8 000	1682,40
5	Exécution d'un double métré de murette guide	m ³	273,39	30 000	8201,70
PAROI MOULEE					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (mille DA)
1	Excavation sous la suspension de boue de forage d'un mètre carré de tranchée de 65 cm d'épaisseur	m ²	2 912,90	800	2485,79
2	Fourniture et mise en place du béton plastiquedans la tranchée (remplissage de la paroi)	m ³	1 893,38	12 000	24236,52
3	Décapage de la couche superficielle de béton du mur paroi - mouléesur une profondeur de 0,60 m	m ³	109,75	1 000	109,75
PRISE D'EAU					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (mille DA)
1	Forage d'eau	-	4	500 000	2 000
SEUIL DEVERSANT					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (mille DA)
1	Fourniture et mise en place du béton	m ³	279,17	35 000	9770,95
2	Coffrage spécial pour le seuil déversant	m ²	900	1 000	900
Montant totale du barrage :			50 170,83 mille 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 50 million DA. La durée totale de réalisation du barrage inféro-flux d'Ouled Djellal dépasse une année.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de faisabilité d'un barrage souterrain sur l'oued Djedi ont permis de tirer les conclusions suivantes :

La construction d'un barrage souterrain sur l'oued Djedi est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, on construit le barrage par un mur paroi moulée

Le petit barrage peut assurer la pérennité d'une grande partie des besoins de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture.

La réalisation d'un barrage souterrain sur l'oued Djedi offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.

Le barrage n'implique pas de submersion de terres et n'entraîne donc pas de grave destructions de la nature ni de problèmes sociaux, tels que le déplacement de population.

La diminution du volume utile de la retenue ne subit qu'à un degré beaucoup plus faible de pertes due à l'évaporation contrairement à un barrage en surface.

Dans un barrage souterrain, l'eau, étant accumulée dans le sous-sol, a une qualité largement meilleure et peut se consommer comme l'eau tirée des puits ordinaires.

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 situées à l'aval.

Cette étude nous a permis de toucher presque à tous les volets d'une l'étude de faisabilité et d'exécution d'un barrage souterrain et ses ouvrages annexes et nous espérons que ce travail s'ouvre vers d'autres perspectives de recherches au futur.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- BOUAFIA.A** : Mécanique des sols appliquées –Problèmes résolus-, tome 1, Alger.(1996).p23.
- BOUAFIA.A** : Calcul pratique des fondations et des soutènements, Office des publications universitaires (OPU), Alger.(2009).p67.
- MIHOUBI M.K** : Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.(1999).p43.
- MIHOUBI. M.K et HASSANE.M** :Guide de calculs pratiques des infiltrations sous les ouvrages hydrotechniques (cas sol de fondation non rocheux). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, Blida.(2000).p45.
- CORMON .P** :La fabrication du béton, éditions EYROLLES, Paris.(1977).p89.
- TOUAÏBIA.B** : Manuel pratique d'hydrologie, Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH), Blida.(2004).p23.
- CHABOUR.N** :Hydrogéologie des domaines de transition entre l'Atlas saharien et la plateforme saharienne à l'Est de l'Algérie. Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de Doctorat d'Etat en géologie, Université Mentouri Constantine.(2006).p60.
- SOLETANCHE BACHY** :Technical guide. Grouting. Malmaison – France, www.soletanche-bachy.com.(2011).77p.

ANNEXES

ANNEXE

Figure 2: Etalonnage du sondage électrique a l'aide forage

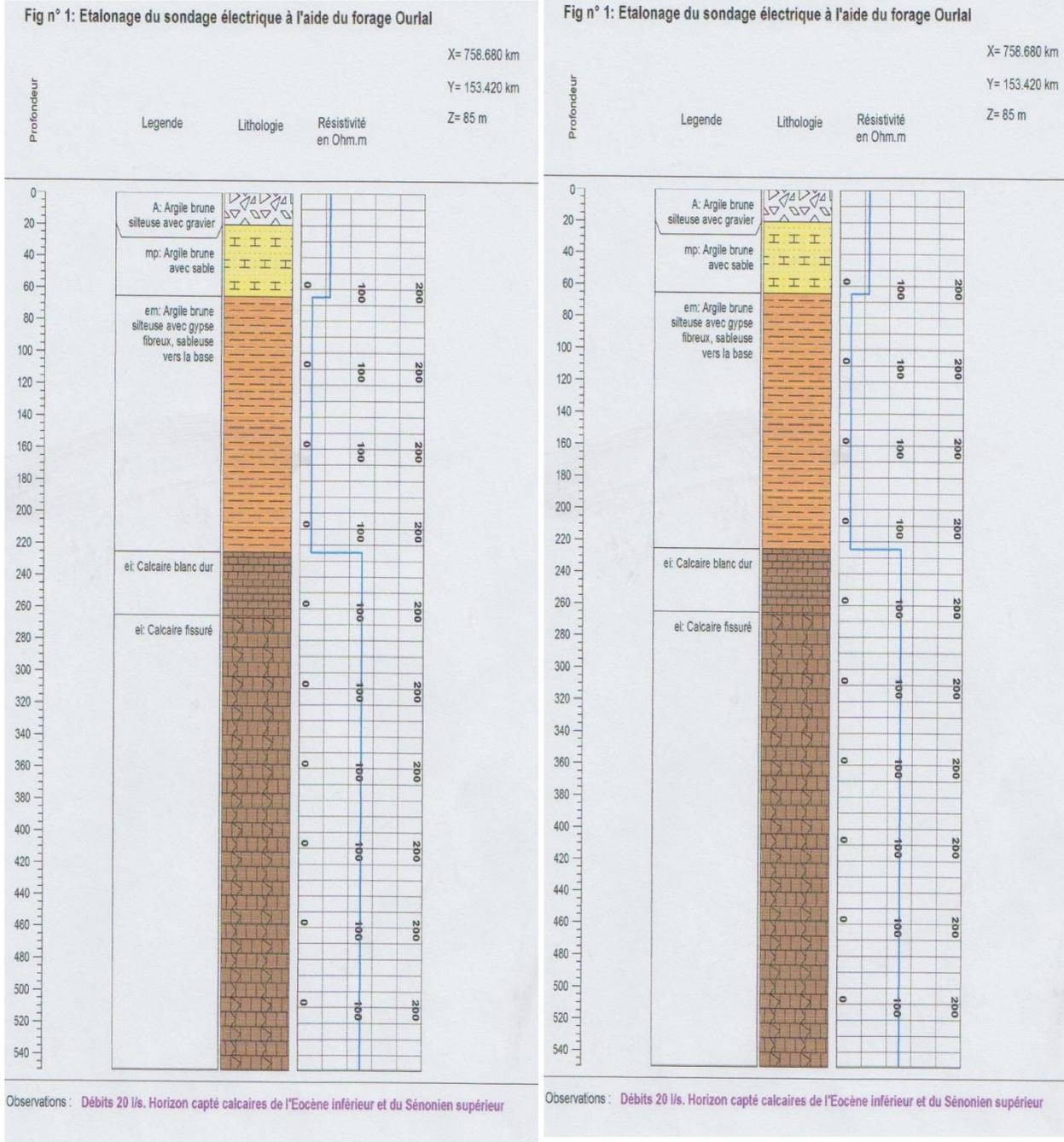


Figure 2: coupe géoélectrique

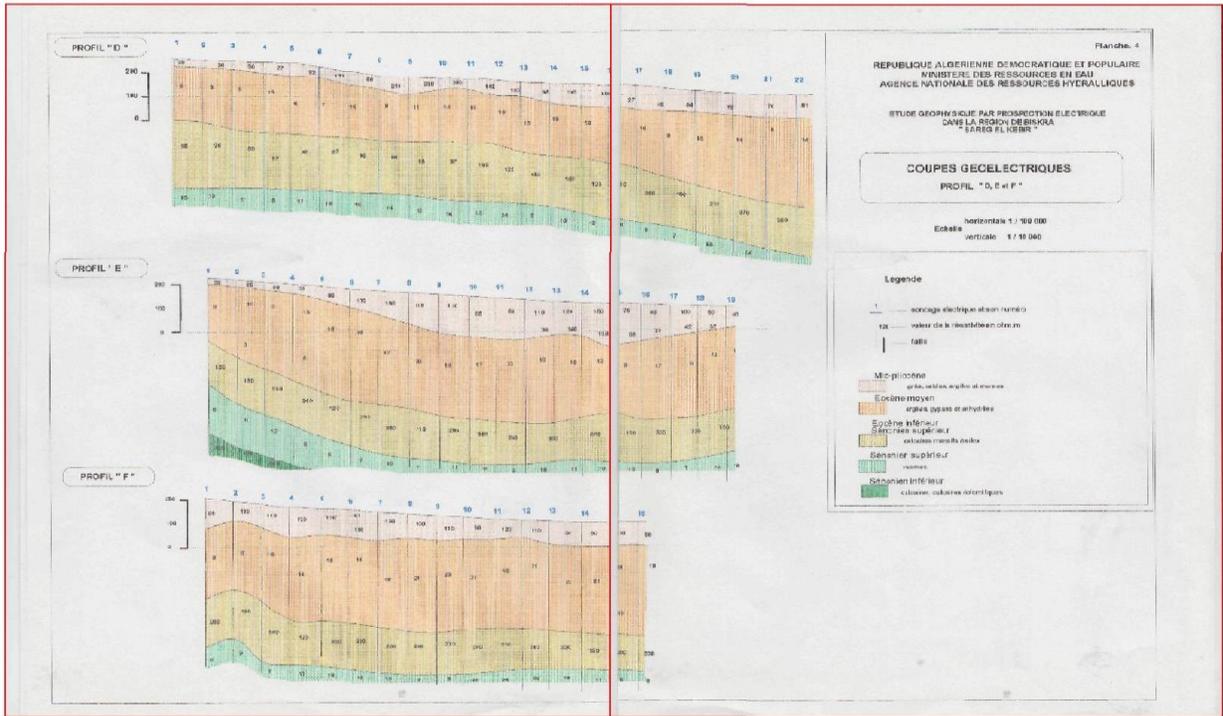


Figure II.3: coupe géoélectrique

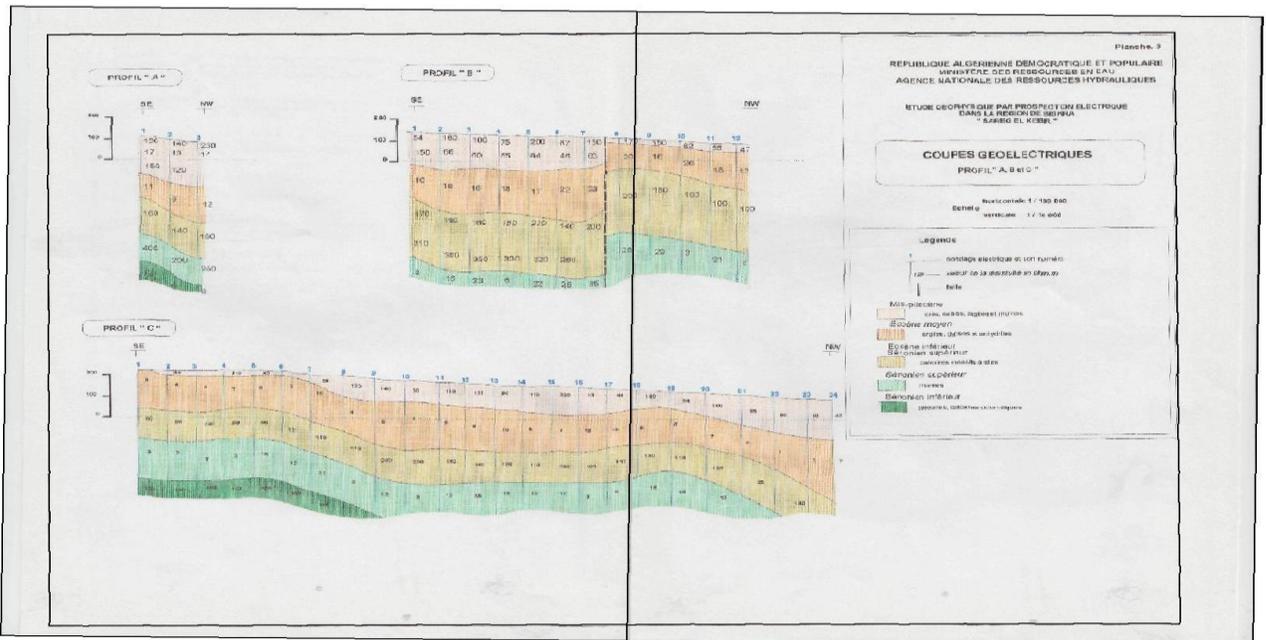


Tableau 1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (m)	Altitude H _i (m)	Surfaces partielles S _i (km ²)	Surfaces Partielles S _i (%)	Surfaces cumulées S _i (%)
164 a 200	182	4.49	0.02	100
200 a 250	225	157.15	0.70	99.98
250 a 300	275	437.78	1.95	99.28
300 a 350	325	1773.55	7.90	97.33
350 a 400	375	2267.45	10.10	89.43
400 a 450	425	2424.60	10.80	79.33
450 a 500	475	1840.90	8.20	68.53
500 a 550	525	1796.00	8.00	60.33
550 a 600	575	1679.26	7.48	52.33
600 a 650	625	1706.20	7.60	44.85
650 a 700	675	1683.75	7.50	37.25
700 a 750	725	875.55	3.90	29.75
750 a 800	775	785.75	3.50	25.85
800 a 850	825	886.78	3.95	22.35
850 a 900	875	830.65	3.70	18.40
900 a 950	925	673.50	3.00	14.70
950 a 1000	975	336.75	1.50	11.70
1000 a 1050	1025	280.63	1.25	10.20
1050 a 1100	1075	437.78	1.95	8.95
1100 a 1150	1125	345.73	1.54	7.00
1150 a 1200	1175	392.88	1.75	5.46
1200 a 1250	1225	336.75	1.50	3.71
1250 a 1300	1275	246.95	1.10	2.21
1300 a 1350	1325	246.95	1.10	1.11
1350 a 1396	1373	2.25	0.01	0.01

Tableau 2 : détermination de la pente Roche I_p

Altitude (m)	H _i -H _{i-1} (m)	S _i (%)	$\sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$
164 a 200	36	0.02	4.02
200 a 250	50	0.70	28.03
250 a 300	50	1.95	46.79
300 a 350	50	7.90	94.17
350 a 400	50	10.10	106.48
400 a 450	50	10.80	110.10
450 a 500	50	8.20	95.94
500 a 550	50	8.00	94.76
550 a 600	50	7.48	91.63
600 a 650	50	7.60	92.36
650 a 700	50	7.50	91.75
700 a 750	50	3.90	66.16
750 a 800	50	3.50	62.68
800 a 850	50	3.95	66.59
850 a 900	50	3.70	64.45
900 a 950	50	3.00	58.03
950 a 1000	50	1.50	41.03
1000 a 1050	50	1.25	37.46
1050 a 1100	50	1.95	46.79
1100 a 1150	50	1.54	41.58
1150 a 1200	50	1.75	44.32
1200 a 1250	50	1.50	41.03
1250 a 1300	50	1.10	35.14
1300 a 1350	50	1.10	35.14
1350 a 1396	46	0.01	3.21
Somme		100	1499.65

Tableau 3: Evaluation de la pente moyenne.

n	courbe	ΔH	Longueur (km)
1	200	50	29.83
2	250		83.11
3	300		336.71
4	350		430.48
5	400		456.37
6	450		349.49
7	500		340.97
8	550		326.15
9	600		323.92
10	650		319.66
12	700		166.22
13	750		149.17
14	800		168.35
15	850		153.34
16	900		50
17	950	63.93	
18	1000	53.28	
19	1050	83.11	
20	1100	65.64	
21	1150	74.59	
22	1200	63.93	
23	1250	46.88	
24	1300	51.11	
25	1350	0.43	

Tableau 4 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude

Courbe de niveau (m)	Distance (Km)	Distance cumulée (Km)
164 a 200	18.08	18.08
200 a 250	20.93	39.01
250 a 300	14.17	53.18
300 a 350	21.1	74.28
350 a 400	32.32	106.6
400 a 450	33.25	139.85
450 a 500	30.36	170.21
500 a 550	28.52	198.73
550 a 600	26.34	225.07
600 a 650	25.84	250.91
650 a 700	26.43	277.34
700 a 750	21.34	298.68
750 a 800	17.67	316.35
800 a 850	15.55	331.9
850 a 900	14.5	346.4
900 a 950	12.57	358.97
950 a 1000	11.29	370.26
1000 a 1050	10.24	380.5
1050 a 1100	8.17	388.67
1100 a 1150	6.45	395.12
1150 a 1200	7.33	402.45
1200 a 1250	6.29	408.74
1250 a 1300	4.61	413.35
1300 a 1350	3.61	416.96

1350 a 1396	2.04	419
-------------	------	-----

Tableau 5: les précipitations des différentes fréquences.de station Laghouat

Pér-retour	5		10		20		50		100		200		1000	
Fréquence(%)	20		10		5		2		1		0.5		0.1	
P_{maxj}	70.9		86.6		102		121		136		150		184	
t	P_{ct}	l_0												
0.5	18.29	36.58	22.34	44.68	26.31	52.63	31.21	62.43	35.08	70.17	38.70	77.39	47.47	94.93
1	23.31	23.31	28.47	28.47	33.54	33.54	39.78	39.78	44.72	44.72	49.32	49.32	60.50	60.50
2	29.71	14.86	36.29	18.15	42.75	21.37	50.71	25.35	56.99	28.50	62.86	31.43	77.11	38.55
3	34.24	11.41	41.83	13.94	49.26	16.42	58.44	19.48	65.68	21.89	72.45	24.15	88.87	29.62
5	40.95	8.19	50.01	10.00	58.91	11.78	69.88	13.98	78.54	15.71	86.63	17.33	106.26	21.25
6	43.64	7.27	53.31	8.88	62.79	10.46	74.48	12.41	83.72	13.95	92.34	15.39	113.27	18.88
7	46.06	6.58	56.26	8.04	66.27	9.47	78.61	11.23	88.36	12.62	97.45	13.92	119.54	17.08
8	48.27	6.03	58.96	7.37	69.44	8.68	82.37	10.30	92.59	11.57	102.12	12.76	125.26	15.66
9	50.30	5.59	61.44	6.83	72.36	8.04	85.84	9.54	96.48	10.72	106.41	11.82	130.54	14.50
10	52.19	5.22	63.74	6.37	75.08	7.51	89.07	8.91	100.11	10.01	110.41	11.04	135.44	13.54
11	53.96	4.91	65.91	5.99	77.63	7.06	92.09	8.37	103.50	9.41	114.16	10.38	140.03	12.73
12	55.63	4.64	67.94	5.66	80.03	6.67	94.93	7.91	106.70	8.89	117.69	9.81	144.36	12.03
13	57.21	4.40	69.88	5.38	82.30	6.33	97.63	7.51	109.73	8.44	121.03	9.31	148.46	11.42
14	58.71	4.19	71.71	5.12	84.46	6.03	100.20	7.16	112.62	8.04	124.21	8.87	152.37	10.88
15	60.15	4.01	73.46	4.90	86.53	5.77	102.65	6.84	115.37	7.69	127.25	8.48	156.09	10.41
16	61.52	3.84	75.14	4.70	88.51	5.53	104.99	6.56	118.01	7.38	130.15	8.13	159.66	9.98

Suite de Tableau 5.: les précipitations des différent fréquence

Pér-retour	5		10		20		50		100		200		1000	
Fréquence	20		10		5		2		1		0.5		0.1	
P_{maxj}	70.9		86.6		102		121		136		150		184	
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
17	62.84	3.70	76.75	4.51	90.40	5.32	107.24	6.31	120.54	7.09	132.95	7.82	163.08	9.59
18	64.11	3.56	78.30	4.35	92.23	5.12	109.41	6.08	122.97	6.83	135.63	7.54	166.38	9.24
19	65.33	3.44	79.80	4.20	93.99	4.95	111.50	5.87	125.32	6.60	138.22	7.27	169.55	8.92
20	66.52	3.33	81.25	4.06	95.69	4.78	113.52	5.68	127.59	6.38	140.73	7.04	172.63	8.63
21	67.66	3.22	82.65	3.94	97.34	4.64	115.48	5.50	129.79	6.18	143.15	6.82	175.60	8.36
22	68.77	3.13	84.00	3.82	98.94	4.50	117.37	5.34	131.92	6.00	145.50	6.61	178.48	8.11
22.2	68.99	3.11	84.27	3.80	99.25	4.47	117.74	5.30	132.34	5.96	145.96	6.57	179.05	8.07
23	69.85	3.04	85.32	3.71	100.49	4.37	119.21	5.18	133.99	5.83	147.78	6.43	181.28	7.88
24	70.90	2.95	86.60	3.61	102.00	4.25	121.00	5.04	136.00	5.67	150.00	6.25	184.00	7.67

t : Temps en heure (h)

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

I_0 : L'intensité de pluies en millimètre par heure (mm/h)

Tableau 6 : les précipitations des différentes fréquences.de station Biskra

Pér-retour	5		10		20		50		100		200		1000	
Fréquence(%)	20		10		5		2		1		0.2		0.1	
P_{maxj}	24.2		30.4		36.4		44.2		50		55.8		69.3	
t	P_{ct}	l_0												
0.5	19.03	38.05	23.15	46.30	27.08	54.16	32.21	64.41	36.04	72.08	39.87	79.75	48.88	97.77
1	21.70	21.70	26.41	26.41	30.89	30.89	36.74	36.74	41.11	41.11	45.49	45.49	55.76	55.76
2	24.76	12.38	30.12	15.06	35.24	17.62	41.91	20.96	46.90	23.45	51.89	25.94	63.61	31.81
3	26.74	8.91	32.54	10.85	38.06	12.69	45.27	15.09	50.66	16.89	56.04	18.68	68.71	22.90
5	29.47	5.89	35.85	7.17	41.94	8.39	49.88	9.98	55.82	11.16	61.76	12.35	75.71	15.14
6	30.51	5.08	37.12	6.19	43.42	7.24	51.64	8.61	57.79	9.63	63.93	10.66	78.38	13.06
7	31.41	4.49	38.22	5.46	44.71	6.39	53.17	7.60	59.50	8.50	65.83	9.40	80.71	11.53
8	32.22	4.03	39.20	4.90	45.86	5.73	54.54	6.82	61.03	7.63	67.53	8.44	82.78	10.35
9	32.95	3.66	40.09	4.45	46.89	5.21	55.77	6.20	62.41	6.93	69.05	7.67	84.66	9.41
10	33.62	3.36	40.90	4.09	47.84	4.78	56.90	5.69	63.68	6.37	70.45	7.05	86.37	8.64
11	34.23	3.11	41.65	3.79	48.72	4.43	57.94	5.27	64.84	5.89	71.74	6.52	87.95	8.00
12	34.80	2.90	42.34	3.53	49.53	4.13	58.91	4.91	65.92	5.49	72.93	6.08	89.41	7.45
13	35.33	2.72	42.99	3.31	50.29	3.87	59.81	4.60	66.93	5.15	74.05	5.70	90.78	6.98
14	35.84	2.56	43.60	3.11	51.00	3.64	60.66	4.33	67.88	4.85	75.10	5.36	92.07	6.58
15	36.31	2.42	44.17	2.94	51.67	3.44	61.46	4.10	68.78	4.59	76.09	5.07	93.29	6.22
16	36.76	2.30	44.72	2.79	52.31	3.27	62.22	3.89	69.62	4.35	77.03	4.81	94.44	5.90

Suite de Tableau 6: les précipitations des différent fréquence

Pér-retour	5		10		20		50		100		200		1000	
Fréquence	20		10		5		2		1		0.2		0.1	
P_{maxj}	24.2		30.4		36.4		44.2		50		55.8		69.3	
t	P_{ct}	I_0												
17	37.18	2.19	45.24	2.66	52.92	3.11	62.94	3.70	70.43	4.14	77.92	4.58	95.53	5.62
18	37.59	2.09	45.73	2.54	53.49	2.97	63.63	3.53	71.20	3.96	78.77	4.38	96.57	5.37
19	37.98	2.00	46.20	2.43	54.05	2.84	64.28	3.38	71.94	3.79	79.59	4.19	97.57	5.14
20	38.35	1.92	46.66	2.33	54.58	2.73	64.91	3.25	72.64	3.63	80.37	4.02	98.53	4.93
21	38.71	1.84	47.09	2.24	55.08	2.62	65.52	3.12	73.32	3.49	81.12	3.86	99.44	4.74
21.53	38.89	1.81	47.31	2.20	55.35	2.57	65.83	3.06	73.66	3.42	81.50	3.79	99.92	4.64
22	39.05	1.77	47.51	2.16	55.57	2.53	66.10	3.00	73.97	3.36	81.84	3.72	100.33	4.56
23	39.38	1.71	47.91	2.08	56.04	2.44	66.66	2.90	74.59	3.24	82.53	3.59	101.18	4.40
24	39.70	1.65	48.30	2.01	56.50	2.35	67.20	2.80	75.20	3.13	83.20	3.47	102.00	4.25

t : Temps en heure (h)

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

I_0 : L'intensité de pluies en millimètre par heure (mm/h)

Tableau 7 : Les débits des crues de différentes périodes de retour (m³/s)

<i>Temps (h)</i>	<i>Q_{max}(10%)</i>	<i>Q_{max}(5%)</i>	<i>Q_{max}(1%)</i>	<i>Q_{max}(0,1%)</i>
<i>0</i>	0	0	0	0
<i>4</i>	8.79	14.86	23.53	32.10
<i>8</i>	35.16	59.43	94.13	128.39
<i>12</i>	79.12	133.71	211.79	288.88
<i>16</i>	140.66	237.71	376.52	513.56
<i>20</i>	219.78	371.42	588.31	802.44
<i>24</i>	316.48	534.84	847.16	1155.51
<i>28</i>	430.76	727.97	1153.08	1572.77
<i>32</i>	562.63	950.82	1506.06	2054.24
<i>36</i>	712.08	1203.39	1906.11	2599.89
<i>40</i>	879.11	1485.66	2353.22	3209.74
<i>44</i>	1063.72	1797.65	2847.4	3883.79
<i>48</i>	925.16	1563.49	2476.50	3377.89
<i>52</i>	799.19	1350.60	2139.29	2917.95
<i>56</i>	685.20	1157.97	1834.18	2501.78
<i>60</i>	582.61	984.59	1559.55	2127.18
<i>64</i>	490.80	829.44	1313.79	1791.99
<i>68</i>	409.18	691.51	1095.32	1493.99
<i>72</i>	337.16	569.78	902.51	1231.01
<i>76</i>	274.12	463.26	733.78	1000.86
<i>80</i>	219.48	370.91	587.50	801.34
<i>84</i>	172.62	291.73	462.09	630.28
<i>88</i>	132.97	224.71	355.93	485.47
<i>92</i>	99.90	168.83	267.41	364.74
<i>96</i>	72.83	123.07	194.94	265.90
<i>100</i>	51.15	86.44	136.91	186.75
<i>104</i>	34.27	57.91	91.72	125.11
<i>108</i>	21.58	36.47	57.76	78.78
<i>112</i>	12.49	21.10	33.43	45.59
<i>116</i>	6.39	10.80	17.11	23.34
<i>120</i>	2.70	4.56	7.22	9.85
<i>124</i>	0.80	1.35	2.14	2.92
<i>128</i>	0.10	0.17	0.27	0.36
<i>132</i>	0	0	0	0

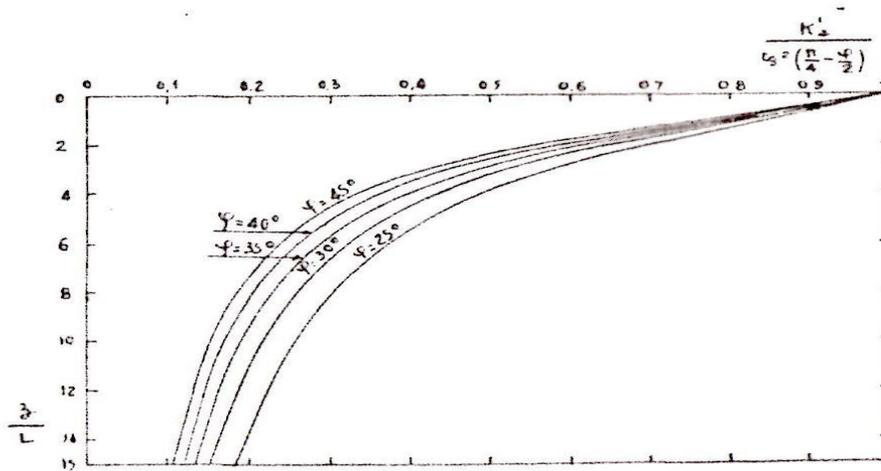


Figure. 4: Le coefficient de poussée K_a' Kowalewski et Piaskowski rapporté au coefficient de Rankine.

Tableau 8 : Le coefficient de poussée K_a' Kowalewski et Piaskowski

$\frac{z}{L} \backslash \varphi$	25°	30°	35°	40°
0	0,406	0,333	0,271	0,218
0,5	0,375	0,307	0,246	0,196
1	0,346	0,277	0,221	0,173
2	0,286	0,221	0,170	0,129
4	0,201	0,145	0,107	0,079
6	0,152	0,108	0,077	0,055
8	0,124	0,087	—	—

Figure 5 : forage de reconnaissance

