

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

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

### **THEME DU PROJET :**

**ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE DU BARRAGE IGLI  
(w.BECHAR)**

**PRESENTE PAR :**  
**AMROUZ Kahina**

### **Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
B.BENLAOUKLI	Maître de Conférences (A)	Président
S.TOUMI	Maître de Conférences (B)	Examineur
A.ADDOU	Maître Assistante (A)	Examineur
N.SAIL	Maître Assistante (B)	Examineur
M.K .MIHOUBI	Professeur	Promoteur

**Session juin - 2018**



*Je dédie ce modeste travail à :*

- 🌿 A mes très chère parent qui n'ont pas cessés de prier pour moi ; pour leur affection et leur amour, et qui m'ont aidé durant toute la durée de mes études, que dieu les garde pour nous*
- 🌿 Mes très chers frères Nabil et Mouloud*
- 🌿 A mes très chères sœurs Karima, Samira et Djamila qui m'ont fourni tous leurs efforts et moyens pour que je termine mes études et a leurs enfants : Anis, Mayas, et Isslam*
- 🌿 A mes oncles et tantes et toute la famille MOHAMEDI*
- 🌿 Tous mes amis, spécialement Leila, Fatma et Selma*



# Remerciements

je tiens à remercier Dieu tout puissant qui m'a donné la force de continuer et d'achever ce travail.

Je remercie fortement mon promoteur **M<sup>r</sup> M.K.MIHOUBI** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Mes vifs remerciements à **Mr ZEROUAL** pour son aide, ses conseils et sa disponibilité durant toute la période de mon projet. Et tous les enseignants de l'ENSH et particulièrement **Mme D.DJOUJAR, Mr D.BENSALH** et **Mr I.ZAIBAK**

Toute ma gratitude pour **Mr F.DJELLOUL** pour son aide conseils et orientations.

Je tiens à remercier aussi vivement **Mr DJ.HICHAM** pour son aide et sa disponibilité.

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.

تتمتع ولاية بشار بإمكانيات هيدرولوجية زراعية وتعدينية وسياحية ضخمة لم يتم تطويرها بعد بسبب نقص الموارد المائية. إن موارد المياه الجوفية محدودة وتتميز هيدرولوجيا المنطقة بالتدفقات غير المنتظمة التي تسبب فيضانات مدمرة بشكل خاص. مما يتطلب بناء سد الخزان في إغلي إلى تطوير الإمكانيات الهيدروليكية وتلبية احتياجات السقي في المنطقة.

تتناول الدراسة الحالية دراسة المتغيرات سد اغلي، بالإضافة إلى تحديد الأبعاد الخاصة بالمنشآت المدعومة من قبل القواعد التنظيمية والتسرب واستقرار منحدرات السد.

## Résumé

La Wilaya de Béchar recèle d'énormes potentialités hydroagricoles, minières et touristiques, non encore mises en valeur, faute de ressources en eau. Les ressources en eau souterraine sont limitées et l'hydrologie de la région se caractérise par des écoulements irréguliers et des crues violentes à l'origine d'inondations particulièrement destructrices. La construction de barrage réservoir d'Igلي a pour but de développer les potentialités hydrauliques et répondre aux besoins en AEP et en irrigation de la région.

La présente étude s'intéresse à l'étude des variantes de la digue du barrage d'Igلي ainsi que le dimensionnement des éléments de l'ouvrage appuyé par les calculs de régularisation, d'infiltration et stabilité de talus de la digue.

## Abstract

The city of Béchar has huge hydroagricultural, mining and tourism potentialities, which have not yet been developed because of lack of water resources. Groundwater resources are limited and hydrology of the region is characterized by irregular flows and violent floods that cause particularly destructive floods characterize the hydrology of the region. The construction of reservoir dams in Igلي aims to develop hydraulic potential and meet the regions' drinking water needs

The present study focus on the study of the Igلي Dam variants and the dimensioning of the elements of the structure supported by the regulation, infiltration and slope stability calculations .

# SOMMAIRE

---

## Chapitre I

I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE DU BARRAGE :	2
I.1.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE D'IGLI :	2
I.1.2 LOCALISATION ET ACCES :	3
I.2 TOPOGRAPHIE ET MORPHOLOGIE DE SITE :	5
I.3 SITUATION HYDROGRAPHIQUE :	5
I.4 GEOLOGIE DU SITE ET DE LA CUVETTE :	6
CONCLUSION :	7

## Chapitre II

INTRODUCTION :	8
II.1 GEOLOGIE	8
II.2 HYDROGEOLOGIE :	10
II.3 RECONNAISSANCES GEOPHYSIQUES :	12
II.4 ETUDE GEOTECHNIQUE :	12
II.4.1 RECONNAISSANCES REALISEES :	13
II.4.1.1 Sondages géotechniques :	13
II.4.2 ESSAIS EN LABORATOIRE :	14
II.5 MATERIAUX DE CONSTRUCTION :	16
II.6 LA SEISMICITE :	18
CONCLUSION :	19

## Chapitre III

INTRODUCTION :	20
III.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE :	20
III.2 CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES DU BASSIN VERSANT :	20
III.2.1 DELIMITATION DE BASSIN VERSANT :	20
III.2.2 PARAMETRES GEOMETRIQUES :	21
III 2.2 .1 Surface du bassin versant : La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :	21
III 2.2 .2 Périmètre du bassin versant :	21
III 2.2 .3 Longueur du talweg principal :	21
III 2.3 PARAMETRES DE FORME :	22
III 2.3 .1 Indice de compacité de Gravelius "Kc" :	22
III 2.3.2 Coefficient d'allongement :	22

# SOMMAIRE

---

III.2.3.3 Rectangle équivalent : .....	22
III.2.4 PARAMETRES DU RELIEF : .....	23
III.2.4.1 courbe hypsométrique : .....	23
III.2.4.2 Altitudes caractéristiques : .....	25
III.2.4.3 Indices de pentes : .....	26
III.2.4.5 Dénivelée spécifique $D_s$ : .....	28
III.2.5 PARAMETRES HYDROGRAPHIQUES : .....	30
III.2.5.1 Le chevelu hydrographique : .....	30
III.2.5.2 La longueur du cours d'eau principal (L) : .....	31
III.2.5.3 Pente moyenne de cours d'eau principal $I_c$ : .....	31
III.2.5.4 La densité de drainage : .....	31
III.2.5.5 La densité hydrographique et coefficient de torrentialité : .....	31
III.2.5.6 Temps de concentration $t_c$ : .....	32
III.2.5.7 Vitesse moyenne de ruissellement : .....	33
III.3 DONNEES CLIMATOLOGIQUES : .....	35
III.3.1 TEMPERATURES : .....	35
III.3.2 LE VENT : .....	35
III.3.3 L'EVAPORATION : .....	35
III.3.4 PLUVIOMETRIE : .....	36
III.3.4.1 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin.....	38
III.4 ETUDE DES PRECIPITATIONS: .....	38
III.4.1 HOMOGENEISATION DES DONNEES : .....	38
III.4.1.1 Station de Bechar : .....	39
III.4.1.2 Station d'Abadla : .....	41
III.4.1.3 Station de Bou Denib : .....	42
III.4.2 Choix de la loi d'ajustement : .....	45
III.5 EVALUATION DES APPORTS LIQUIDES : .....	54
III.5.1 APPORTS LIQUIDES .....	54
III.5.1.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A0) .....	54
III.5.1.2 Les apports fréquentsiels : .....	57
III.5.1.3 REPARTITION DE L'APPORT MOYEN ANNUEL ESTIME A UNE PROBABILITE DE 80% : .....	57
CARACTERISTIQUES DE L'ECOULEMENT : .....	58
III.5.2 APPORT SOLIDE ET L'ESTIMATION DU VOLUME MORT : .....	59
CONCLUSION .....	60
III.6. ETUDE DES CRUES : .....	60
III.6.1. DETERMINATION DES DEBITS MAXIMUMS FREQUENTIELS .....	61
III.6.1.1 Estimation de débit de crue par les formules empiriques : .....	61
III.6.2. HYDROGRAMMES DE CRUE (TOUAIBIA, 2004) .....	63

# SOMMAIRE

---

III.4.3. CHOIX DE LA CRUE DE PROJET .....	64
III.6.4 CALCULE DU VOLUME DE LA CRUE .....	65
III.7 REGULARISATION : .....	66
III.7.1 REPARTITION MENSUEL DE L'APPORT 80% : .....	67
III.7.2. REPARTITION MENSUEL DES BESOINS : .....	68
III.7.3 COURBES «HAUTEURS – CAPACITES - SURFACES» .....	68
III.7.4 REGULARISATION SAISONNIERE SANS TENIR COMPTE DES PERTES .....	70
III.7.4.1 Détermination de la période de bonne hydraulicité .....	71
III.7.5 REGULARISATION SAISONNIERE EN TENANT COMPTE DES PERTES .....	72
III.8 LAMINAGE DE CRUE.....	75
III.8.1 METHODE DE MUSKINGUM (FREAD.1993).....	75
III.9. ETUDE D'OPTIMISATION : .....	87
III.9.1 CALCUL DE LA REVANCHE.....	87
III .9.2 TASSEMENT.....	88
III.9.4 CALCUL DU VOLUME ET DU COUT DE LA DIGUE .....	89
III.9.5 CALCUL DU COUT DE L'EVACUATEUR DE CRUES .....	90
III.9.5.1 Coût du déversoir .....	90
III.9.5.2 Coût du coursier .....	91
CONCLUSION .....	94

## Chapitre IV

INTRODUCTION : .....	95
IV-1 CHOIX DU TYPE DE BARRAGE : .....	95
IV.1.1 BARRAGE ZONE AVEC UN NOYAU D'ARGILE.....	95
IV.1.2 DIGUE EN ENROCHEMENT AVEC MAQUE EN BETON : .....	96
IV.1.3 BARRAGE POIDS EN BCR (BETON COMPACTE AU ROULANT).....	96
IV.2. DEFINITION DU PROFIL GENERAL DE LA RETENUE .....	97
IV.2.1. HAUTEUR DE LA RETENUE .....	97
IV.2. 2. LARGEUR EN CRETE.....	97
IV.2. 3. LA LONGUEUR EN CRETE .....	98
IV.2.4 PENTE DES TALUS.....	98
TABLEAU IV.01 : VALEURS INDICATIVES DES PENTES DES TALUS .....	98
IV.2.5 LES BERMES : .....	98
VI.2.5.1 Talus amont :.....	98
IV.2.5.2. Talus aval : .....	99
IV.2.6.REVETEMENT DE LA CRETE ET DES TALUS DE LA DIGUE : .....	99
IV.2.6.1. La crête : .....	99
IV2.6.2. Les talus :.....	99
IV2.6.2.1. Talus amont : .....	99
IV.2.6.2.2. Talus aval : .....	99

# SOMMAIRE

---

IV.3 REMBLAI ZONE A NOYAU D'ARGILE : .....	100
IV.3.1 PENTES DES TALUS .....	100
IV.3.2 PROTECTION DES TALUS .....	100
IV.3.3 ETANCHEITE DE LA RETENUE.....	101
IV.3.3.1 Noyau .....	101
IV.3.3.2 Calcul des drains :.....	104
IV.4.BARRAGE EN ENROCHEMENT AVEC MASQUE EN BETON .....	104
IV.4.1. PENTES DES TALUS .....	104
IV.5 BARRAGE EN BCR : .....	105
IV.6. ETUDE COMPARATIVE : .....	105
IV.6.1 CALCUL DU VOLUME DES DIFFERENTS MATERIAUX : .....	105
IV.7 COMPARAISON DES RESULTATS ET DISCUSSIONS .....	106

## Chapitre V

<b>INTRODUCTION</b> .....	107
V.1 LES DIMENSIONS DE LA VARIANTE CHOISIE .....	107
V.2 PROTECTION DES TALUS .....	107
V.3 LES FILTRES ET LES DRAINS : .....	108
V.3.1 DIMENSIONNEMENT DE FILTRE ENTRE LE NOYAU ET LES RECHARGES : .....	108
V.3.1.1 Règles générales de dimensionnement des drains et filtres : .....	108
V.3.1.2 Calcul des filtres : .....	109
V.3.2 CALCUL DES DRAINS : .....	111
V.4 DISPOSITIF D'ETANCHEITE .....	112
V.4.1 LE NOYAU : .....	112
V.4.2 CLE D'ETANCHEITE : .....	112
V.5 BERMES .....	113
V.6 PROTECTION DE LA CRETE .....	113
CONCLUSION.....	113

## Chapitre VI

INTRODUCTION .....	114
VI.1 ETUDE DES INFILTRATIONS .....	114
VI.1.1 LIGNE DE SATURATION .....	114
VI.1.2 CALCUL DU DEBIT D'INFILTRATION A TRAVERS LE CORPS DU BARRAGE (DEBIT DE FUITE) .....	116
VI.2 ETUDE DE STABILITE.....	117
VI.2.1 METHODE DE FELLENIUS.....	117
VI.2.2 DETERMINATION DE LA ZONE DES CERCLES CRITIQUES SELON METHODE DE FONDEEV . .....	118
VI.2.3 LES FORCES AGISSANT SUR UNE TRANCHE .....	119
VI.2.4 CLASSEMENT DES FORCES .....	121



# SOMMAIRE

---

<b>CONCLUSION</b> .....	122
INTRODUCTION : .....	125
VII.1 Travaux de préparatoires et installation de chantier .....	125
VII.1.1 Installations destinées au personnel .....	125
VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	125
VII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins .....	125
VII.1.4 Installation destinées pour la préfabrication.....	126
VII.1.5 Moyens de chantier .....	126
VII.2 Planification .....	126
VII.2.1 Techniques de planification .....	126
VII.2.2 Plannings .....	129
VII.2.2.1. Plan de travail au plus tôt.....	129
VII.2.2.2. Plan de travail au plus tard : .....	129
VII.3 .Délai de construction et programme des travaux : .....	129
VII.4. Symboles des différentes opérations.....	130
VII.5 Détermination des chemins critiques : à partir de la planche N°6 on a obtenu .....	130
Conclusion.....	130
INTRODUCTION .....	131
VIII.1 IMPACT HYDRAULIQUE DE BARRAGE .....	131
VIII.1.1.IMPACT SUR LE DEBIT.....	131
VIII.1.2 IMPACT SUR LA CHARGE SEDIMENTAIRE .....	132
VIII.1.3 IMPACT SUR LE PROFIL LONGITUDINAL ET LE PROFIL TRANSVERSAL .....	132
VIII.2.IMPACT ECOLOGIQUE .....	133
VIII.2.1 EN PHASE DE REALISATION .....	134
VIII.3.IMPACT SOCIO-ECONOMIQUE.....	135
VIII.4 MESURES POUR MINIMISER LES IMPACTS NEGATIFS EVENTUELS .....	136
VIII.5 PRECAUTIONS LORS DES TRAVAUX.....	137
VIII.5.1 PRECAUTIONS VIS-A-VIS DES PERSONNELS.....	137
VIII.5.2 PRECAUTIONS PENDANT LA PHASE CHANTIER.....	137
VIII.5.3 PRECAUTIONS PAR RAPPORT AU RISQUE DE RUPTURE DU BARRAGE .....	137
VIII.5.3.1 Pendant la phase d'étude .....	137
VIII.5.3.2 En phase de réalisation (des travaux) .....	138
VIII.5.3.3 En phase d'exploitation.....	138
CONCLUSION .....	138

# SOMMAIRE

---

Chapitre I

Figure I.1 Carte de Bechar.....	2
Figure I.2 Situation du site de Lekhnegue (Igli) (Extrait de la carte d'état-major) Echelle : 1/200 000.....	3
Figure I.3 Image satellitaire (Google Earth) de site de barrage d'Igli.....	4
Figure I.4 Site de barrage d'Igli(Lakhnague).....	5
Figure I.5 Bassin versant de Oued Saoura (situation des barrages existants et en projets).....	6
Figure I.6 Bancs de calcaires en rive droit avec couverture sableuse .....	7
Figure I.7 Bancs de calcaires (CT) en RG .....	7

Chapitre II

Figure II.1 La carte géologique de la zone d'étude (extrait de la Carte de la Hammada de Guir) Echelle 1:500 000.....	9
Figure II.2 Stratification croisée des sables.....	10
Figure II.3 les accumulations de sel sur les de couverture d'Oued Guir (ANBT.2017) dépôts de couverture du fond de la vallée .....	10
Figure II.4 la Carte Hydrogéologique de la région (extrait de la carte hydrogéologique de Béchar à l'échelle 1:500 000)(ANBT.2017) .....	12
Figure II.5 Carte de micro zonage sismique du territoire national. (RPA99/version2003...)	18

Chapitre III

Figure III.01 délimitation de bassin versant de barrage d'Igli (Arcgis) .....	21
Figure III.02. Répartition des courbes de niveaux sur le bassin versant du barrage d'Igli.....	24
Figure III.03 Courbe hypsométrique du Bassin versant du barrage d'Igli .....	25
Figure III.04 Réseau hydrographique du Bassin versant d'Igli(Classification de Schum) .....	30
Figure III.05 La carte de polygone de Thiessen pour le bassin versant d'Igli .....	37
Figure III.06 Représentation graphique de la loi Log-normale (station de Bechar).....	46
Figure III.07 Représentation graphique de la loi Log-normale (station d'Abadla).....	48
Figure III.08: Représentation graphique de la loi de Gumbel (station de Bechar).....	50
Figure III.09 : Représentation graphique de la loi de Gumbel (station d'Abadla).....	51
Figure III.10 Représentation des pluies de courte durée en fonction de temps pour différentes fréquences.....	54
Figure III.11 : Représentation des intensités en fonction de temps pour différentes fréquences .....	54
Figure III.12 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site .....	56
Figure III.13 : Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour .....	64
Figure III.14 : Hydrogramme de crue de projet (Q0.1%).....	65

## Liste des figures

---

Figure III.15 : Hydrogramme de crue de chantier (Q5%) .....	66
Figure III.16 : Courbe Capacité-Hauteur.....	69
Figure III.17: Courbe surface – hauteur .....	69
Figure III.18 : Courbe volumétrique .....	70
Figure III.19 Evacuateur a surface libre (wikibarding, 2000) .....	79
Figure III.20 Modélisation de la courbe surface- hauteur .....	80
Figure III.21 Courbe caractéristique de la cuvette .....	81
Figure III.22 Hydrogrammes d'entrée et de sorties .....	86
Figure III.23 : Courbe d'optimisation du choix de la largeur de l'évacuateur .....	93

# Liste des tableaux

---

## Chapitre I

Tableau I.1 la caractéristique de la commune d'Igli .....	3
---	---

## Chapitre II

Tableau II.1 Sondages géotechniques sur le site du barrage .....	13
Tableau II.2 : résultats des essais sur les zones d'emprunt. ....	14
Tableau I.3. Caractéristiques géotechnique des matériaux de construction. ....	14
Tableau I.4: résultats des essais Proctor de quelque puits de reconnaissance. ....	15
Tableau I.5 : résultats des essais aux sols.....	16
Tableau II.6 Coefficients d'accélération du séisme (RPA99/version2003) .....	18

## Chapitre III

Tableau III.01. Résultats de calcul de rectangle équivalent .....	23
Tableau III.02 Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude. ....	24
Tableau III.03 : Altitudes caractéristiques.....	26
Tableau III.04 : Détermination de la pente de Roche Ip .....	27
Tableau III.05 Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau : .....	28
Tableau III .06 Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief) .....	29
Tableau III.07 Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration .....	33
Tableau III.08 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant : .....	34
Tableau III.09 : Températures moyennes mensuelles (C°) relevées aux stations de Béchar et de Béni-Abbés (Mekideche et al, 1995).....	35
Tableau III.10 : Evapotranspiration mensuelle interannuelle (ANBT,2016) .....	36
Tableau III.11 : les stations pluviométriques (ANBT) .....	36
Tableau III.12 : surfaces des zones d'influences des stations pluviométriques .....	37
Tableau III.13 Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle de la station de Bechar (ANRH) .....	38
Tableau III.14 Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle de la station d'Abadla (ANRH) .....	38
Tableau III.15 Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle de la station Bou Denib (Marcel ROCHE et al ,1975) .....	38
Tableau III.16 : Précipitations interannuel de la station de Bechar .....	39
Tableau III.17 : Résultats du test de la médiane (Station de Bechar).....	40
Tableau III.18 : Précipitations interannuel de la station d'Abadla .....	41

## Liste des tableaux

---

Tableau III.19 : Résultats du test de la médiane (Station de Abadla).....	41
Tableau III.20 : Précipitations interannuel de la station de Bou Denib.....	42
Tableau III.21 : Résultats du test de la médiane (Station de Bou Denib).....	43
Tableau III.22 : Résultats du test de la médiane.....	44
Tableau III.23 : Caractéristiques empiriques de la série de Bechar .....	44
Tableau III.24 : Caractéristiques empiriques de la série d'Abadla.....	45
Tableau III.25 : Ajustement à la loi Log-Normale (station de Bechar).....	46
Tableau III.26 : Caractéristiques de la loi Log-normale (station de Bechar) .....	47
Tableau III.27 : Ajustement à la loi Log-Normale (station d'Abadla).....	47
Tableau III.28 : Caractéristiques de la loi Log-normale (station d'Abadla).....	48
Tableau III.29 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel .....	49
Tableau III.28 : Caractéristiques de la loi Gumbel.....	50
Tableau III.29 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel (Station de Abadla) .....	51
Tableau III.30 : Caractéristiques de la loi Gumbel (Station de Abadla) .....	52
Tableau III .32 : Pluies de courte durée et intensités de pluie pour différentes fréquences .....	53
Tableau III.33 les apports moyens interannuelsde la station de Bechar.....	55
Tableau III.34les apports moyens interannuel de bassin de DjorfTorba.....	55
Tableau III.35: Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.....	56
Tableau III.36 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.....	56
Tableau III.36 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.....	56
Tableau III.37 : Récapitulatif de l'Apport moyenne interannuelle .....	57
Tableau III.38 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80% .....	58
Tableau III.39:Caractéristiques de l'écoulement .....	59
Tableau III.40:Récapitulatif des résultats des volumes morts .....	60
Tableau III.41 : valeur de $\alpha$ en fonction de la fréquence.....	61
Tableau III.42 : valeur de C en fonction de la fréquence .....	62
Tableau III.43 : Débits maximaux de crue .....	62
Tableau III.44Crue de projet recommandée.....	65
Tableau III.45 : La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant. ....	67
Tableau III.46Répartition mensuelle des besoins.....	68
Tableau III.47 : Courbes topographiques et volumétrique .....	68
Tableau III.48 : Résultats de calcul .....	71
Tableau III.49 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes .....	71
Tableau III.50 : Valeurs de $\delta$ en fonction des conditions hydrogéologiques .....	73
Tableau III.51 : Calcul des pertes.....	73
Tableau III.52 : Régularisation saisonnière avec des pertes.....	74

## Liste des tableaux

---

Tableau III.53 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue .....	78
Tableau III.54 Calcul de la courbe caractéristique de la cuvette.....	81
Tableau III.55 : Calcul de l'hydrogramme laminé .....	82
Tableau III.56 : Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties .....	83
Tableau III.57 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum .....	86
Tableau III.58 : Récapitulatif des résultats.....	88
Tableau III.59 : Largeur en crête.....	89
Tableau III.60: Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs du déversoir	90
Tableau III.61 : Calcul du coût du déversoir pour les différentes largeurs .....	91
Tableau III.62 : Récapitulatif des coûts du coursier.....	92
Tableau III.63 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.....	92
Tableau III.64 : Caractéristiques du barrage. ....	94

# LISTE DES PLANCHES

**Planche 01/06** plan de l'aménagement de barrage d'IGLI sur Oued GUIR commune d'IGLI ( W.Bechar)

**Planche 02/06** profil en long suivant l'axe de barrage d'Igli sur Oued Guir (w.Bechar )

**Planche 03/06** Différents types de la digue du Barrage d'Igli sur Oued Guir (w.Bechar )

**Planche 04/06** coupe transversale avec détails de la digue du barrage d'Igli (w.Bechar)

**Planche 05/06** schémas de calcul de stabilité et d'infiltration de barrage d'Igli

**Planche 06/06** Plannings des travaux d'exécution



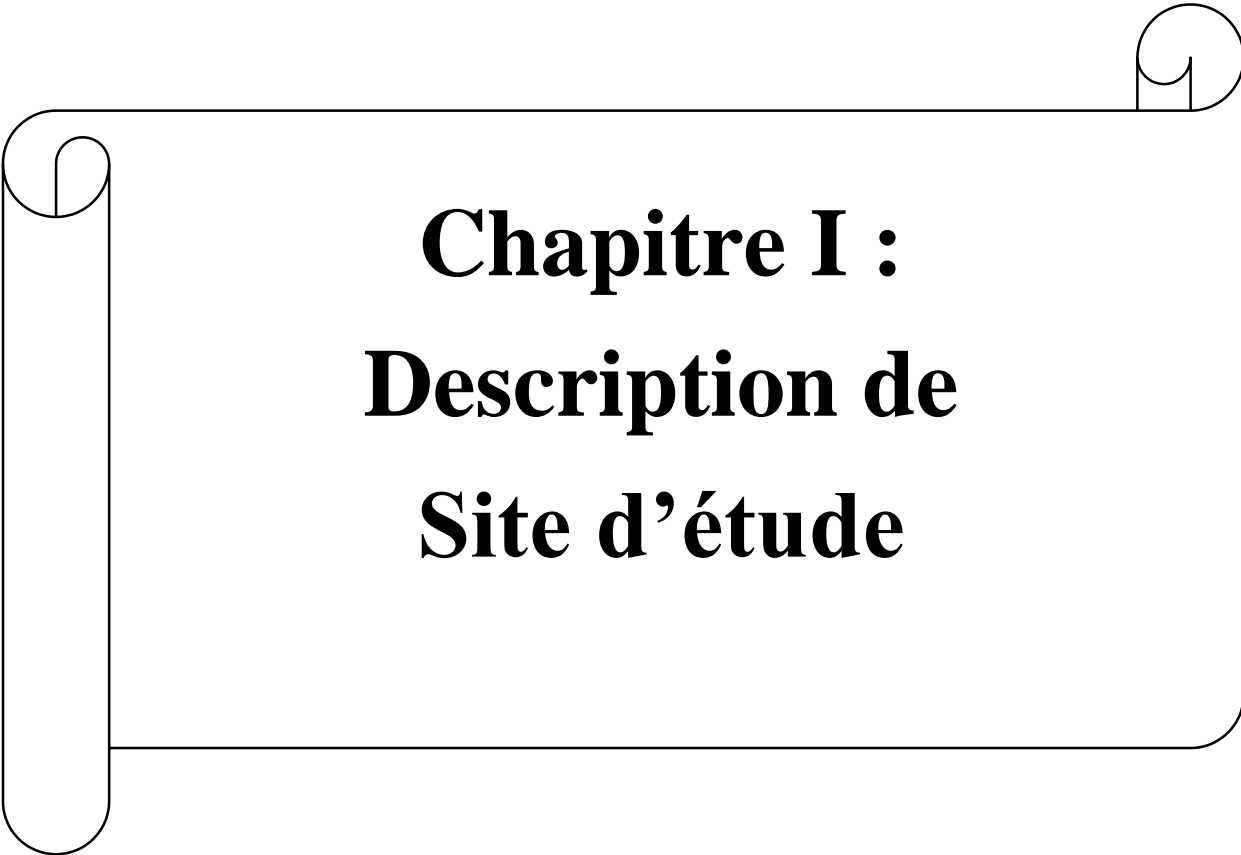
---

## Introduction Générale

La maîtrise de la gestion des ressources en eau joue un rôle important dans le développement de chaque pays, spécialement les eaux de surface qui ont une importance vitale pour toute entreprise agricole. Depuis la dernière décennie, l'édification des barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau. Pour la réalisation d'un barrage, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte de la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Dans ce cadre bien précis la wilaya de Bechar a bénéficié d'un projet de barrage d'IGLI sur Oued Guir dans le but de satisfaire les besoins en irrigation des terrains agricoles de plusieurs hectares a l'aval du futur barrage projeté qui va mettre fin a plusieurs alea lies au manque de ressources hydriques et en alimentation en eau potable de la région ainsi que la protection contre les inondations L'étude de faisabilité effectuée par le bureau d'étude Portugal nous a conduit vers le bon choix de l'axe de la future retenue qui est une étape primordiale avant de lancer une étude des variantes pour enfin opté pour l'axe extrémité amont sur lequel on va implanté la digue.

Le présent mémoire est scindé en huit chapitres. Le premier chapitre est consacré pour la présentation de la zone d'étude. Ensuite le deuxième et le troisième chapitre fera l'objet d'une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site le plus favorable pour l'implantation de l'axe du barrage. Puis, on traitera dans le chapitre trois en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, d'estimation de la crue de projet et du transport solide .et la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, enfin un calcul d'optimisation sera fait dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue. On consacrera le chapitre quatre pour le choix de la variante technico-économique. Quant au cinquième chapitre une fois la variante choisie on effectuera une étude détaillée pour sa conception. Ensuite le calcul de la stabilité et chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes taches de réalisation ainsi que le planning des travaux et un dernier chapitre de l'étude d'impact sur l'environnement .



**Chapitre I :**  
**Description de**  
**Site d'étude**

**Introduction :**

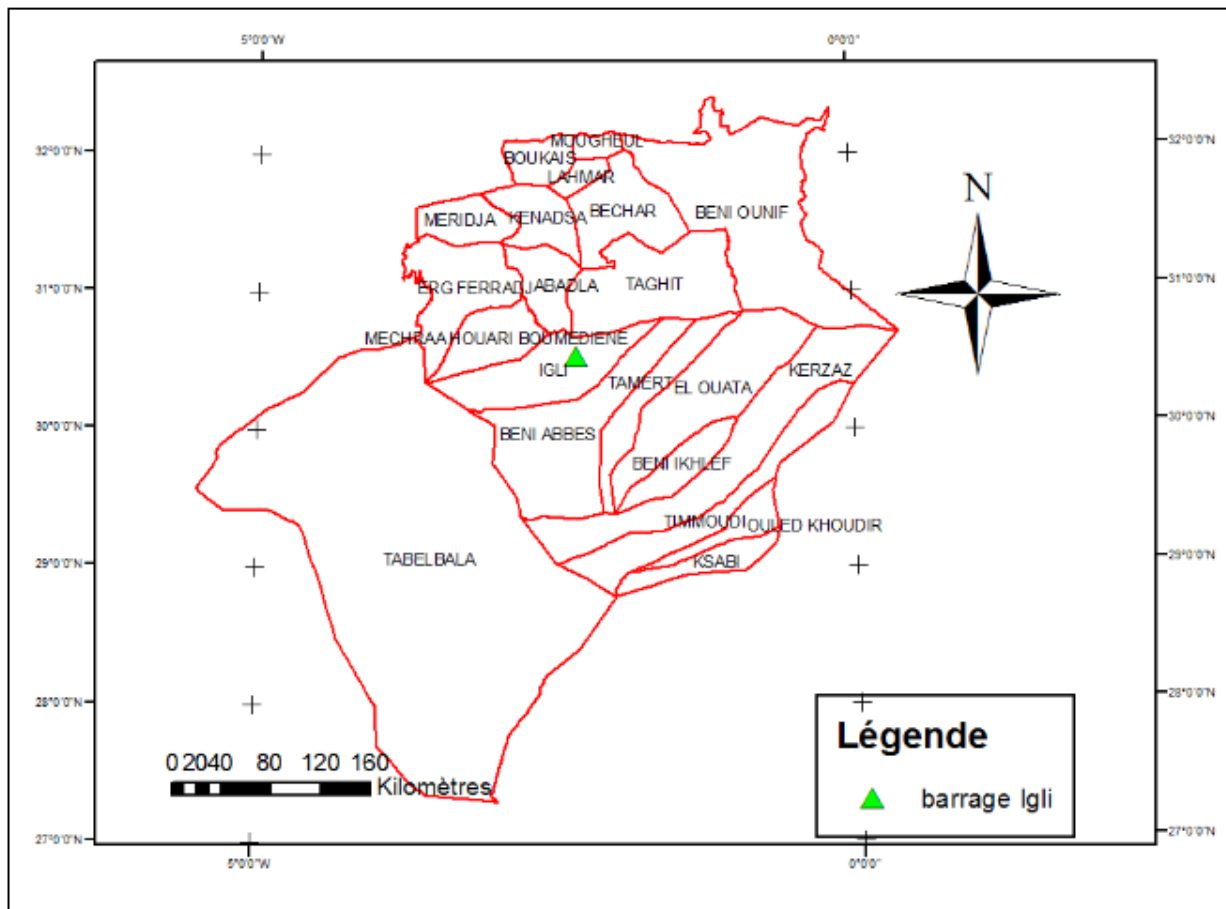
L'objectif principal de ce chapitre est la description générale de site de projet de point de vue géographie, topographie et géologie qui permettent de déterminer les caractéristiques de barrage et l'endroit le plus adéquat pour l'implantation de son axe

**I.1 Situation géographique du barrage :**

**I.1.1 Situation géographique de la commune d'Igli :**

La commune d'Igli est située au centre de la wilaya de Bechar dans le sud-ouest algérien. Son chef-lieu est situé à 153 km au sud de Béchar, à 63 km au sud de Taghit et à 75 km nord de Béni-Abbès. Elle est limitée :

- Au nord : la commune Abadla
- A l'est et sud : la commune de Beni Abbes
- Au nord est : la commune de taghit
- A l'ouest et nord-ouest : Mechraa Houari Boumedienne
- Au sud-ouest Tabelbala



**Figure I.1** Carte de Bechar

Tableau I.1 la caractéristique de la commune d'Igli

Caractéristiques	
Chef-lieu	Igli
Willaya	Bechar
Superficie	6 220 Km <sup>2</sup>
Populations	6 680 habitants (2008)
Coordonnées (chef-lieu)	Latitude : 30° 27' 11.5" nord Longitude : 2° 17' 29.1" ouest

**I.1.2 Localisation et accès :**

Le couloir d'implantation du barrage est localisé à Oued Guir, à environ 15 km en amont d'IGLI, étant les coordonnées de base fournis pour l'axe du barrage sont les suivantes :

$$X=30^{\circ}33'17''N ;$$

$$Y=2^{\circ}19'25''W ;$$

$$Z=506$$

Le site est accessible en empruntant la route nationale Bechar -Taghit-Igli, il se situe à environ 15 km au Nord de la ville d'Igli.

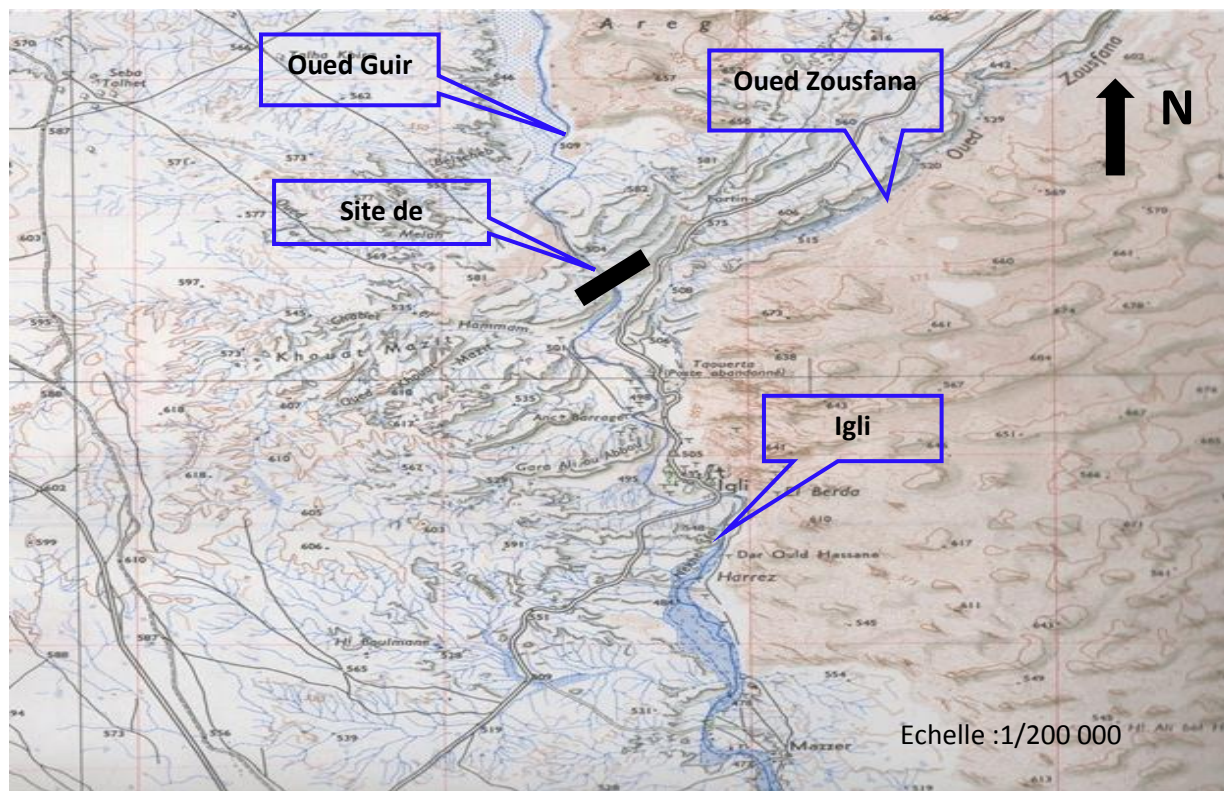


Figure I.2 Situation du site de Lekhnegue (Igli) (Extrait de la carte d'état-major) Echelle : 1/200 000 (ANBT.2017)



Figure I.3 Image satellitaire (Google Earth) de site de barrage d'Igli

## I.2 Topographie et morphologie de site :

Le site se situe sur Oued Guir dans la région d'Igli (vallée de la Saoura), l'axe probable du futur barrage se situe dans un endroit plus ou moins étroit à peu près 140 m au niveau du lit de l'oued et 290 m au niveau des crêtes des deux rives, la hauteur du bas du lit mineur jusqu'à la crête est à peu près 56 m. Le site est précédé par un élargissement de la cuvette allant jusqu'à la plaine d'El Barda et Bouhla en amont du site.

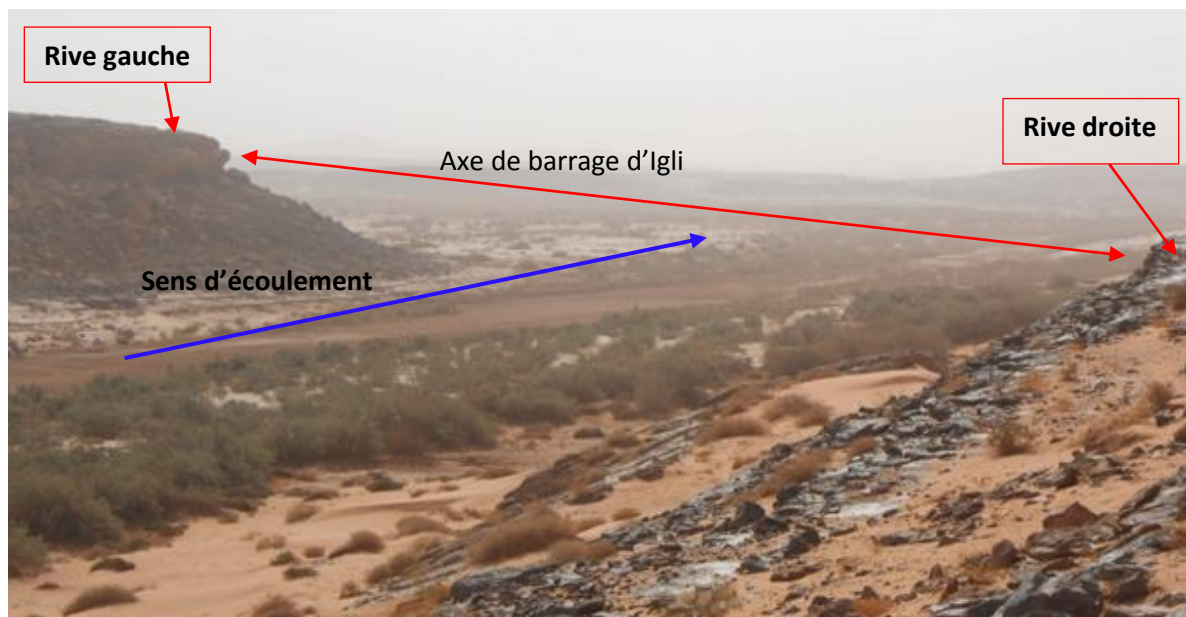


Figure I.4 Site de barrage d'Igli(Lakhnague)

### I.3 Situation hydrographique :

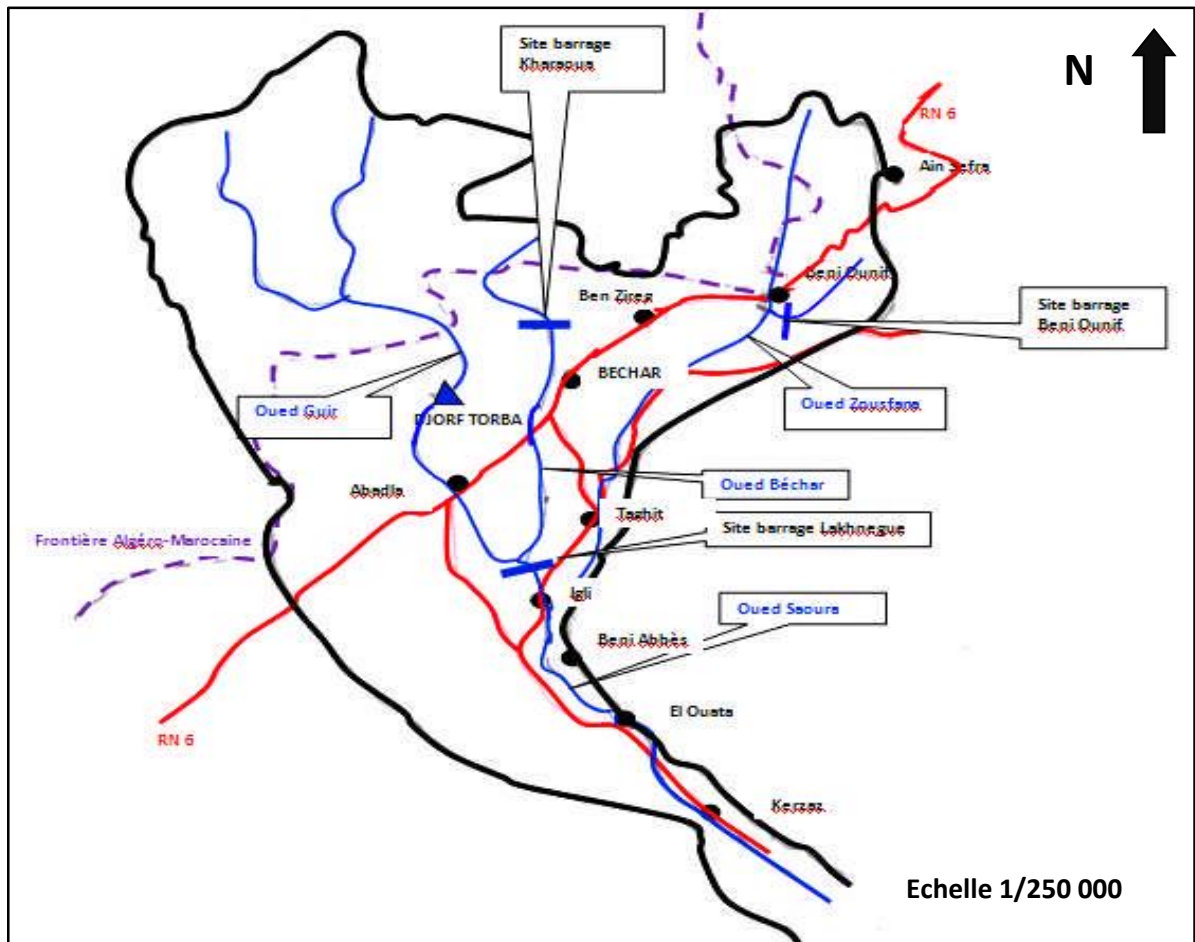
Les principaux cours d'eau du bassin prennent naissance en territoire marocain, et dans la région Nord de la wilaya de Bechar qui présente un relief accidenté, dominé par les chaînes du Djebel Antar (1 953m), Djebel Grouz (1 919m), et Djebel Houreit (1 461m).

L'oued Saoura est constitué de 3 principaux oueds :

- L'oued Guir, qui prend naissance dans le Haut Atlas marocain, à 2000 m d'altitude, près de la ville marocaine de Boudnib, et qui alimente le barrage de DjorfTorba, et le périmètre d'Abadla.

- L'oued Béchar, qui prend sa source sur le versant sud du Djebel Grouz qui longe la frontière Algéro-Marocaine, à 1852m d'altitude.

-L'oued Zousfana, formé de la conjonction de plusieurs oueds algéro-marocains, notamment les oueds Halouf, et Laoudj, rejoint le Guir à 8km au nord d'Igli, pour former l'oued Saoura.



**Figure I.5** Bassin versant de Oued Saoura (situation des barrages existants et en projets)

#### **I.4 Géologie du site et de la cuvette :**

La nature géologique du site est constituée par un ensemble de terrains rocheux résistants de couleur jaunâtre et grisâtre, il s'agit de formations calcaires massives peu fracturées (calcaires du Turonien (CT)), le massif rocheux des deux rives, notamment la rive gauche présente des ouvertures sub-verticales (diaclasses).

La cuvette allant jusqu'à la plaine d'El Barda et Bouhla en amont du site est constituée de formation sableuse peu caillouteuse il s'agit des alluvions fluviales avec l'absence totale de formation argileuse. Les détails sont présentés dans le chapitre suivant.



**I.7**Bancs de calcaires (CT) en RG

avec couverture sableuse



**Figure I.6** Bancs de calcaires en rive droite

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre on a présenté toutes les caractéristiques de la zone d'études pour les différents aspects (topographie, hydrographie, géologie et hydrographie).

On peut conclure que le site choisi pour une éventuelle projection de barrage d'IGLI est favorable vu son emplacement sur le plan topographique.





**Chapitre II :**  
**Synthèse des travaux**  
**d'études antérieures**

**Introduction :**

Les études topographiques, géologiques, sismiques et géotechniques du site du barrage sont basées essentiellement sur les données recueillies in situ .L'analyse descriptive de la lithologie des formations géologiques est primordiale dans le choix définitif de l'axe et du type de barrage pour le site étudié.

**II.1 Géologie**

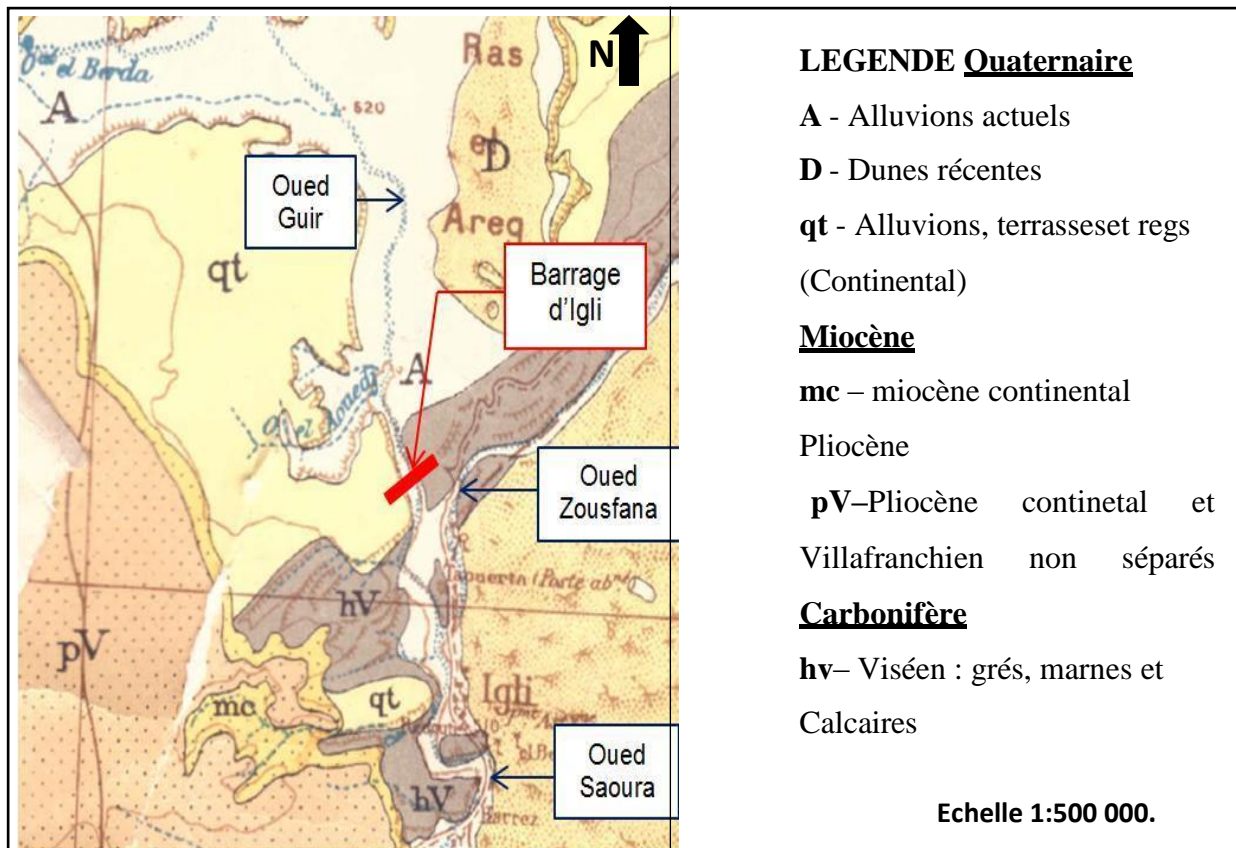
La zone d'étude est localisée dans la Plateforme Saharienne, qui est composée de terrains d'âge essentiellement primaire (surtout du carbonifère) plissés et fracturés. Le barrage d'Igli sera implanté sur un tronçon de l'oued Guir entaillé dans le massif marneux et calcaire du Viséen - carbonifère médian (hV).Le Viséen est constitué de la base au sommet par la séquence lithologique ci- dessous :

- Marnes schisteuses à intercalation de bancs calcaires et/ou dolomites ;
- Calcaires et/ou dolomites récifaux et subrécifaux.

Le massif rocheux affleure sur les deux rives de l'oued, dans le tronçon aval de l'oued Guir d'environ 4,5 km. En amont de ce tronçon, le massif se trouve recouvert par des sables fins à limoneux quaternaires (D et qt) d'origine éolien, qui sont transportés par les vents, provenant des dunes du Grand Erg Occidental, à l'Est, et de la Hamada du Guir, et à l'Ouest. En ce qui concerne l'embasement rocheux, il est composé par des alternances de calcaires durs, noirâtre et grisâtre et de calcaires gréseux, jaunâtres.

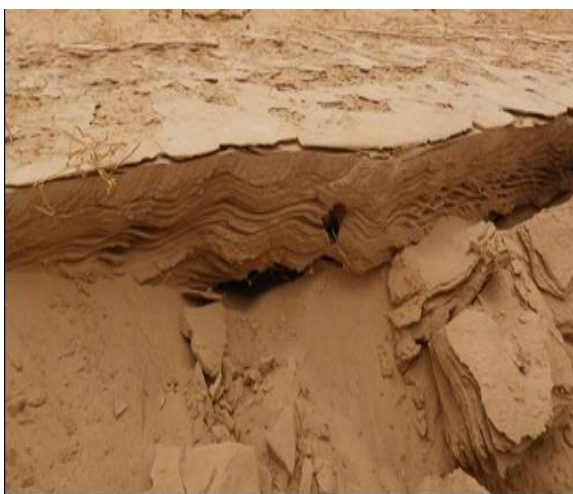
En aval, l'oued Guir converge avec l'oued Zousfana en formant l'oued Saoura. Sur la rive droite du bas-Guir et de l'oued Saoura il affleure les calcaires, les argiles et les marnes de la Hamada du Guir (pV), un grand plateau qui s'étend à l'ouest de la vallée de l'oued Saoura. À l'est de la vallée du bas-Zosufana et de l'oued Saoura, il y a une formation d'accumulation sableuse qui forme les dunes du Grand Erg Occidental.

Le fond des vallées des Oueds Guir, Zousfana et Saoura sont remplis d'alluvions sableuses grossières, plus ou moins roulées, recouverts elles-mêmes par des sables fins à limoneux d'origine fluviale. En raison de la proximité aux dunes du Grand Erg Occidental, les dépôts alluviaux se trouvent couverts de sables æoliens plus ou moins fines.Ils se déposent d'une façon rythmique en formant des couches très fines avec une stratification croisée sinueuse. Il s'agit de matériaux très friables.



**Figure II.1** La carte géologique de la zone d'étude (extrait de la Carte de la Hammada de Guir) Echelle 1:500 000. (ANBT.2017)0

En plus il y a aussi des accumulations de sel sur les dépôts de couverture de l'oued (alluvions et sables éoliens), résultant de l'intense évapotranspiration de la région. En effet, les mesures de conductivité électrique de l'eau de l'oued Guir réalisé montre une eau minéralisée (EC d'environ 1100  $\mu\text{S}/\text{cm}$ )



**Figure II.2** Stratification croisée des sables de couverture d'Oued Guir (ANBT.2017)



**Figure II.3** les accumulations de sel sur les dépôts de couverture du fond de la vallée

**II.2 Hydrogéologie :**

Le cadre hydrogéologique de la zone du barrage d'Igli est représenté dans la Carte Hydrogéologique de la Région de Béchar à l'échelle 1:500 000 (**Figure II.4**)

La région de Chebket Mennouna (au Nord du couloir d'implantation du barrage) se caractérise par une nappe installée dans les calcaires du Viséen .Elle est connue comme la nappe d'El Guelmoun et se situe à une profondeur d'environ 200 – 250 m.

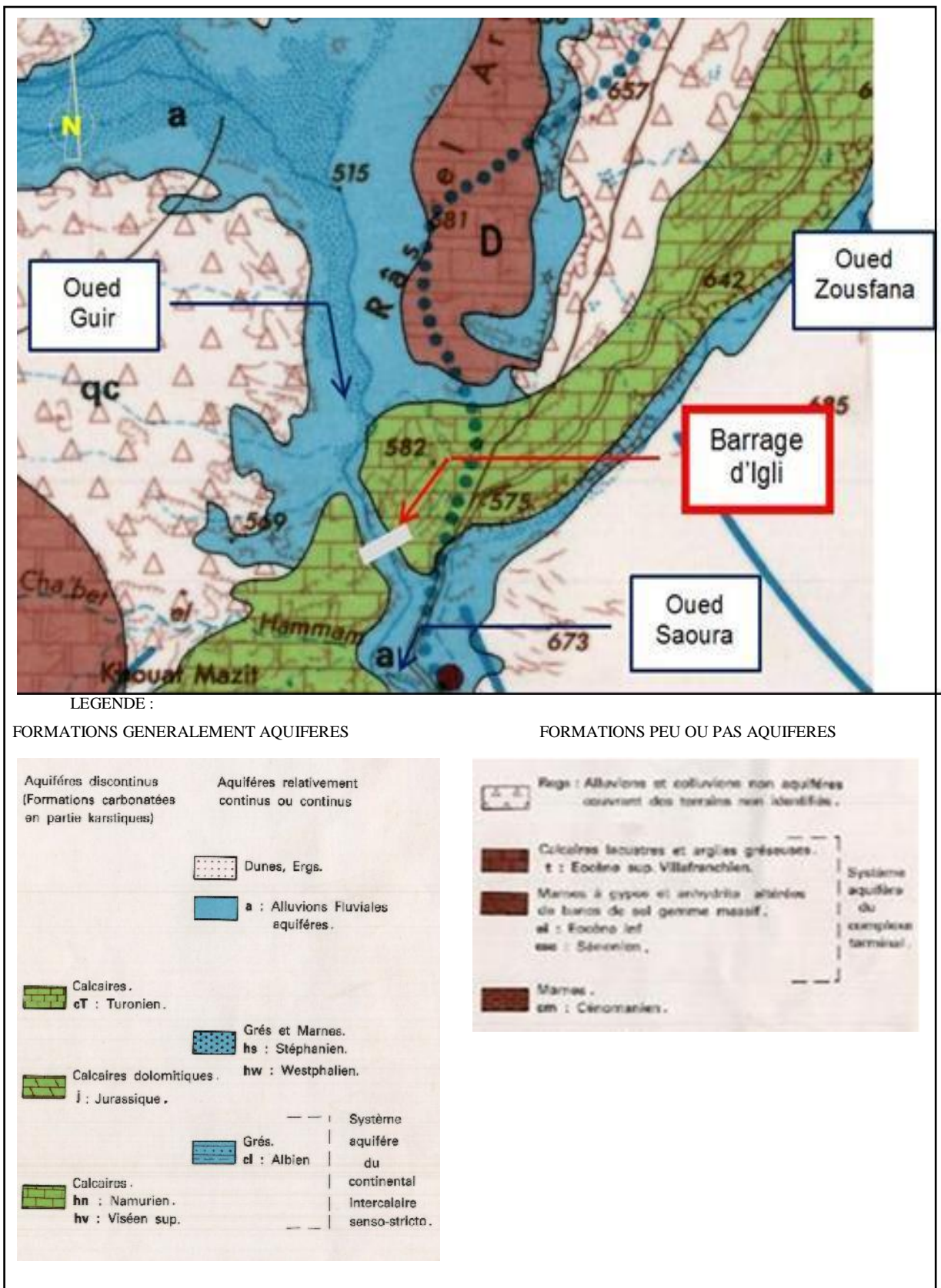
Les calcaires du Viséen comme les calcaires du Namurien constituent un système aquifère composé de deux nappes superposées :

- la nappe supérieure : constituée par les calcaires fissurés du Djenien;
- la nappe inférieure:constituée par les calcaires du Viséen.

L'épaisseur de cette nappe est d'environ 50 m avec une transmissivité de l'ordre de  $10^{-4}$  m<sup>2</sup>/s, il s'agit d'un aquifère fissuré et discontinu. Les calcaires de cette nappe se disposent selon un anticlinal, ce qui n'est pas favorable à l'emmagasinement de réserves, expliquant les faibles potentialités en eau de la région.

Le plateau calcaire de Hamada du Guir s'étend à l'Ouest en aval de O.Saoura et de O.Guir, se caractérise, du point de vue hydrogéologique, par une multitude de micro-bassines, peu profondes, en constituant un domaine aréique. Cette nappe n'est alimentée qu'exceptionnellement par les rares eaux météoriques.

En ce qui concerne le Grand Erg Occidental, situé à l'Est de l'oued Saoura et du bas-Guir, il ne constitue qu'exceptionnellement des réserves aquifères. Le gradient hydraulique est d'environ 0,2 % vers l'oued Saoura (en aval du site du barrage), où se localise une des plus importantes sources de la région, connue comme la Grande Source de Beni-Abbés.



**Figure II.4** la Carte Hydrogéologique de la région (extrait de la carte hydrogéologique de Béchar à l'échelle 1:500 00)(ANBT.2017)

**II.3 Reconnaissances géophysiques :**

La première phase de reconnaissances réalisée sur le site du barrage d'Igli a inclue la réalisation des prospections géophysiques, en couvrant tout l'extension du couloir d'implantation du barrage. La campagne géophysique réalisée comprend :

- ❖ 36 Profils sismiques à 24 géophones (120 m) ;
- ❖ 5 Sondages électriques verticaux (AB =100 m) ;
- ❖ 4 Sondages électriques verticaux (AB=200 m) ;
- ❖ 11 Sondages électriques verticaux (AB=400 m) ;
- ❖ 2 trainées électriques (AB=200 m).

L'étude géophysique de sismique réfraction, de trainé électrique et de sondage électrique, réalisée sur le site devant acquérir le futur barrage d'Igli a permis de préciser sa structure géologique en profondeur. Elle a indiqué qu'il peut y avoir une 2 a 3 couches .La première couche superficielle peut correspondre aux dépôts meubles (sables et alluvions) peu à moyennement compacts, La couche intermédiaire peut correspondre à des calcaires altérés ou fissurés. Le substratum correspondre à des calcaires compacts .couvrant tout le couloir d'implantation du barrage,

**II.4 Etude géotechnique :**

La réalisation de programme de prospection géotechnique a pour but de caractériser les conditions de fondation du barrage et ses ouvrages hydrauliques annexes. La campagne à réaliser devra permettre :

- ❖ L'identification de l'épaisseur des dépôts de couverture (alluvions, sables éoliens et éventuels sols résiduels d'altération du massif rocheux) ;
- ❖ La caractérisation lithologique et géotechnique du substrat rocheux sur le site d'implantation du barrage et des ouvrages annexes;
- ❖ La détermination des caractéristiques de résistance, de déformabilité et de perméabilité du massif rocheux.

Cette campagne inclura la réalisation de puits de prospection avec échantillonnage de sols ainsi que la réalisation de sondages géotechniques avec d'essais de perméabilité, d'essais dilatométriques, d'essais de pénétration au carottier (SPT) et avec l'installation de piézomètres hydrauliques. Des échantillons de roche seront aussi sélectionnés à partir des carottes des sondages pour la réalisation d'essais au laboratoire.

**II.4.1 Reconnaissances réalisées :**

L'exécution des travaux de prospection par le bureau d'études Portugal compris :

**II.4.1.1 Sondages géotechniques :**

Les forages commencent avec un diamètre de 76 mm jusqu'à un diamètre égal à 101 mm, leurs emplacements et profondeurs sont indiqués dans le tableau (**Tableau II.1**)

**Tableau II.1** Sondages géotechniques sur le site du barrage

<b>Sondage</b>	<b>Local</b>	<b>Profondeur</b>	<b>Inclination (°)</b>
SG1	Rive droite	40	90
SG2	Rive droite	40	90
SG3	Rive droite	40	90
SG4	Vallée	40	90
SG5	Vallée	50	90
SG6	Vallée	50	90
SG7	Vallée	50	90
SG8	Rive gauche	40	90
SG9	Rive gauche	40	90
SG10	Bassin de dissipation	30	90

❖ **Zone d'emprunt :**

Elle se trouve loin du site de barrage environ 200 Km de site (Abada). Dix-huit puits de reconnaissance ont été réalisés sont destinés à mettre en évidence les réserves et la qualité des matériaux rocheux et argileux nécessaires à la construction de la digue.

Tableau II.2 : les essais réalisés sur les zones d'emprunt.

Profondeur	Zone d'emprunt des grès						Zone d'emprunt des sols cohérents			
	SR-1C	SR-2C	SR-3C	SR-4C	SR-5C	SR-6C	Axe	Aire (m <sup>2</sup> )	N° de puits de reconnaissance	Puissance moyenne de la couche utile (m)
0-1	Blocs, Cailloux et Sables	Blocs, Cailloux et Sables	Blocs, Cailloux et Sables	Blocs, Cailloux et Sables	Blocs, Cailloux et Sables	Blocs, Cailloux et Sables	I-1	35 000	PR-1B	2.5
1-2										
2-3	Grès	Grès, argilites et aléurites	Grès, argilites et aléurites	Grès, argilites et aléurites	Grès, argilite et aléurites	Grès, argilites et aléurites	I-2	47 000	PR-1, PR2 et PR-2B	2.5
3-4										
4-5	Grès	Grès, argilites et aléurites	Grès, argilites et aléurites	Grès, argilites et aléurites	Grès, argilite et aléurites	Grès, argilites et aléurites	I-3	30 000	PR-3B,4B	2.0
5-9										
9-12	argilites	Grès, argilites et aléurites	Grès, argilites et aléurites	Grès, argilites et aléurites	Grès, argilite et aléurites	Grès, argilites et aléurites	I-4	70 000	PR-5B, 6B, 7B	2.0
12-17										
17-20	Grès	Grès, argilites et aléurites	Grès, argilites et aléurites	Grès, argilites et aléurites	Grès, argilite et aléurites	Grès, argilites et aléurites	I-5	10 000	PR-8B, 9B, 10B	2.0

(ANBT.2017)

II.4.2 Essais en laboratoire :

L'objectif des essais en laboratoire qui ont été fait est de déterminer les propriétés physico-mécaniques, propriétés de filtration ainsi que la composition chimique des roches et des sols.

Les essais d'identification comprennent l'analyse granulométrique et les limites d'atterberg. Les essais mécaniques comprennent l'essai triaxial et l'essai Proctor normal

❖ Pour les Grès :

Tableau I.3. Caractéristiques géotechnique des matériaux de construction.

Type du matériau	N° de puits	Densité des particules du sol	Densité, g/cm <sup>3</sup>		Teneur en eau, %	Porosité %	Indice de vides	Limite de la résistance à la compression axiale, kg/cm <sup>2</sup>		Absorption d'eau unitaire, %
		ρ <sub>s</sub>	ρ	ρ <sub>d</sub>	W	n	e	R <sub>cs</sub>	R' <sub>cs</sub>	W <sub>n</sub>
Grès	R-1c	2.68	2.25	2.21	1.6	17.5	0.213	225	117	
	R-2c	2.69	2.27	2.23	1.6	17.1	0.206	284	230	
	R-3c	2.70	2.46	2.33	1.7	13.7	0.159	305		



	R-4c	2.69	2.27	2.25	1.1	16.4	0.196	280	110	
	R-5c	2.65	2.31	2.26	2.0	14.7	0.173	189		
	R-6c	2.67	2.34	2.29	2.1	14.2	0.166	218	35	6.3
	M <sub>oy</sub>	2.68	2.32	2.26		15.6	0.185	250	123	6.3

(ANBT.2017)

❖ Pour les sols cohérents :

Résultats de compactage (Essai du Proctor Normale OPN) :

L'essai Proctor a été fait sur les dépôts limoneux (zone d'emprunt) qui ont été extrait dans Puits PR-3B, 4B, 5B, 6B, 9B, 10B et ces résultats sont ci-après :

**Tableau I.4:** résultats des essais Proctor de quelque puits de reconnaissance.

Puits	PR-3B	PR-4B	PR-5B	PR-6B	PR-9B	PR-10B
Profondeur	3	3	3	3	3	3
Densité sèche optimale (g/cm <sup>2</sup> )	1.82	1.76	1.91	1.86	1.86	1.73
Teneur optimale	13.4	16.5	12.8	14.4	12.01	17.78

(ANBT.2017)

Les autres résultats des essais mécaniques se manifestent dans le tableau suivant :

Tableau I.5 : résultats des essais des sols

Types de sol	Nb de puits de reconnaissance	Teneur en eau optimale %	Densité maximale g/cm <sup>3</sup> état sec	Teneur en eau			Indice de plasticité	Coef de perméabilité m/j
				naturelle	A la limite de liquidité	A la limite de plasticité		
		W <sub>opt</sub>	ρ <sub>dmax</sub>	W	W <sub>L</sub>	W <sub>p</sub>	I <sub>p</sub>	K <sub>f</sub>
Argile	PR1-1	17.6	1.66	0.168	0.413	0.212	0.200	3.43*10 <sup>-5</sup>
	PR-2							
	PR-1B							
	PR-2B							
	PR-8B							
Limon	PR-3B	14.8	1.85	0.134	0.243	0.234	0.103	4.24*10 <sup>-3</sup>
	PR-4B							
	PR-5B							
	PR-6B							
	PR-7B							
	PR-9B							
	PR-10B							

(ANBT.2017)

**Granulométrie en %du tamisât :**

Les courbes granulométriques des sols cohérents ainsi que les grès (pierres cassées) se trouvent dans l'annexe

**II5 Matériaux de construction :**

En ce qui concerne les matériaux de construction disponibles dans la zone de la retenue et aux alentours, jusqu'à des distances compatibles avec son exploitation viable du point de vue technique et économique, il y aura essentiellement des matériaux rocheux et des sables et des argiles un peu plus loin.

Dans cette phase de l'étude, une carrière exploitée par l'entreprise Prograd 2000 a été identifiée dans la région de Béchar. Il s'agit d'une carrière de production d'agrégats, graviers cribles, graviers de carrière, graviers de rivière et graviers triés.

Plus proche du site du barrage d'Igli, le long de l'oued, il y a des petites sablières d'extraction de sables de gris et de tout-venant. En plus, des petites carrières, comme le cas de la carrière Boulmane, existent tout près de la commune d'Igli.

❖ **Les Grès :**

La carrière de grès est située près du site du barrage d'IGLI. On a réalisé 6 sondages : SR-1C, SR-2C, SR-3C, SR-4C, SR-5C d'une profondeur de 20 m chacun et SR-6C, d'une profondeur de 40 m. L'épaisseur moyenne de la couche d'argilites est de 5m et 1.5m pour les aleurolites. La granulométrie des terrains de carrière a été déterminée de façon analytique lors de l'analyse du matériau de carottes.

Les caractéristiques physiques et mécaniques des grès sont, La densité de la roche est 2,30g/cm<sup>3</sup>. La porosité est égale à 15,5%, l'indice de vides - 0,184. La valeur normative de la limite de résistance à la compression axiale RCS est de 268 kg/cm<sup>2</sup>, La valeur de calcul de la limite de résistance à la compression axiale en état saturé RICS I=106 kg/cm<sup>2</sup>. Le coefficient d'amollissement (KW) est de 0,35, L'absorption d'eau unitaire est de 4,0%.

❖ **Sols cohérents :**

La zone d'emprunt se situe à 100 km du barrage, lors de l'exploration de la zone d'emprunt on a fait 12 puits de reconnaissance d'une profondeur de 3 à 4 m. La puissance des dépôts argilo-limoneux sont de 1,9-4,0 m, recouverts par la terre végétale d'une puissance de 0,2-0,4 m.

✓ **Argiles**

La densité  $\rho_d$  est de 1,66 g/cm<sup>3</sup>, la teneur en eau optimale ( $W_{opt} = 15,0-20,0\%$ ), la teneur en eau à la limite de liquidité (WL) est égale à 0,413, l'indice de plasticité (IP) est égal à 0,200, le coefficient de perméabilité des argiles est de  $3,43 \times 10^{-5}$  m/jour, la pression de gonflement ( $\sigma_{sw}$ ) est égale 2,1 kg/cm<sup>2</sup>, l'humidité du gonflement  $W_{sw}$  coefficient de consolidation de filtration ( $C_v$ ) à la pression normale est de  $(1,12-2,21) \times 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s, la limite de résistance à la compression axiale RCS des échantillons saturés d'eau a été de 0,29-0,56 kg/cm<sup>2</sup>.

✓ **Limons**

La densité maximale moyenne du squelette  $\rho_d$  est égale à 1,85 g/cm<sup>3</sup>, la teneur en eau optimale ( $W_{opt}=12,0\%$  à  $17,77\%$ ), la teneur en eau à la limite de liquidité (WL 0,243), la teneur en eau à la limite de plasticité ( $W_P= 0,140$ ), l'indice de plasticité ( $IP=0,103$ ), le coefficient de perméabilité des limons ( $K_f=1,6 \times 10^{-1}$  m/jour), Les indices de résistance Lors des essais suivant le schéma (CD)  $\phi = 20$ ,  $C=0,340$  kg/cm<sup>2</sup>, l'humidité du gonflement ( $W_{sw}=19,8\%$ ).

**II6 La sismicité :**

La région de Béchar est située dans la zone frontière entre deux grandes unités Structurales : L'Atlas Saharien, au Nord de Béchar et La Plateforme Saharienne, au Sud de Béchar. Quelques évènements sismiques de faible magnitude ont été enregistrés entre 1977 et 2016 à 300 km du couloir d'implantation du barrage d'Igli, mais ils ne présentent d'effets importants sur notre ouvrage en s'appuyant sur le règlement parasismique Algérienne.

Le site de barrage d'Igli est situé dans la zone sismique (0) selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003). Notre ouvrage est classé groupe d'usage (1B) selon son importance, par conséquent le coefficient d'accélération de zone est égal à 0.



**Figure II.5** Carte de micro zonage sismique du territoire national. (RPA99/version2003).

**Tableau II.6** Coefficients d'accélération du séisme (RPA99/version2003)

Groupe	Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	Classification de l'ouvrage selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.3	0.4	Ouvrage d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.2	0.3	Ouvrage de grande importance
2	0.10	0.15	0.2	0.2	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.1	0.1	Ouvrages de faible importance

**Conclusion :**

Les travaux de reconnaissance, ainsi que les analyses qui ont été effectuées nous permettent de dire que toutes les conditions géotechniques et géologiques sont favorables pour la réalisation d'un barrage sur le site d'IGLI de la willaya de Bechar.



**Chapitre III :**  
**Etude hydrologique**

**Introduction :**

Le présent chapitre concerne l'étude hydrologique du projet du barrage d'Igli sur Oued Guir dans wilaya de Bechar , dont l'objet est la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morphologiques, les données climatiques, pluviométriques, ainsi que la détermination des apports fréquentiels, Par ailleurs, le calcul des débits maximums et les apports solides feront l'objet de ce chapitre.

**III.1 Situation géographique :**

Les coordonnées Géographiques (Fuseau 30) de l'axe du barrage sont les suivantes :

$X=30^{\circ}33'17''N$  ;

$Y=2^{\circ}19'25''W$  ;

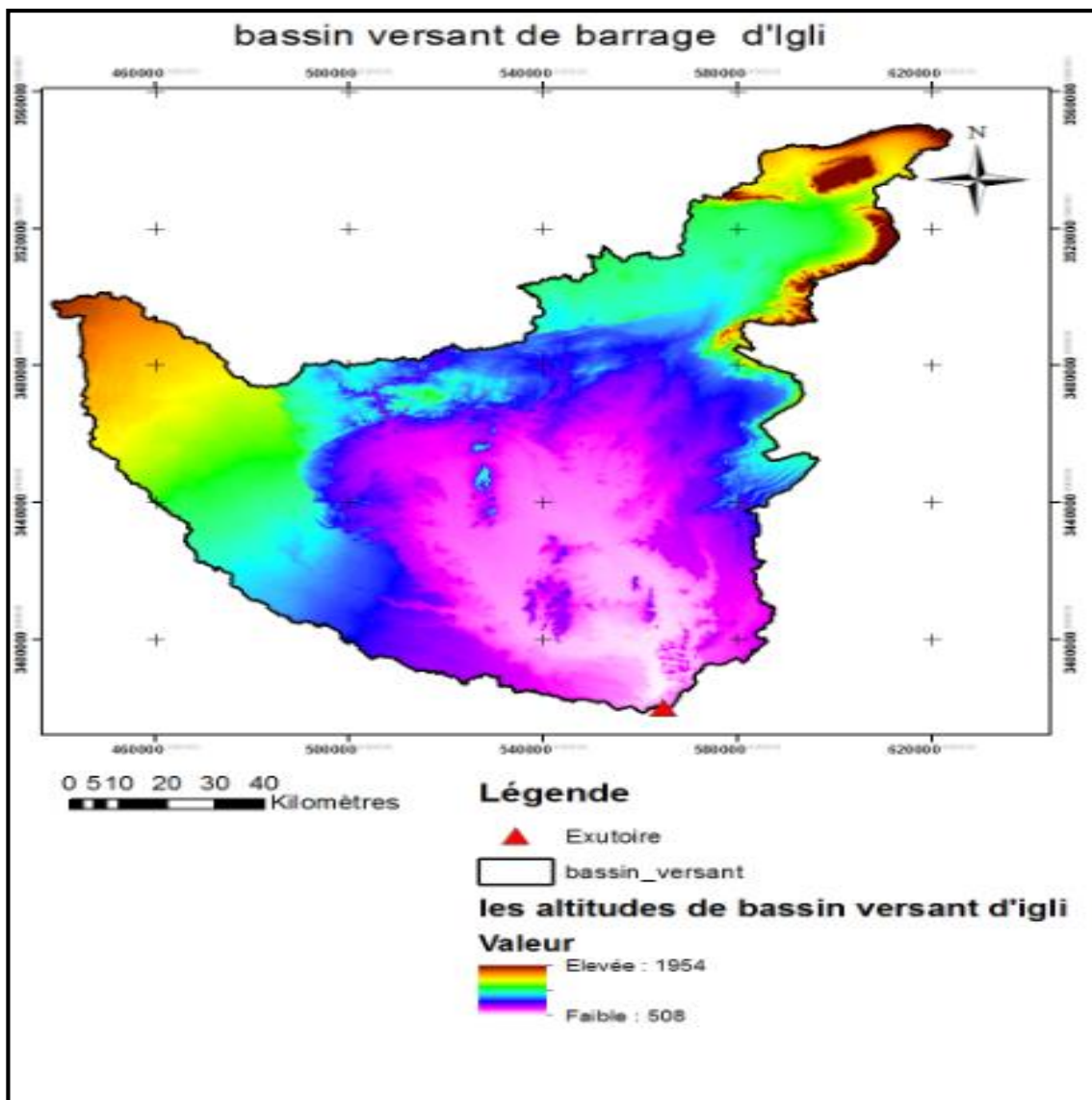
$Z=506$

**III.2 Caractéristiques morphologiques du bassin versant :****III.2.1 Délimitation de bassin versant :**

Un bassin versant ou bassin hydrologique est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés par les précipitations, et dont les excès en canaux ou en matières solides transportés par l'eau forment, en un point unique dans l'espace, une embouchure ou un exutoire.

Généralement, un bassin versant est déterminé par sa morphologie, et essentiellement par les lignes de crêtes topographiques et de partage des eaux

La Figure (III.01) représente la délimitation du bassin versant de barrage d'Igli



**Figure III.01** délimitation de bassin versant de barrage d'Igli (Arcgis)

### III.2 Paramètres géométriques :

**III 2.2 .1 Surface du bassin versant :** La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S = 14\,452.3 \text{ Km}^2$$

**III 2.2 .2 Périmètre du bassin versant :**

$$P=878.43 \text{ km}$$

**III 2.2 .3 Longueur du talweg principal :**

$$L=172.887 \text{ km}$$



**III 2.3 Paramètres de forme :****III 2.3 .1 Indice de compacité de Gravelius "Kc" :**

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérise la forme du bassin versant, il est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant.

$$kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.1})$$

Avec : K C : Indice de compacité de Gravelius ;

S : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>) ;

P : Périmètre du bassin versant (km) ;

- si KC = 1 => bassin parfaitement circularisé
- si KC = 1.128 => bassin ramassé
- si KC > 1.128 => bassin allongé

AN KC = 2.04 > 1.128 d'où notre bassin est de forme « allongé »

**III 2.3.2 Coefficient d'allongement :**

Est obtenu par la formule suivante :  $kp = \frac{Lcp^2}{S}$  (III.2)

Avec : Lcp : La longueur du talweg principal ;

S : La superficie du bassin versant.

Nous aurons, donc : Kp = 2.068

**III.2.3.3 Rectangle équivalent :**

La notion du rectangle équivalent est une transformation géométrique en un rectangle de dimensions l et L ayant la même surface et le même périmètre que le bassin versant considéré et par conséquent le même indice de compacité .cette notion permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement.

La longueur et la largeur du rectangle équivalent sont respectivement données par les relations qui suivent :

La longueur :

$$L = \frac{kc\sqrt{S}}{1.128} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{kc} \right)^2} \right] \quad (\text{III.3})$$

La largeur :

$$l = \frac{kc\sqrt{S}}{1.128} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{kc} \right)^2} \right] \quad (\text{III. 4})$$

AN : L = 398.57 km

l = 36.26 km

Sachant que les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits côtés, donc pour tracer le rectangle équivalent, on doit calculer les longueurs  $L_i$  pour chaque surface partielle en fixant la largeur  $l=36.26$  Km

On a  $S_i = L_i * l$  d'où  $L_i = S_i / l$

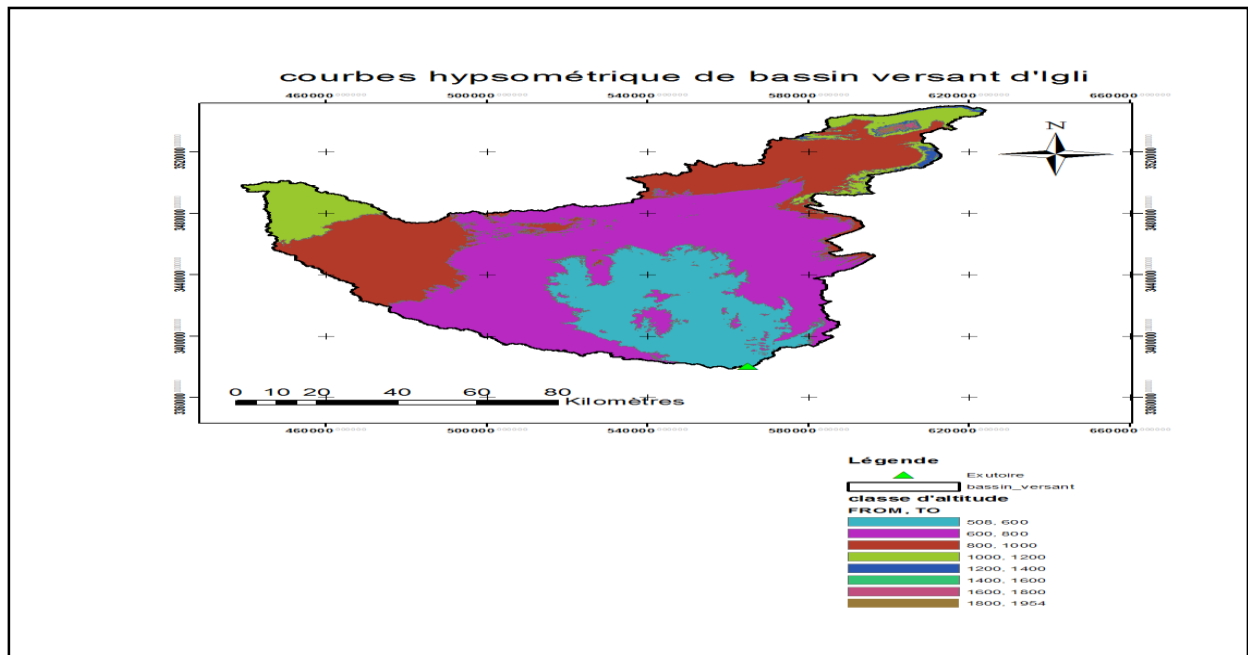
**Tableau III.01. Résultats de calcul de rectangle équivalent**

N °d'ordre	$S_i$ ( Km2 )	l (Km)	$L_i$ (Km)
1	3039.8	36.26	83.83
2	6288.8	36.26	173.43
3	3768.1	36.26	103.91
4	1191.6	36.26	32.86
5	105.42	36.26	2.91
6	27.09	36.26	0.75
7	23.60	36.26	0.66
8	7.43	36.26	0.20

### III.2.4 Paramètres du relief :

#### III.2.4.1 courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. C'est un outil pratique qui donne des indications sur le comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.



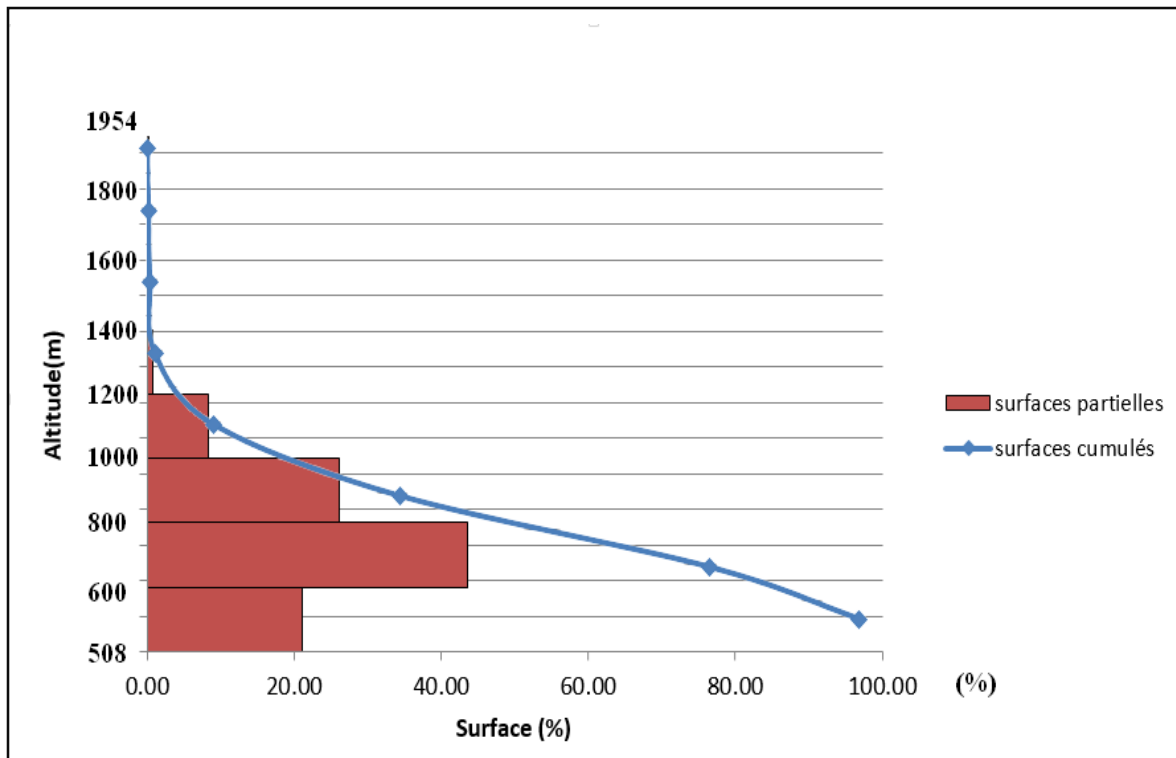
**Figure III.02.**Répartition des courbes de niveaux sur le bassin versant du barrage d’Igli

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du Bassin versant par tranche d’altitude, et surfaces partielles. Sur un graphique on porte en abscisse la surface exprimée en % et en ordonnée l’altitude.

Cette courbe est donnée dans la figure (III.02) à partir du Tableau (III.02).

**Tableau III.02**Surfaces partielles du bassin versant par tranche d’altitude.

Altitudes	Surfaces partielles	Surfaces partielles	Surfaces cumulées
m	Km 2	%	%
1800-1954	7.43	0.05	0.05
1600-1800	23.60	0.16	0.21
1400-1600	27.09	0.19	0.40
1200-1400	105.42	0.73	1.13
1000-1200	1191.65	8.25	9.38
800-1000	3768.11	26.07	35.45
600-800	6288.81	43.51	78.96
508-600	3039.80	21.03	100.00



**Figure III.03** Répartition hypsométrique du Bassin versant du barrage d'Igli

#### III.2.4.2 Altitudes caractéristiques :

A partir de la courbe hypsométrique nous pouvons estimer les altitudes caractéristiques de notre bassin versant :

✓ **Les altitudes max et min le Hmax, Hmin :**

L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas.

$$H_{min} = 508 \text{ mNGA} \quad H_{max} = 1954 \text{ mNGA}$$

✓ **Altitude médiane :**

L'altitude médiane ou H50% est déterminée sur la courbe hypsométrique.

$$H_{50\%} = 708 \text{ m NGA}$$

$$H_{5\%} = 1068 \text{ m NGA}$$

$$H_{95\%} = 548 \text{ m NGA}$$

✓ **Altitudes moyenne :**

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

$$H_{moy} = \sum_{i=1}^n \frac{S_i H_i}{S} \quad (\text{III.5})$$

$$H_i = \frac{H_n + H_{n-1}}{2} \quad (\text{III.6})$$

AN :  $H_{moy} = 762.51 \text{ m}$

Avec  $H_{moy}$ : Altitude moyenne du bassin (m) ;

$S_i$  : Aire comprise entre deux courbes de niveau (km<sup>2</sup>) ;

$H_i$  : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m) ;

$S$  : Superficie totale du bassin versant (km<sup>2</sup>) ;

**Tableau III.03 : Altitudes caractéristiques**

Altitudes (m.NGA)	Valeur
H moyenne	762.51
H médiane	708
H95%	548
H5%	1068
H max	1954
H min	508

### III.2.4.3 Indices de pentes :

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et de permettre ainsi des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

#### ✓ **Indice de pente globale $I_g$ :**

Cet indice est déterminé par la formule suivante il sert à la classification du relief :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (\text{III.7})$$

Où :

$L$  : la longueur du rectangle équivalent ;

A.N :  $I_g = 1.3\text{m/ km}$  donc :  $I_g = 0.13 \%$   $I_g < 0.002$  (relief très faible)

✓ **Indice de pente de Roche  $I_p$  :**

$I_p$  est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau  $H_i$  et  $H_{i-1}$ .

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

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

**Tableau III.04** : Détermination de la pente de Roche  $I_p$

$H_i$ et $H_{i-1}$	$(H_i - H_{i-1})$	$S_i$ (km <sup>2</sup> )	$(S_i$ %)	$S (H_i - H_{i-1})$	$\sqrt{S (H_i - H_{i-1})}$
180	154	7.4	0.0	7.91	2.81
160	200	23.	0.1	32.65	5.71
140	200	27.	0.1	37.50	6.12
120	200	105	0.7	145.89	12.08
100	200	119	8.2	1649.08	40.61
800-	200	376	26.	5214.54	72.21
600-	200	628	43.	8702.85	93.29
508-	92	303	21.	1935.07	43.99

AN :  $I_p = 13.87 \text{ m/ km}$   $\longrightarrow$   $I_p = 1.387 \%$

#### III.2.4.4 La pente moyenne du bassin versant :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de concentration  $T_c$  et influe directement sur le débit de pointe lors d'une averse.

La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$Im = \frac{\Delta h \cdot 0.5 l_1 + l_2 + \dots + 0.5 l_n}{s} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

$l_i$  : longueur totale de courbes de niveau (km).

$\Delta h$  : Dénivelée (m)

$S$  : surface du bassin versant (km<sup>2</sup>).

**Tableau III.05** Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau :

Courbes de niveaux	Les longueurs (Km)
600	1510.37
800	1175.33
1000	592.11
1200	250.51
1400	104.16
1600	52.28
1800	34.69

AN:  $Im = 40.78 \text{ m/Km}$  d'où :  $Im = 4.078 \%$

#### III.2.4.5 Dénivelée spécifique $D_s$ :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M ; appliquée à tout le bassin quel que soit sa surface.

Elle est donnée par la formule :

$$D_s = I_g \sqrt{s} \quad (\text{III.10})$$

Avec :  $I_g$  : Indice de pente global (m/km)

S : Surface du bassin (km<sup>2</sup>)

AN: Ds = 15.63

**Tableau III .06** Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief)

<b>Classe</b>	<b>Relief</b>	<b>Ds (m)</b>
R1	Trèsfaible	Ds < 10
R2	Faible	10 < Ds <
R3	Assezfaible	25 < Ds <
R4	Modéré	50 < Ds <
R5	Assezmodéré	100 < Ds <
R6	Fort	250 < Ds <
R7	Très fort	Ds > 500

On a **10 < Ds < 25** donc on déduit d'après le tableau précédant que notre relief est faible de classe **R2**.

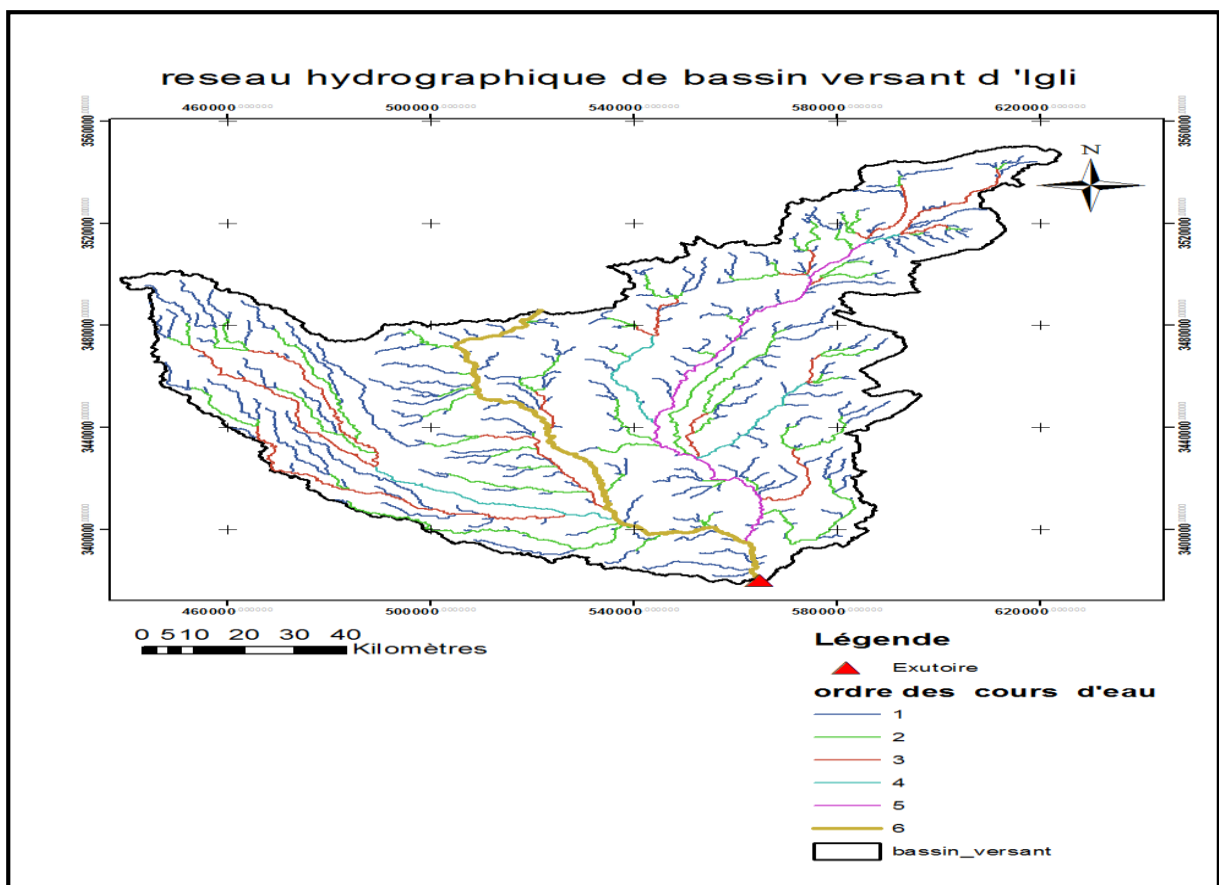


### III.2.5 Paramètres hydrographiques :

#### III.2.5.1 Le chevelu hydrographique :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin versant.

Selon la classification de Schum « tout tronçon de cours d'eau d'ordre  $(x+1)$ , est formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre  $(x)$  ». L'ordre de notre réseau hydrographique est de l'ordre 6.



**Figure III.04** Réseau hydrographique du Bassin versant d'Igli  
(Classification de Schum)

**III.2.5.2 La longueur du cours d'eau principal (L) :**

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il y a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant. Si les deux segments à l'embranchement sont de même ordre, on suit celui qui draine la plus grande surface. D'après le plan topographique la longueur du cours d'eau principale est :

$$L = 172.887 \text{ km.}$$

**III.2.5.3 Pente moyenne de cours d'eau principal  $I_c$  :**

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Il est donné par la formule suivante.

$$I_c = \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad (\text{III.11})$$

Avec : Avec :

$\Delta h$ : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

$\Delta l$ : La longueur de cour d'eau (km)

AN  $I_c = 0.908 \text{ m/km}$   $I_c = 0.0908\%$

**III.2.5.4 La densité de drainage :**

La densité de drainage introduite par Horton, elle dépend de la géologie et des caractéristiques topographiques du bassin versant. Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale des cours d'eaux du bassin versant, à sa surface totale. Elle reflète la dynamique du bassin et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en

$\text{Km}/\text{Km}^2$  selon la relation suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{i=N} L_i}{s} \quad (\text{III.12})$$

Ou :  $D_d$  : densité de drainage [ $\text{km}/\text{km}^2$ ] ;

$L_i$  : la longueur de cour d'eau d'ordre  $i$  [ $\text{km}$ ] ;

$S$  : surface du bassin versant [ $\text{km}^2$ ].

AN :  $D_d = 0.274 \text{ km}/\text{km}^2$

**III.2.5.5 La densité hydrographique et coefficient de torrentialité :**

✓ **La densité hydrographique** : Représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface. Elle est donnée par la relation suivante :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{s} \quad (\text{III.13})$$

$F$  : densité hydrographique [ $\text{km}^{-2}$ ] ;

Ni : nombre de cours d'eau d'ordre i ;

S : surface de bassin versant.

A.N :  $F = 1 \text{ talweg/km}$

✓ **Le coefficient de torrentialité « Ct »** est calculé à l'aide de l'équation :

$$C_t = D_d * F \quad (\text{III.14})$$

Où :  $D_d$  : Densité de drainage  $\text{km/km}^2$  ;

F : Densité hydrographique.

A.N :  $C_t = 0,274$

### III.2.5.6 Temps de concentration $t_c$ :

Le temps de concentration  $t_c$  des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin le plus éloigné et l'exutoire de ce dernier.

Pour son calcul on utilise plusieurs formules :

➤ **Formule de Giandotti** : Cette formule a été éprouvée en Afrique du Nord et paraît fournir une bonne valeur du temps de concentration pour les bassins versant avec superficies supérieures à  $300 \text{ km}^2$ .

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{III.15})$$

Avec :

$t_c$  : Temps de concentration (h).

L : Longueur du talweg principal (Km).

S : Surface du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

$H_{moy}$  : Altitude moyenne du bassin versant (m).

$H_{min}$  : Altitude minimale du bassin versant (m).

A.N :  $t_c = 58 \text{ h}$

➤ **Formule e Turraza/Passini** : cette formule est utilisée pour les bassins ayant une superficie supérieure à  $40 \text{ km}^2$

$$t_c = t_c = \frac{0.108^3 \sqrt{AL}}{IB} \quad (\text{III.16})$$

Avec

$t_c$ : le temps de concentration (h).

$L$  : la longueur du Talweg (km).

$IB$  : la pente moyenne de bassin versant (km/km).

AN :  $t_c = 72.5$  h

**Tableau III.07** Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration

Formule utilisée	$t_c$ (heures)
Formule de GIANDOTTI	58
Formule de Turraza/Passini	72.5

D'après ces résultats on prend en considération la Formule de Giandotticar elle nous Donne la valeur la plus petite d'où  $t_c = 58$  h

### III.2.5.7 Vitesse moyenne 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 météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration :

$$VR = \frac{L}{t_c} \quad (\text{III.17})$$

Où :  $L$ : Longueur de talweg principal en [Km];  $T_c$  : temps de concentration en [heure].

AN  $VR = 2.98$  km/h

**Tableau III.08** : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant :

Désignations		Symbol	Unités	Valeurs
Superficie		S	Km <sup>2</sup>	14 452.3
Périmètre		P	Km	878.43
Longueur du cours d'eau principal		LP	km	172.887
Indice de compacité		KC	-	2.04
Coefficient d'allongement		Ca	-	2.068
Rectangle équivalent	Longueur	Lr	Km	398.57
	Largeur	lr	km	36.26
Altitudes	Maximale	Hmax	m	1954
	Minimale	Hmin	m	508
	Moyenne	Hmoy	m	762.51
	Médiane	H50%	m	708
	5%	H5%	m	1068
	95%	H95%	m	548
Indice de penteglobale		Ig	m/Km	1.3
Indice de pente de Roche		Ip	%	1.2
Pente moyenne du bassin versant		Imoy	%	4.078
Pente moyenne du cours d'eau		Ic	%	0.0908
Dénivelé spécifique		Ds	m	15.63
Densité de drainage		Dd	Km/Km <sup>2</sup>	0.274
Densité hydrographique		F	Talweg/km	1
Temps de concentration		tc	h	58
Vitesse de ruissellement		VR	Km/h	2.98
Coefficient de torrentialité		Ct	-	0.274

### III.3 Données climatologiques :

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et des ouvrages annexes. Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

#### III.3.1 Températures :

La température moyenne annuelle, selon les données publiées à Mekideche et al. (1995), pour les stations de Béchar et de Béni-Abbés pendant les périodes respectives, 1951-1988 et 1961-1990, est de 21°C à Béchar et de 22,5°C à Béni-Abbés.

Selon le **Tableau III.09** on vérifie que le mois le plus chaud est le mois de Juillet et le mois le plus froid est le mois de Janvier

**Tableau III.09 :** Températures moyennes mensuelles (C°) relevées aux stations de Béchar et de Béni-Abbés (Mekideche et al, 1995).

Stati	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Mo
Béchar	27,7	20,9	14,8	10,1	10,0	12,5	15,9	19,4	24,2	29,3	33,1	32,4	21,0
Béni Abbés													22,5
	7,7	2,6	6,6	1,5	1,2	4,1	7,3	1,5	6,4	1,4	4,9	4,2	

#### III.3.2 Le vent :

Les vents sont fréquents, en particulier aux mois de mars et avril, sous forme de tempêtes de sable. En hiver, le vent souffle d'une part du Nord et du Nord-est et d'autre part du Nord- Ouest et du Sud-ouest. Celui du Nord-est est le vent dominant. En été, les vents les plus fréquents sont ceux du Sud (sirocco) (Kabour et al. 2015).

Selon Farouk et al. (2011), l'Algérie a 78% de sa superficie caractérisée par des vents avec des vitesses dépassant 3 m/s. Environ 40% de ces vitesses sont supérieures à 5 m/s. Au niveau de la ville de Béchar, la vitesse moyenne du vent est d'environ 4 m/s.

#### III.3.3 l'évaporation :

L'évaporation considérable dans le Sahara est due principalement à la forte continentalité et à sa position sous les tropiques. D'une façon générale, l'évaporation croît légèrement du Nord vers le sud du Sahara.

L'évaporation a été étudiée sur la base des données des stations de Béchar et du barrage de Djorf Torba.

**Tableau III.10** : Evapotranspiration mensuelle interannuelle (ANBT,2016)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Ann
Ev(m m)	261	193	133	114	90	84	133	170	216	263	329	342	2329

**III.3.4 Pluviométrie :**

L'étude des précipitations se base sur les données des stations pluviométriques de Bechar, Abadla, Bou Denib. On utilise la méthode de Thiessen. La détermination des zones d'influence de chaque station pluviométrique est déterminée par ArcGis.

La méthode de Thiessen : c'est une méthode purement géométrique et très utilisée, elle permet d'identifier à partir de la densité de réseau pluviométrique, les zones d'influences et les précipitations moyennes, cette dernière est donnée par la formule suivante (Touaibia, 2003) :

$$P_{moy} = \sum_{i=1}^n (S_i * P_i) / S \quad (\text{III. 18})$$

Avec :  $S_i$  : surface d'influence du pluviomètre  $i$

$P_i$  : Précipitation au poste  $i$

$S$  : Surface de bassin versant

**Tableau III.11** : les stations pluviométriques (ANBT)

Stations	Code	Cordonnées	Altitudes	Période des registres (ans)
Bechar	130113	31°36'00''N ; 02°13'00''W	825	79
Abadla	130114	31°01'00''N ; 02°49'00''W	769	25
Bou Denib	2080	31°57'06''N ; 03°36'10''W	923	49

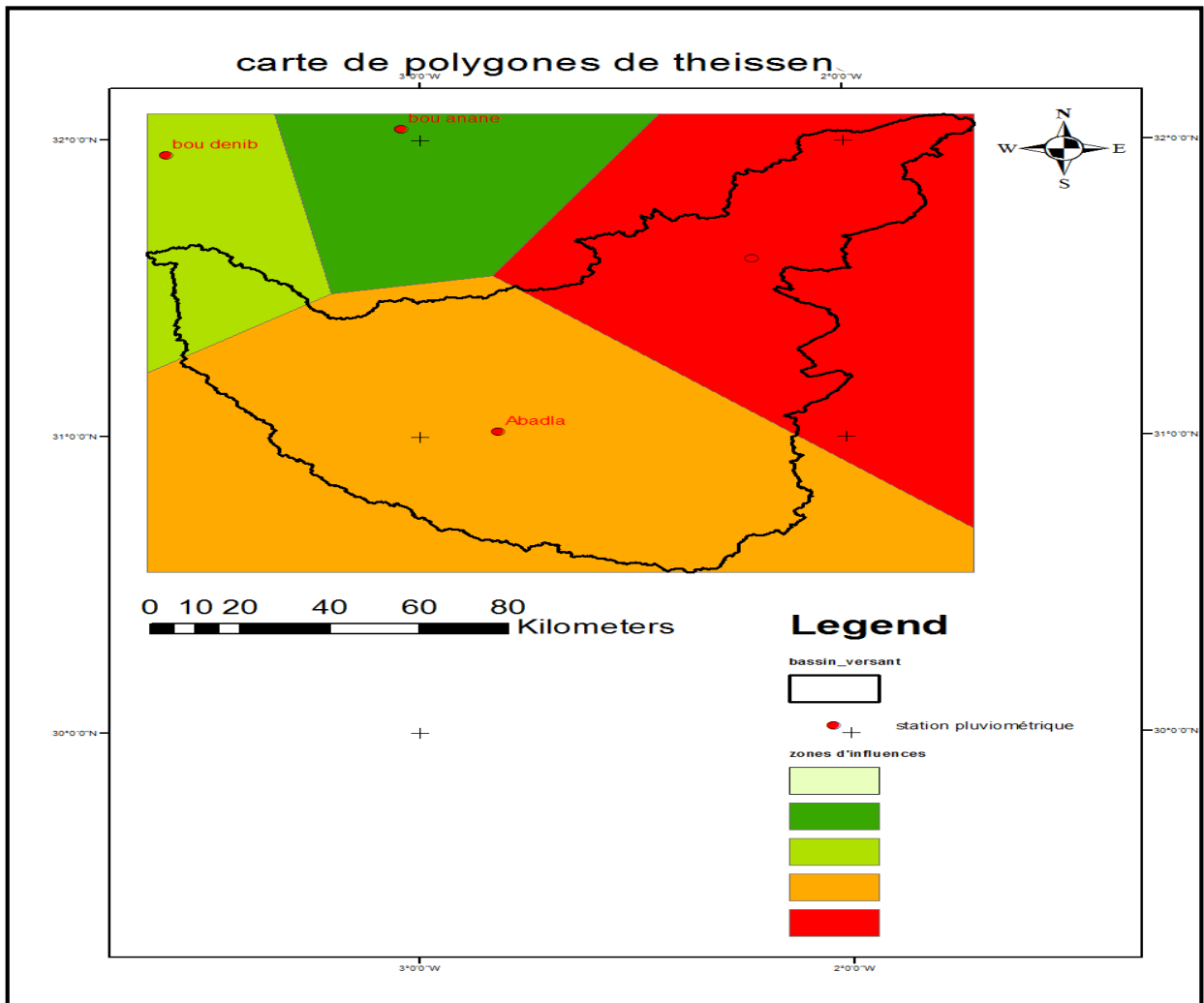


Figure III.05 La carte de polygone de thiessen pour le bassin versant d'Igli.

Tableau III.12 :surfaces des zones dinfluences des stations pluviometriques

station	Surface de zone d'influence (km <sup>2</sup> )
Bechar	4635.04
Abadla	9071.75
Bou Denib	745.74



**III.3.4.1 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin**

**Tableau III.13** Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle de la station de Bechar (ANRH)

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Ann
P m	5.16	13.9	11.5	8.03	8.03	6.72	9.7	7.15	3.87	2.25	0.52	2.35	79.2
Pm (%)	6.51	17.66	14.47	10.14	10.14	8.49	12.23	9.02	4.89	2.84	0.64	2.97	100

**Tableau III.14** Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle de la station d’Abadla(ANRH)

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Ann
P m (mm)	7.56	12.91	7.19	7.10	5.76	5.85	4.40	4.17	1.85	3.64	1.26	2.32	64.02
Pm (%)	11.81	20.17	11.23	11.10	9.00	9.14	6.87	6.52	2.89	5.69	1.97	3.63	100

**Tableau III.15** Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle de la station Bou Denib(Marcel ROCHE.et al ,1975)

	Se	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Ao	Ann
P m (mm)	1.4	15.5	16.3	10.7	5	6	12.4	13.3	3.9	4.9	0.6	4.2	105.2
Pm (%)	1.3	14.7	15.49	10.17	4.75	5.70	11.8	12.6	3.71	4.66	0.57	3.99	100

**III.4 Etude des precipitations :**

**III.4.1 Test d’homogénéité :**

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, pour cela, il y a Plusieurs tests statistiques à utilisés pour s’assurer de l’homogénéité d’une série de données.

Dans notre cas c’est le test de la Médiane (MOOD) qui est utilisé, selon les étapes suivantes

- ❖ On détermine la médiane M après avoir classé la série par ordre croissant.
- ❖ Remplacer la série des valeurs non classée par une suite de signe

+ Pour les valeurs  $x_i > M$ - Pour les valeurs  $x_i < M$

❖ On calcule les quantités  $N_s$  et  $T_s$ , avec

$N_s$ : Nombre total de séries de + ou –

$T_s$  : taille de la plus grande série de + ou –

La série est homogène si et seulement si :

$$N_s > 1(N + 1 - 1.91\sqrt{(N + 1)}) \tag{III.19}$$

$$T_s < 3.3(\log_{10}N + 1) \tag{III.20}$$

Avec :  $N$  : Taille de la série

### III.4.1.1 Station de Bechar :

**Tableau III.16** : Précipitations interannuel de la station de Bechar

Année	Pann	Année	Pa	Ann	Pan
1925/26	67.7	1952/53	66.	197	65.1
1926/27	59.5	1953/54	23	198	63
1927/28	61.9	1954/55	56.	198	62.5
1928/29	59.6	1955/56	10	198	63.7
1929/30	374.	1956/57	52.	198	73.5
1930/31	86.2	1957/58	33.	198	113.
1931/32	34.2	1958/59	34.	198	32.7
1932/33	66.4	1959/60	13	198	98.2
1933/34	145.	1960/61	62.	198	81.5
1934/35	45.8	1961/62	13	198	23
1935/36	88.4	1962/63	13	198	50.3
1936/37	69.4	1963/64	54	199	1.8
1937/38	38.1	1964/65	11	199	48
1938/39	27	1965/66	10	199	107.
1939/40	83.2	1966/67	87.	199	65.8
1940/41	109.	1967/68	50.	199	125.
1941/42	18.4	1968/69	13	199	25.4
1942/43	85.6	1969/70	15	199	51.9
1943/44	89.7	1970/71	77.	199	158.
1944/45	43.1	1971/72	40.	199	27.6
1945/46	60.6	1972/73	38	199	34.8
1946/47	52.6	1973/74	79.	200	9.1
1947/48	65.5	1974/75	75.	200	21
1948/49	60.2	1975/76	15	200	64.7
1949/50	96.8	1976/77	12		
1950/51	29.1	1977/78	11		
1951/52	180.	1978/79	54.		

Tableau III.17 : Résultats du test de la médiane (Station de Bechar)

Année	Pannuel	signe	Année	Pannuel	signe	Année	Pannuel	sign
1925/26	67.7	+	1952/53	66.4	+	1979/80	65.1	-
1926/27	59.5	-	1953/54	239	+	1980/81	63	-
1927/28	61.9	-	1954/55	56.7	-	1981/82	62.5	-
1928/29	59.6	-	1955/56	107.5	+	1982/83	63.7	-
1929/30	374.8	+	1956/57	52.8	-	1983/84	73.5	+
1930/31	86.2	+	1957/58	33.9	-	1984/85	113.2	+
1931/32	34.2	-	1958/59	34.1	-	1985/86	32.7	-
1932/33	66.4	+	1959/60	131.2	+	1986/87	98.2	+
1933/34	145.3	+	1960/61	62.7	-	1987/88	81.5	+
1934/35	45.8	-	1961/62	132.2	+	1988/89	23	-
1935/36	88.4	+	1962/63	131.2	+	1989/90	50.3	-
1936/37	69.4	+	1963/64	54	-	1990/91	1.8	-
1937/38	38.1	-	1964/65	114.5	+	1991/92	48	-
1938/39	27	-	1965/66	105	+	1992/93	107.4	+
1939/40	83.2	+	1966/67	87.1	+	1993/94	65.8	+
1940/41	109.3	+	1967/68	50.7	-	1994/95	125.8	+
1941/42	18.4	-	1968/69	131.5	+	1995/96	25.4	-
1942/43	85.6	+	1969/70	157.4	+	1996/97	51.9	-
1943/44	89.7	+	1970/71	77.2	+	1997/98	158.7	+
1944/45	43.1	-	1971/72	40.7	-	1998/99	27.6	-
1945/46	60.6	-	1972/73	38	-	1999/00	34.8	-
1946/47	52.6	-	1973/74	79.6	+	2000/01	9.1	-
1947/48	65.5	+	1974/75	75.1	+	2001/02	21	-
1948/49	60.2	-	1975/76	159.7	+	2002/03	64.7	-
1949/50	96.8	+	1976/77	122.3	+			
1950/51	29.1	-	1977/78	117.1	+			
1951/52	180.5	+	1978/79	54.7	-			

D'après le tableau III.17 on a :

$$M= 65.3, Ns =38 \text{ et } Ts= 5$$

Vérification des conditions du test :

$$Ns = 38 > 1 (N + 1 - 1.91\sqrt{N + 1}) = 25.48$$

$$Ts= 5 < 3.3 (\log_{10}N + 1) = 6.02$$

Les conditions du test de la médiane sont vérifiées donc la série des pluies annuelles de la station de Bechar est homogène.

#### III.4.1.2 Station d'Abadla :

**Tableau III.18** : Précipitations interannuel de la station d'Abadla

Année	Pannuel	Année	Pannuel
1987/88	45.9	2000/01	20.5
1988/89	108.3	2001/02	26.9
1989/90	73	2002/03	60.4
1990/91	24.5	2003/04	35.4
1991/92	51.5	2004/05	50.8
1992/93	77	2005/06	108.2
1993/94	102.3	2006/07	65.4
1994/95	121.3	2007/08	169.3
1995/96	64.3	2008/09	44.8
1996/97	31.4	2009/10	78.3
1997/98	33.3	2010/11	40.9
1998/99	81.9	2011/12	54.4
1999/00	30.4	2012/13	

**Tableau III.19** : Résultats du test de la médiane (Station de Abadla)

Année	Pannuel	signe	Année	Pannuel	signe
1987/88	45.	-	2000/01	20.5	-
1988/89	108	+	2001/02	26.9	-
1989/90	73	+	2002/03	60.4	+
1990/91	24.	-	2003/04	35.4	-
1991/92	51.	-	2004/05	50.8	-
1992/93	77	+	2005/06	108.2	+
1993/94	102	+	2006/07	65.4	+
1994/95	121	+	2007/08	169.3	+
1995/96	64.	+	2008/09	44.8	-
1996/97	31.	-	2009/10	78.3	+
1997/98	33.	-	2010/11	40.9	-

1998/99	81.	+	2011/12	54.4	-
1999/00	30.	-	2012/13		

D'après le tableau III.19 on a :

$$M= 54.4, N_s =13 \text{ et } T_s= 4$$

Vérification des conditions du test :

$$N_s =13 > 1 (N + 1 - 1.91\sqrt{N + 1}) = 8.003$$

$$T_s =4 < 3.3 (\log_{10}N + 1) = 4.7$$

Les conditions du test de la médiane sont vérifiées donc la série des pluies annuelles de la station d'Abadla est homogène.

#### III.4.1.3 Station de Bou Denib :

**Tableau III.20** : Précipitations interannuel de la station de Bou Denib

Anné	Pa	Année	Pan	Anné	Pan
1922/23	114.3	1942/43	98.9	1962/63	74.6
1923/24	124.2	1943/44	298.2	1963/64	21
1924/25	245.1	1944/45	121.4	1964/65	171.5
1925/26	81	1945/46	101.5	1965/66	76.9
1926/27	38.6	1946/47	82.9	1966/67	172
1927/28	153.8	1947/48	75.93	1967/68	190.6
1928/29	64.3	1948/49	106.8	1968/69	110.6
1929/30	54.2	1949/50	128.7	1969/70	53.4
1930/31	32.9	1950/51	192.9	1970/71	118.7
1931/32	123.5	1951/52	63.9	1971/72	108.6
1932/33	70	1952/53	99.9	1972/73	161.7
1933/34	50.4	1953/54	197.8		
1934/35	47.1	1954/55	126		
1935/36	58.9	1955/56	136.7		
1936/37	45.3	1956/57	76.8		
1937/38	105.9	1957/58	92.3		
1939/39	76.8	1958/59	128.5		
1939/40	84.9	1959/60	79.3		
1940/41	75.1	1960/61	84.3		
1941/42	99.2	1961/62	26.7		

**Tableau III.21** : Résultats du test de la médiane (Station de Bou Denib)

Année	Pannuel	signe	Année	Pannuel	signe	Année	Pannuel	Sgne
1922/2	114.3	+	1939/40	84.9	-	1956/57	76.8	-
1923/2	124.2	+	1940/41	75.1	-	1957/58	92.3	-
1924/2	245.1	+	1941/42	99.2	+	1958/59	128.5	+
1925/2	81	-	1942/43	98.9	-	1959/60	79.3	-
1926/2	38.6	-	1943/44	298.2	+	1960/61	84.3	-
1927/2	153.8	+	1944/45	121.4	+	1961/62	26.7	-
1928/2	64.3	-	1945/46	101.5	+	1962/63	74.6	-
1929/3	54.2	-	1946/47	82.9	-	1963/64	21	-
1930/3	32.9	-	1947/48	75.93	-	1964/65	171.5	+
1931/3	123.5	+	1948/49	106.8	+	1965/66	76.9	-
1932/3	70	-	1949/50	128.7	+	1966/67	172	+
1933/3	50.4	-	1950/51	192.9	+	1967/68	190.6	+
1934/3	47.1	-	1951/52	63.9	-	1968/69	110.6	+
1935/3	58.9	-	1952/53	99.9	+	1969/70	53.4	-
1936/3	45.3	-	1953/54	197.8	+	1970/71	118.7	+
1937/3	105.9	+	1954/55	126	+	1971/72	108.6	+
1939/3	76.8	-	1955/56	136.7	+	1972/73	161.7	+

D'après le tableau III.21 on a :

$$M = 98.9, N_s = 23 \text{ et } T_s = 5$$

Vérification des conditions du test :

$$N_s = 23 > 1 (N + 1 - 1.91\sqrt{N + 1}) = 18.93$$

$$T_s = 5 < 3.3 (\log_{10} N + 1) = 5.66$$

Les conditions du test de la médiane sont vérifiées donc la série des pluies annuelles de la station de Bou Denib est homogène.

Les 3 séries des stations sont homogènes, on applique maintenant la méthode de theissen pour déterminer les pluies moyennes mensuelle interannuelles.

**Tableau III.22** : Résultats du test de la médiane

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Ann
P <sub>Bechar</sub> (mm)	6.51	13.99	11.46	8.03	8.03	6.72	9.69	7.15	3.87	2.25	0.52	2.35	79.23
P <sub>Abadla</sub> (mm)	7.56	12.91	7.19	7.1	5.76	5.85	4.4	4.17	1.85	3.64	1.26	2.32	64.02
P <sub>BouDenib</sub> (mm)	1.4	15.5	16.3	10.7	5	6	12.4	13.3	3.9	4.9	0.6	4.2	105.2

D’après la méthode de theissen on a pluie moyenne annuelle de bassin versant d’IGLI est  $P_{moy} = 71.02\text{mm}$

**III.4.2 Estimation des pluies journalières maximales :**

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d’importants débits, contre lesquels il faut protéger l’ouvrage.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance

L’étude fréquentielle des pluies journalières maximales a pour but l’estimation des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous amène à chercher la loi d’ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

Par manque de données sur la station de Bou Denib (situer au Maroc) .On opte à l’étude des pluies maximales journalières des deux stations de Bechar et Abadla

**Tableau III.23** : Caractéristiques empiriques de la série de Bechar

Caractéristiques	Valeur
Nombred’observations	76
moyenne	20.7
Ecart-type	16.2
médiane	16
Coefficient de variation [ Cv]	0.78

**Tableau III.24** : Caractéristiques empiriques de la série d'Abadla

Caractéristiques	Valeur
Nombred'observations	23
moyenne	17.5
Ecart-type	14.7
médiane	14
Coefficient de variation [ Cv]	0.837

**III.4.2.1 Choix de la loi d'ajustement :**

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN". On utilise la méthode de maximum de vraisemblance.

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- La loi de Gumbel. (Loi doublement exponentielle)
- La loi de Galton (Log-normale).

**❖ Ajustement à la loi Log normale (loi de GALTON) :**

Sa fonction de répartition pour des fréquences au non dépassement est la suivante :

$$F(x) = \int_{-\infty}^u \frac{1 * e^{-\frac{\mu^2}{2}}}{\sqrt{2 * \pi}} d\mu \quad (\text{III.21})$$

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{et} \quad q = F(x) = \frac{m-0.5}{n} \quad (\text{III.22})$$

Avec :

m : Numéro d'ordre de la valeur.

n : Taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement à la loi normale :

$$x_{p\%} = x_{moy} + \sigma u_{p\%} \quad (\text{III.23})$$

$\sigma$ : Ecart-type

Avec : x moy : Hauteur de pluie moyenne



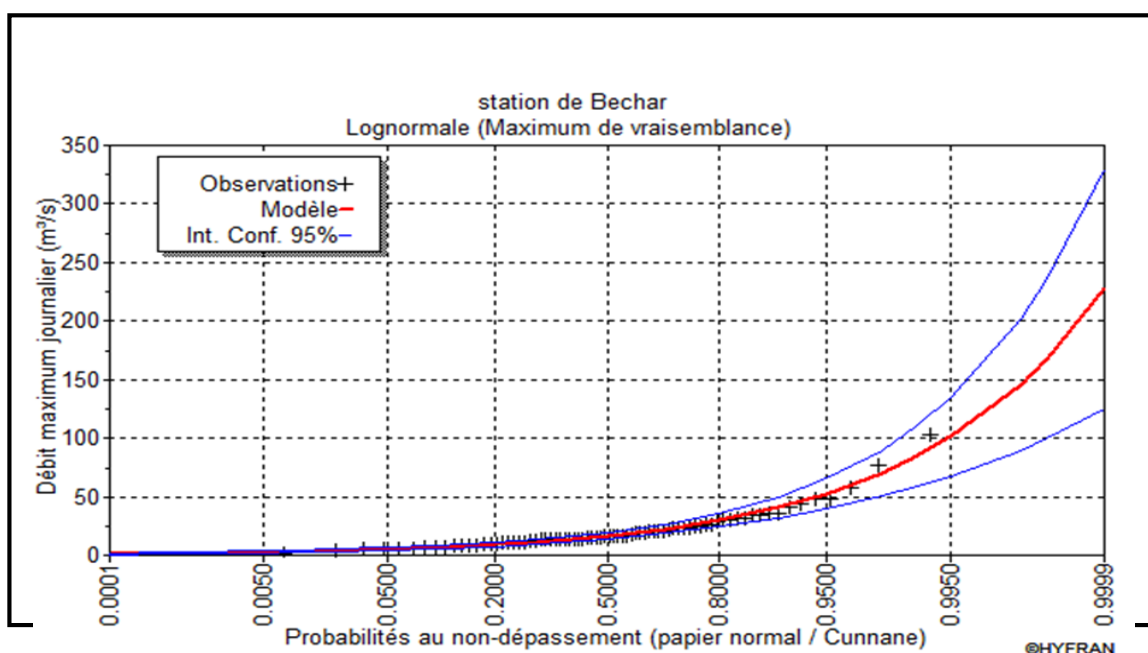
- Up% : Variable réduite de Gauss
- q : Fréquence au non-dépassement
- T : Période de retour
- X : Précipitation maximale journalière

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau(III.25) suivant et le graphique par la figure (III.06)

➤ **Station de Bechar :**

**Tableau III.25 :** Ajustement à la loi Log-Normale (station de Bechar)

T (ans)	Fréquence	Pjmax (mm)	Ecart-type	Intervalle de Confiance (mm)
10000.0	0.9999	142	52.7	39.0 - 245
2000.0	0.9995	109	36.3	37.9 - 180
1000.0	0.9990	96.4	30.5	36.7 - 156
200.0	0.9950	70.1	19.1	32.6 - 108
100.0	0.9900	60.1	15.2	30.4 - 89.9
50.0	0.9800	50.8	11.7	27.8 - 73.8
20.0	0.9500	39.4	7.90	23.9 - 54.9
10.0	0.9000	31.5	5.54	20.6 - 42.3
5.0	0.8000	24.0	3.62	16.9 - 31.1
3.0	0.6667	18.6	2.51	13.7 - 23.5
2.0	0.5000	14.2	1.84	10.6 - 17.8



**Figure III.06** Représentation graphique de la loi Log-normale (station de Bechar)

➤ **paramètres**

Taille :  $n = 76$

➤ **Quantiles**

$q = F(X)$  (probabilité au non-dépassement)

$T = 1 / (1 - q)$

➤ **Test d'adéquation de la loi Log-Normal** (Méthode du maximum de vraisemblance)

➤ **Résultats**

Résultat de la statistique :  $X^2 = 6.21$

**Tableau III.26 :** Caractéristiques de la loi Log-normale (station de Bechar)

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	21.1	20.7
Ecart-type	17	16.2
Médiane	16.4	16
Coefficient de variation	0.805	0.780

➤ **Station Abadla :**

**Tableau III.27 :** Ajustement à la loi Log-Normale (station d'Abadla)

T (ans)	Fréquence	Pmax j (mm)	Ecart-type	Intervalle de Confiance (mm)
10000.0	0.9999	227	52.2	125 - 330
2000.0	0.9995	168	34.7	100.0 - 236
1000.0	0.9990	146	28.6	89.8 - 202
200.0	0.9950	101	17.2	67.7 - 135
100.0	0.9900	85.0	13.3	58.9 - 111
50.0	0.9800	70.1	10.1	50.4 - 89.8
20.0	0.9500	52.5	6.55	39.7 - 65.4
10.0	0.9000	40.6	4.46	31.9 - 49.4
5.0	0.8000	29.8	2.81	24.2 - 35.3
3.0	0.6667	22.3	1.89	18.6 - 26.0
2.0	0.5000	16.4	1.33	13.8 - 19.0

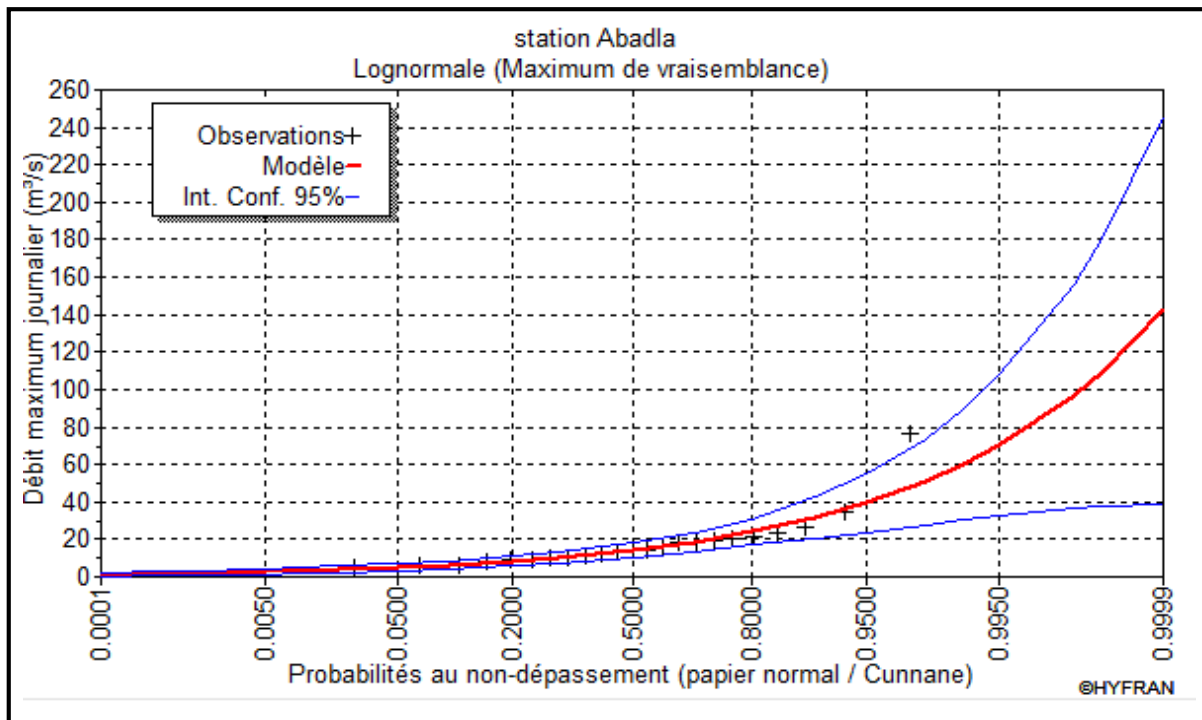


Figure III.07 Représentation graphique de la loi Log-normale (station d'Abadla)

➤ **Résultats**

Résultat de la statistique :  $X^2 = 1.65$

Tableau III.28 : Caractéristiques de la loi Log-normale (station d'Abadla)

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	17.2	17.5
Ecart-type	11.8	14.7
Médiane	14.2	14
Coefficient de variation	0.683	0.837

❖ **Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :**

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \tag{III.24}$$

Tel que :  $y = a(x - x_0)$

L'équation de la droite de Gumbel :

$$P_{maxj} = \frac{1*y}{a} + X_0 \tag{III.25}$$

$$y = - [\ln (- \ln (F (x)))] \quad (\text{III.26})$$

Avec :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \quad (\text{III.27})$$

Avec : 1/a : La pente de la droite de GUMEL

x0: Le paramètre de position (mm)

y : Variable réduite de GUMBEL

m : L'ordre de classement

n : La taille de l'échantillon

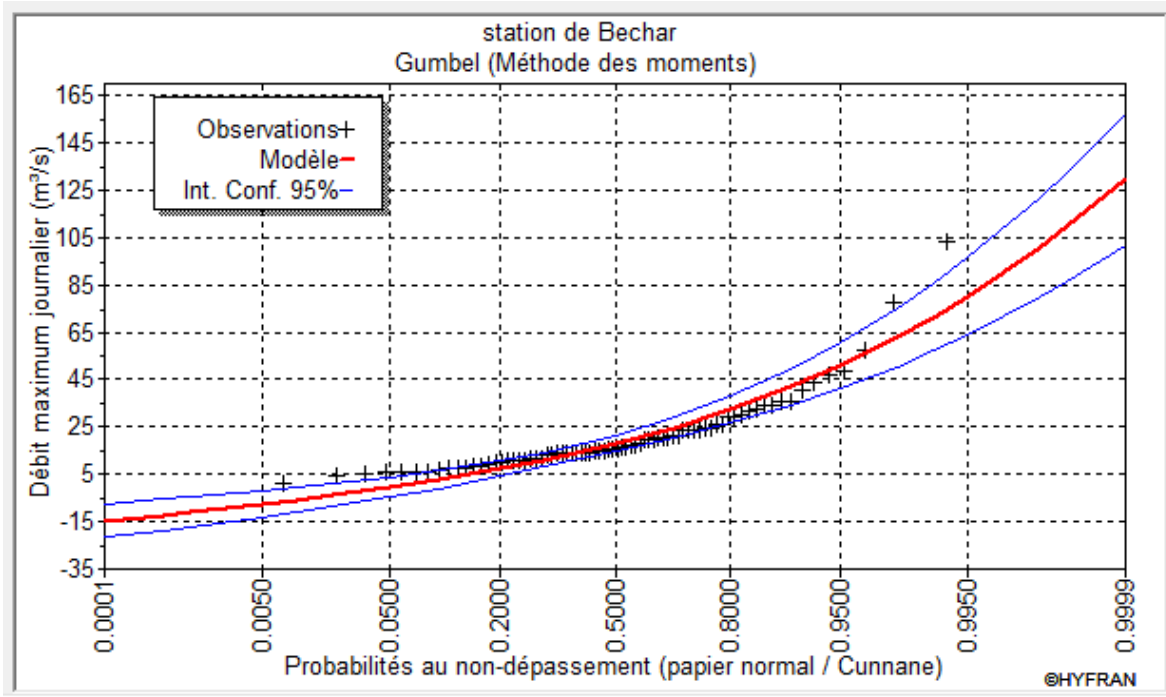
q : Fréquence au non-dépassement

T : Période de retour

➤ **Station de Bechar :**

**Tableau III.29 :** Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel

(ans)	Fréquence	Pmax(mm)	Ecart-type	Intervalle de Confiance (mm)
10000.0	0.9999	130	14.2	102 – 157
2000.0	0.9995	109	11.8	86.3 – 132
1000.0	0.9990	101	10.7	79.6 – 122
200.0	0.9950	80.3	8.32	64.0 - 96.6
100.0	0.9900	71.5	7.28	57.2 - 85.8
50.0	0.9800	62.7	6.25	50.4 - 74.9
20.0	0.9500	50.9	4.89	41.3 - 60.5
10.0	0.9000	41.8	3.87	34.3 - 49.4
5.0	0.8000	32.4	2.87	26.8 - 38.0
3.0	0.6667	24.8	2.16	20.6 - 29.1
2.0	0.5000	18.1	1.70	14.7 - 21.4



**Figure III.08:** Représentation graphique de la loi de Gumbel (station de Bechar )

- **Test d'adéquation de la loi Gumbel (Méthode des moments) :**
- **Résultats : Résultat** de la statistique :  $X^2 = 19.24$

**Tableau III.28 :** Caractéristiques de la loi Gumbel

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	20.7	20.7
Ecart-type	16.2	16.2
Médiane	18.1	16
Coefficient de variation (C <sub>v</sub> )	0.780	0.780

➤ Station d'Abadla :

Tableau III.29 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel (Station de Abadla)

T (ans)	Fréquence	Pmax (mm)	Ecart-type	Intervalle de Confiance (mm)
10000.0	0.9999	116	23.4	70.5 – 162
2000.0	0.9995	97.9	19.4	59.9 – 136
1000.0	0.9990	90.0	17.7	55.3 – 125
200.0	0.9950	71.5	13.7	44.7 - 98.4
100.0	0.9900	63.6	12.0	40.0 - 87.1
50.0	0.9800	55.6	10.3	35.4 - 75.8
20.0	0.9500	44.9	8.07	29.1 - 60.8
10.0	0.9000	36.7	6.39	24.2 - 49.2
5.0	0.8000	28.1	4.73	18.8 - 37.4
3.0	0.6667	21.3	3.57	14.3 - 28.3
2.0	0.5000	15.1	2.81	9.62 - 20.6

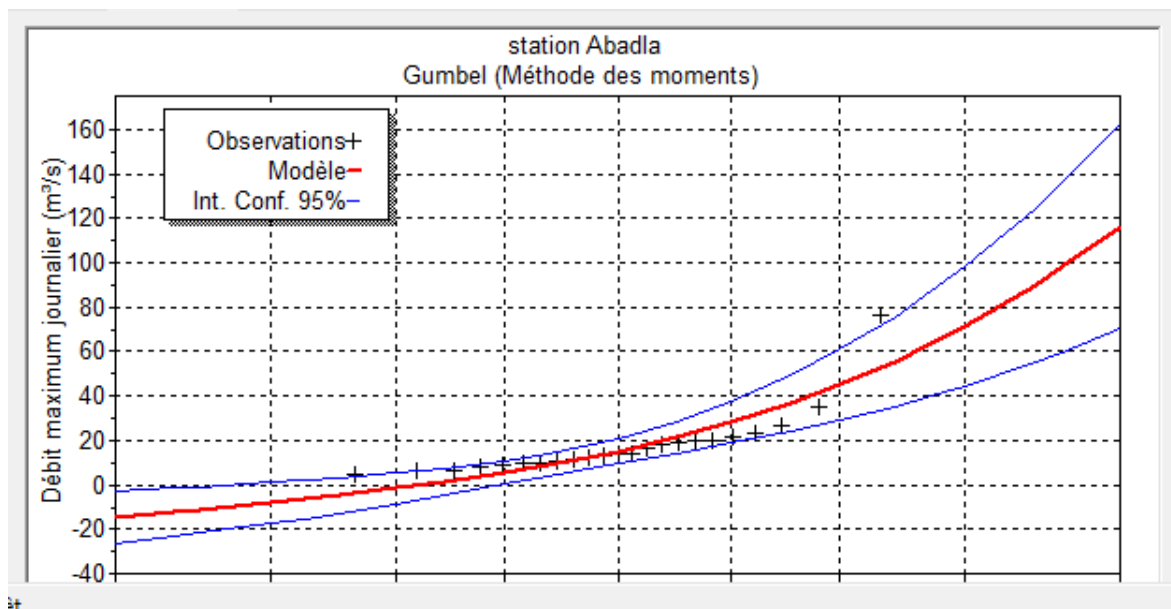


Figure III.09 : Représentation graphique de la loi de Gumbel (station d'Abadla)

- **Test d'adéquation de la loi Gumbel (Méthode des moments) :**
- **Résultats :** Résultat de la statistique :  $X^2 = 10.7$

**Tableau III.30 :** Caractéristiques de la loi Gumbel (Station de Abadla)

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	17.5	17.5
Ecart-type	14.7	14.7
Médiane	15.1	14
Coefficient de	0.837	0.837

**Interprétation :**

D'après les résultats obtenus à partir des deux ajustements que nous avons fait et par comparaison graphique on conclut que la pluie maximale journalière suit les lois log-normale (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proche de la droite de HENRY et aussi il n'y a pas des valeurs négatives des  $P_{jmax}$  d'après cet ajustement.

**Tableau III.31 :** Pluies maximales journalières fréquentielle

Période de retour (ans)	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0.999	0.99	0.98	0.95	0.9	0.8
$P_j \text{ max (mm)}$	146	85	70.1	52.4	40.6	29.8

**III.4.3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences**

Le calcul des pluies de courte durée pour différentes fréquences a été effectué à l'aide de la relation de MONTANARI exprimée par :

$$P_{ct} = P_{jmax} \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad (\text{III.28})$$

Où :

$P_{ct}$  : Pluie de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de  $P_{jmax}$

$P_{jmax}$  : Pluie journalière maximale fréquentielle (mm)

t : Temps en heures

b : Exposant climatique régional (b=0,31)

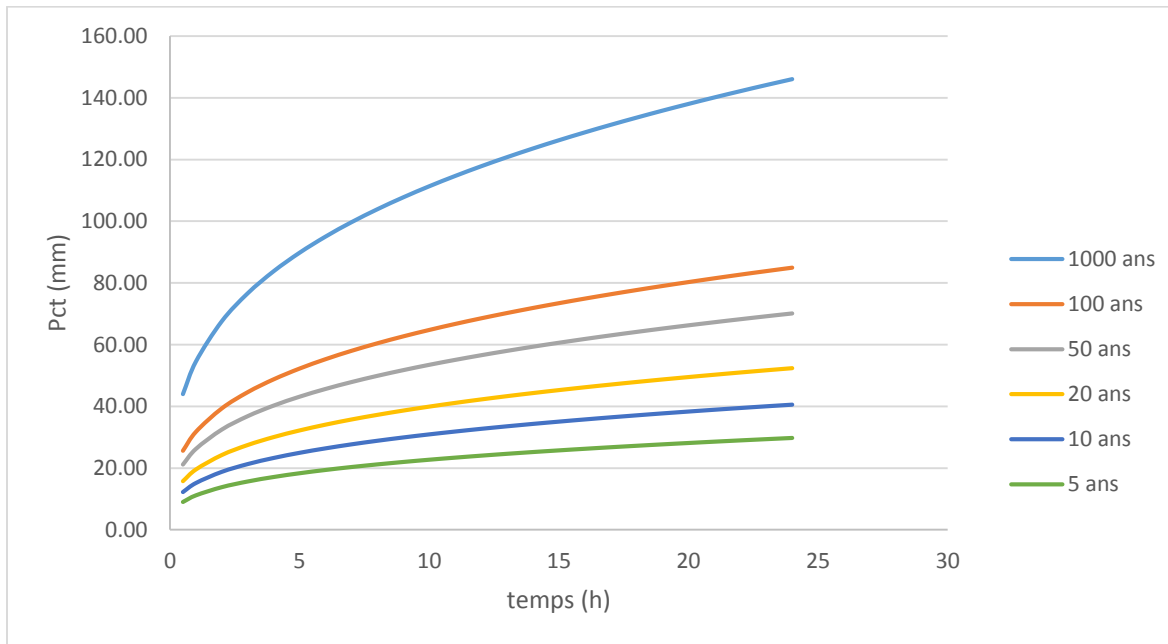
Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation suivante :

$$I_{t= \frac{P_{ct}}{t}} \tag{III.29}$$

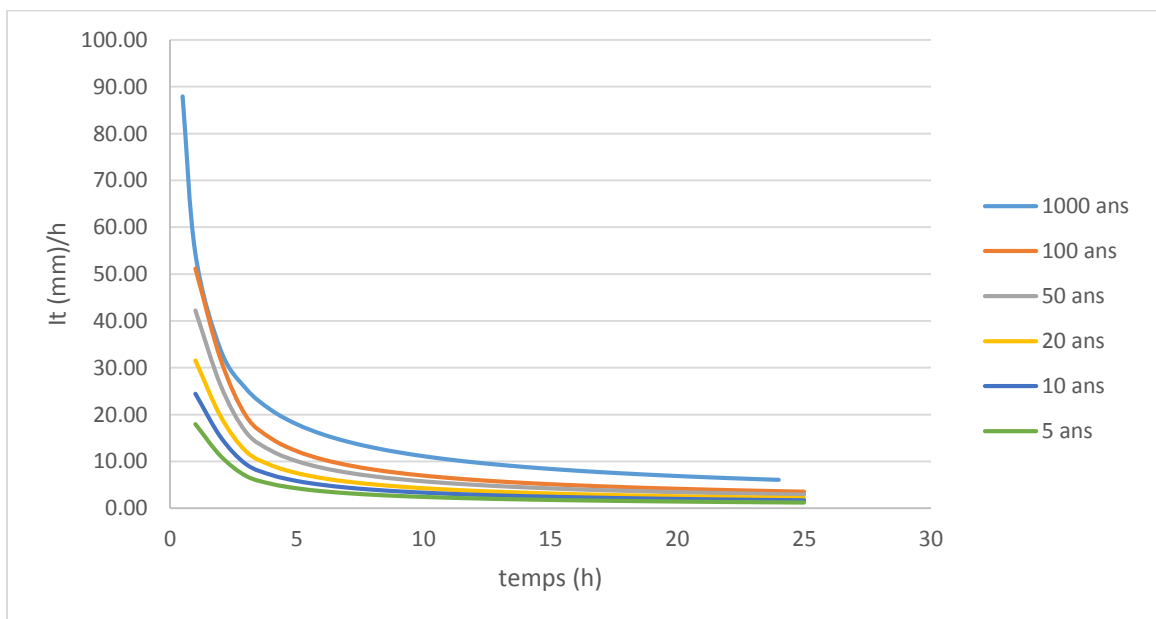
**Tableau III .32 : Pluies de courte durée et intensités de pluie pour différentes fréquences**

periode	1000		100		50		20		10		5	
Fréquence %	0.999		0.99		0.98		0.95		0.9		0.8	
Pmaxj,	146		85		70.1		52.4		40.6		29.8	
T(h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm/h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm/h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm/h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm/h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm/h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm/h)
0,5	43.97	87.94	25.60	51.20	21.11	42.22	15.78	31.56	12.23	24.46	8.97	17.95
1	54.51	54.51	31.74	31.74	26.17	26.17	19.56	19.56	15.16	15.16	11.13	11.13
2	67.58	33.79	39.34	19.67	32.45	16.22	24.25	12.13	18.79	9.40	13.79	6.90
3	76.63	25.54	44.61	14.87	36.79	12.26	27.50	9.17	21.31	7.10	15.64	5.21
4	83.78	20.94	48.77	12.19	40.22	10.06	30.07	7.52	23.30	5.82	17.10	4.27
5	89.78	17.96	52.27	10.45	43.11	8.62	32.22	6.44	24.97	4.99	18.32	3.66
6	95.00	15.83	55.31	9.22	45.61	7.60	34.10	5.68	26.42	4.40	19.39	3.23
7	99.65	14.24	58.01	8.29	47.84	6.83	35.76	5.11	27.71	3.96	20.34	2.91
8	103.86	12.98	60.47	7.56	49.87	6.23	37.28	4.66	28.88	3.61	21.20	2.65
9	107.72	11.97	62.71	6.97	51.72	5.75	38.66	4.30	29.96	3.33	21.99	2.44
10	111.30	11.13	64.80	6.48	53.44	5.34	39.95	3.99	30.95	3.09	22.72	2.27
11	114.64	10.42	66.74	6.07	55.04	5.00	41.14	3.74	31.88	2.90	23.40	2.13
12	117.77	9.81	68.56	5.71	56.55	4.71	42.27	3.52	32.75	2.73	24.04	2.00
13	120.73	9.29	70.29	5.41	57.97	4.46	43.33	3.33	33.57	2.58	24.64	1.90
14	123.53	8.82	71.92	5.14	59.31	4.24	44.34	3.17	34.35	2.45	25.21	1.80
15	126.20	8.41	73.48	4.90	60.60	4.04	45.30	3.02	35.10	2.34	25.76	1.72
16	128.76	8.05	74.96	4.69	61.82	3.86	46.21	2.89	35.80	2.24	26.28	1.64
17	131.20	7.72	76.38	4.49	62.99	3.71	47.09	2.77	36.48	2.15	26.78	1.58
18	133.54	7.42	77.75	4.32	64.12	3.56	47.93	2.66	37.14	2.06	27.26	1.51
19	135.80	7.15	79.06	4.16	65.20	3.43	48.74	2.57	37.76	1.99	27.72	1.46
20	137.98	6.90	80.33	4.02	66.25	3.31	49.52	2.48	38.37	1.92	28.16	1.41
21	140.08	6.67	81.55	3.88	67.26	3.20	50.28	2.39	38.95	1.85	28.59	1.36
22	142.11	6.46	82.74	3.76	68.23	3.10	51.01	2.32	39.52	1.80	29.01	1.32
23	144.09	6.26	83.89	3.65	69.18	3.01	51.71	2.25	40.07	1.74	29.41	1.28
24	146.00	6.08	85.00	3.54	70.10	2.92	52.40	2.18	40.60	1.69	29.80	1.24





**Figure III.10** Représentation des pluies de courte durée en fonction de temps pour différentes fréquences



**Figure III.11** : Représentation des intensités en fonction de temps pour différentes fréquences

### III.5 Evaluation des apports liquides :

#### III.5.1 Apports liquides

##### III.5.1.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A0)

La détermination des apports est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. À défaut de ces dernières, des modèles et des formules

empiriques basées sur la pluviométrie et les caractéristiques du bassin versant peuvent être utilisés. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant de barrage d'Igli est calculée grâce à deux approches :

- Les formules empiriques.
- Par analogie avec le bassin versant voisin.
  
- **a. Par analogie avec le bassin versant voisin.**

Compte tenu du manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, on a essayé d'implanter une station hydrométrique par analogie dans notre bassin.

Une partie de notre bassin a une station hydrométrique qui est la station de Bechar et l'autre partie va être estimée par analogie au bassin de Djorf Torba avec une série des années suffisantes (1941/2016) et une superficie proche de la nôtre, et aussi les conditions topographiques géologiques et climatologiques presque les mêmes.

**Tableau III.33** les apports moyens interannuels de la station de Bechar

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total
A(hm <sup>3</sup> )	15.4	14.4	15.8	16	13.1	12.9	17.6	15.6	15.7	13.7	11.1	11.5	188.8

L'apport moyen interannuelle de sous bassin 1 est de 188.8 hm<sup>3</sup>

**Tableau III.34** les apports moyens interannuel de bassin de Djorf Torba

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jui	Ao	Tot
A(hm <sup>3</sup> )	13.7	54.7	37.9	13.6	8.9	7.5	5.8	26.6	22.1	3.7	2.5	1.3	198.4

L'apport moyen annuel du site (sous bassin 2) est calculé par la formule suivante :

$$A_{site} = A_{st} \left( \frac{S_{bv\ site}}{S_{bv\ st}} \right) \tag{III.30}$$

Avec :

**Asite** : Apport moyen interannuel estimé du site

**Ast** : Apport moyenne interannuelle de bassin voisin (DjorfTorba )

**Sbvsite** : Surface du bassin versant du site est de 12 666.303 Km<sup>2</sup>

**Sbvst** : Surface du bassin versant voisin (DorfTorba) est de 26 345.74 Km<sup>2</sup>

$$A_{\text{site}} = 284.19 \text{ Mm}^3$$

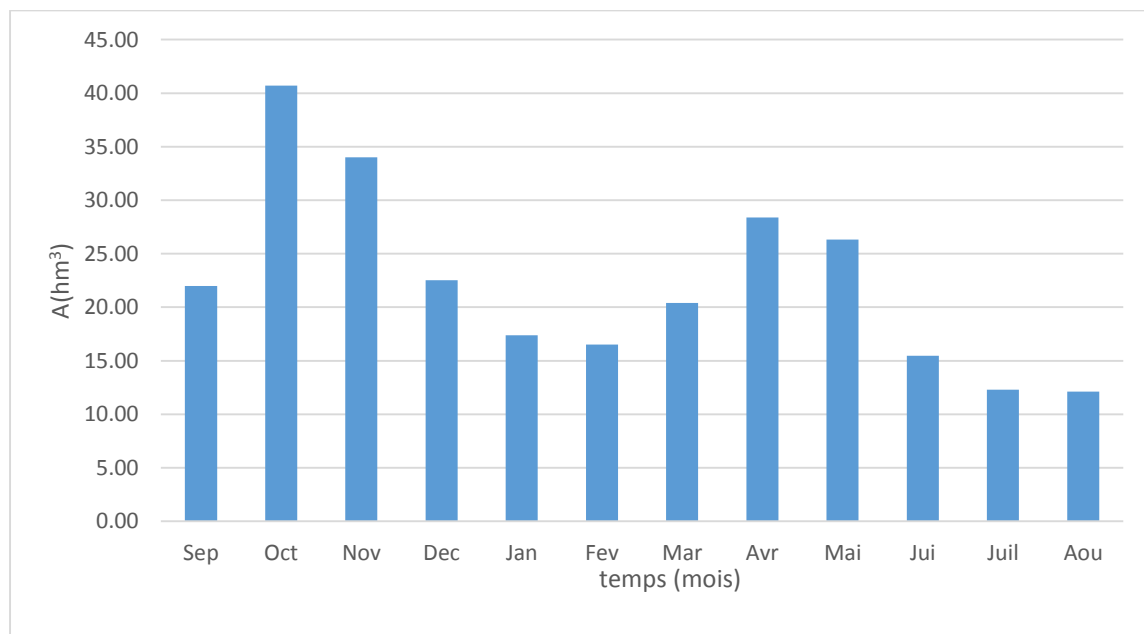
**Tableau III.35 :** Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Ao	Tota
A <sub>st</sub> (hm <sup>3</sup> )	13.7	54.7	37.9	13.6	8.9	7.5	5.8	26.6	22.1	3.7	2.5	1.3	198.4
A <sub>site</sub> (h)	6.5	66.3	18.2	6.54	4.28	3.6	2.79	2.79	10.6	1.7	1.2	0.6	95.3

L'apport de bassin d'Igli est considéré comme la somme des deux apports des deux sous bassins, ils sont représentés dans le tableau **III.36**

**Tableau III.36 :** Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total
A <sub>bv</sub> (hm <sup>3</sup> )	21.9	40.7	34.02	22.54	17.38	16.5	20.39	28.39	26.33	15.48	12.3	12.1	268.19
A%	8.2	15.18	12.69	8.40	6.48	6.15	7.60	10.59	9.82	5.77	4.59	4.52	100



**Figure III.12 :** Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

➤ **b. Les Formules empiriques**

On utilise les formules empiriques les plus utilisées en Algérie pour estimer l'apport moyen, et qui donnent d'assez bons résultats.

✓ **Formule de l'ANRH :**

$$A_0 = 0.915 * P_{\text{moy}}^{2.648} * S_0^{0.842} \tag{III.31}$$

**Avec :** P<sub>moy</sub> : Pluie moyenne annuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [km<sup>2</sup>].

$$A_0 = 2.32 \text{ Mm}^3$$

✓ **Formule de Medinguer :**

$$A0=Le \times S \quad (III.32)$$

$$Le=1024 (P_{moy}-0.26)^2 \quad (III.33)$$

**Avec :**  $L$  : Lamme d'eau écoulée [mm].

$P_{moy}$  : Pluie moyenne annuelle [m].

$S$  : Superficie du bassin versant [km<sup>2</sup>].

$$A0 = 528.53 Mm^3$$

✓ **Formule de Samie :**

$$A0=Le \times S \quad (III.34)$$

$$Le=P_{moy}^2 (293-2.2\sqrt{S}) \quad (III.35)$$

**Avec :**  $moy$ : Pluie moyenne annuelle [m].;

$S$ : Superficie du bassin versant [km<sup>2</sup>].

$Le$  : Lamme d'eau écoulée [mm].

$$AN \quad Le=14.39 \text{ mm} ; A0= 207.97 Mm^3.$$

**Tableau III.37 :** Récapitulatif de l'Apport moyenne interannuelle

Formule Empirique	L'apport moyen annuel
F.Samie	207.97
Formule de Medinguer	528.53
Formule de l'ANRH	2.32

**Interprétation :** On remarque que ces formules donnent des valeurs diverges, pour cela on va appliquer la méthode d'analogie qui est plus représentative.

### III.5.1.2 Les apports fréquentiels :

Par l'ajustement de la série des apports moyens de la station de Bechar (à la loi normale) on a obtenu :

$$A_{80\%}(\text{station de Bechar}) = 337.509 Mm^3$$

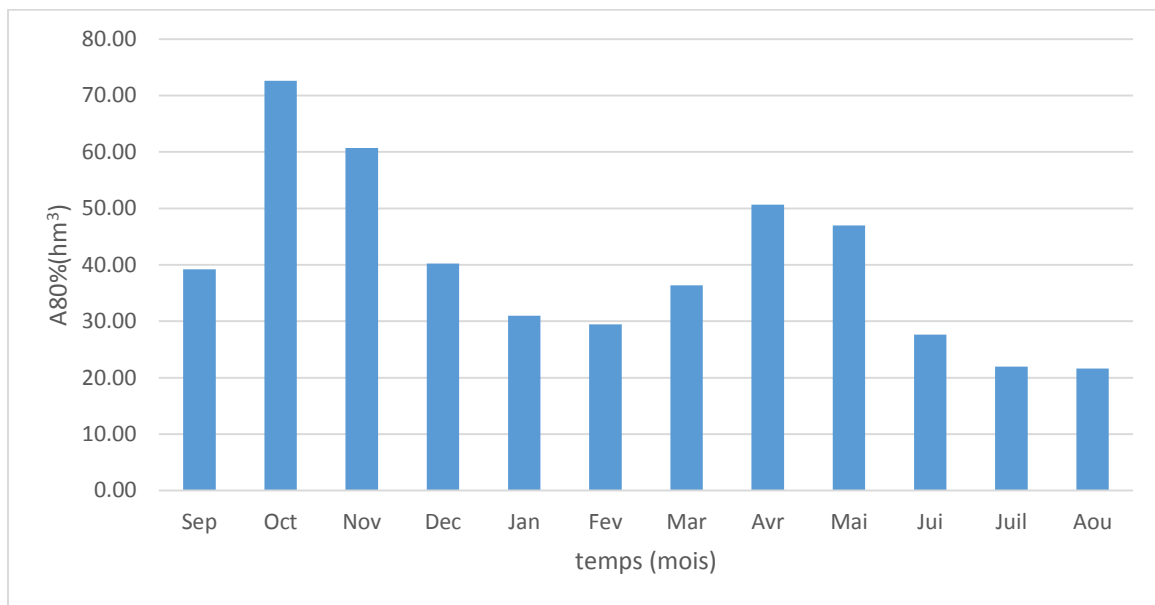
Et par l'ajustement de la série des apports de bassin de DjorfTorba (à la loi normale) on a obtenu  $A_{80\%}(\text{DjorfTorba}) = 352.433 Mm^3$  Donc :  $A_{80\%}(\text{site}) = 169.443 Mm^3$

### III.5.1.3 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :

La répartition mensuelle de l'apport  $A_{80\%}$  suit la même répartition mensuelle des apports moyens du site, on a :  $A_{80\%} = 506.84 Mm^3$ .

**Tableau III.38 :** Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total
<b>A<sub>80%</sub>(%)</b>	8.20	15.18	12.69	8.40	6.48	6.15	7.60	10.59	9.82	5.77	4.59	4.52	8.20
<b>A<sub>80%</sub> (hm<sup>3</sup>)</b>	39.22	72.60	60.7	40.21	31	29.4	36.37	50.64	46.7	27.61	21.95	21.6	506.8



**Figure III.13 :** Répartition mensuelle des apports 80%

**III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement :**

✓ **Module de l'écoulement :**

Il est donné par :  $Me = A0/T$  (III. 36)

**Avec :**

A0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes (T=31536000s) D'où : **Me = 9011.605 l/s.**

✓ **Module de l'écoulement relatif**

Il est donné par :  $M0 = Me/S$  (III. 37)

**Avec :**

M0 : Module de l'écoulement (l/s).

S : Surface de bassin versant (Km<sup>2</sup>).

**M0 = 0.624 l/s/Km**

✓ **Lame d'eauécoulée**

Il est donné par la formule suivante :  $Le = A0/S$  (III.38)

**AN: Le = 19.66 mm**

✓ **Coefficient de l'écoulement**

Il est donné par :  $C_e = L_e/P_{\text{moy}}$  (III.39)

AN :  $C_e = 0.277$

**Tableau III.39** : Caractéristiques de l'écoulement

Caractéristiques	Valeurs
Module de l'écoulement $M_e$ (l/s)	9011.605
Module spécifique $M_0$ (l/s/km)	0.624
Lame d'eau écoulée moyenne $L_e$ (mm)	19.66
Coefficient de l'écoulement $C_e$	0.277

### III.5.2 Apport solide et l'estimation du volume mort :

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement de l'ouvrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies.

✓ **Formule de Fournier** :

$$T_a = \frac{1}{36} * \left(\frac{P_m^2}{P_{an}}\right)^{2.65} * \left(\frac{h^2}{s}\right)^{0.46} \quad (\text{III.40})$$

Avec :  $T_a$  : Taux d'abrasion en (t/Km<sup>2</sup> .an)

$P_m$  : Pluie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux (mm)= 13.39mm.

$P_{an}$  : Pluie moyenne annuelle (mm)= 71.02mm.

$h$  : Dénivelé moyen (m),  $h = 45\%(H_{\text{max}} - H_{\text{min}})$  [m] ;  $h=605.7\text{m}$

$S$  : Superficie du bassin (km<sup>2</sup>)

AN  $T_a = 1.43081 \text{ t/Km}^2.\text{an}$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments  $\gamma_s = 1,5 \text{ t/m}^3$ . Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_m = T_a * \frac{S}{\gamma_s} = 13785.66 \text{ m}^3/\text{an}$$

Il existe plusieurs formules de calculs de transport solide dans FOURNIER ; TIXERONT(1960) ; SOGREA (1996) ; GAVRILOVIC (1992) ; PROBST ET SUCHET(1992).mais tous ces formules ont été établi aux régions de nord d'où ils ne sont pas vraiment fiables pour les régions du sud de l'Algerie (Bechar), pour cela on doit utiliser l'analogie des apports solides de barrages de DjorfTorba.

D'après la bathymétrie de barrage de Djorf Torba ,l'apport solide résultant de mesures effectuées pendant 41 ans, correspond à 1,6 hm<sup>3</sup>/an avec un taux d'évasement de 25%.

Par analogie  $V_m(Igli) = S(Igli) * V_m(DjorfTorba) / S(djorfTorba)$

AN :  $V_m(Igli) = 877\ 700.911\ m^3/an$

**Tableau III.40:** Récapitulatif des résultats des volumes morts

Formule	Volume mort
Fournier	0.689283
Par analogie	43.885046

### Conclusion

Vue des résultats obtenus, on opte pour une valeur du volume mort égale à  **$V_m = 43.885046\ Mm^3$**  pour une durée maximum de cinquante (50) ans d'exploitation de l'ouvrage (vu que la méthode par analogie est plus représentative) et elle nous donne le volume mort maximal afin de ne pas sous-estimer le dimensionnement du notre barrage.

### III.6. Etude des crues :

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter. Les paramètres définissant une crue est :

- Le débit maximum (débit de pointe).
- Le volume.
- Le temps.
- La forme (Hydrogramme de crue)

La construction des hydrogrammes de crues passe d'abord par l'estimation des débits maximum fréquentiels :

### III.6.1. Détermination des débits maximums fréquents

En l'absence de données pour les débits maximums, pour la détermination des débits de pointe, nous allons procéder à utiliser les formules empiriques puis la méthode GRADEX

#### III.6.1 Estimation de débit de crue par les formules empiriques :

➤ **Formule de MALLET-GAUTHIER :**

$$Q_{\max p\%} = 2k \log(1 + 20 \cdot P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (\text{III.41})$$

Où :

$Q_{\max p\%}$  : Débit maximum pour une fréquence donnée (m<sup>3</sup>/s)

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle (m)

$S$  : Superficie du bassin versant km<sup>2</sup>

$L$  : Longueur du talweg principal km

$K$  : Constante dépendant des caractéristiques du bassin :  $K(1-3)$

On prend  $K = 2$

$T$  : Période de retour (an).

➤ **Formule de Sokolovsky :**

Elle donné par :

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{tc} - H_0)}{T_c} * f \quad (\text{III.42})$$

Avec :

$S$  : Superficie du bassin versant

$P_{tc}$  : Pluies de courte durée.

$H_0$  : La perte d'eau initiale.  $H = 8$  mm

$T_c$  : Temps de concentration

$\alpha$  : Coefficient de ruissellement du bassin versant

$f$  : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

**Tableau III.41 :** valeur de  $\alpha$  en fonction de la fréquence

<b>Fréquence (%)</b>	10	2	1	0.5	0.1
<b><math>\alpha</math></b>	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65



$f$  : Coefficient de forme de la crue :  $f = \frac{12}{4+3\gamma}$

Tel que : pour un bassin boisé avec un sol peut perméable  $2 \leq \gamma \leq 2.5$

On prend :  $\gamma = 2$  D'où :  $f = 1.2$

➤ **Formule de Turraza**

Elle est donné par : 
$$Q_{\max p\%} = \frac{c \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6} \tag{III.43}$$

Avec :  $S$  : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

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

$I_{tc}$  : Intensité des pluies pour une fréquence donnée [mm/h].

**Tableau III.42** : valeur de C en fonction de la fréquence

<b>Fréquenc</b>	20	10	5	2	1	0.
<b>C</b>	0.5	0.5	0.6	0.	0.7	0.

➤ **Formule de Giandotti**

Elle est donné par :

$$Q_{\max p\%} = \frac{170 \cdot s \cdot (H_{moy} - H_{min})^{1.2}}{4 \cdot s^2 + 1.5L} * P_{tc} \tag{III.44}$$

**Avec :**  $S$  : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

$L$  : Longueur du talweg principal (Km).

$H_{moy}$ ,  $H_{min}$  : Altitudes moyennes et minimales (en m).

$P_{tc}$  : Pluies de courte durée.

Les résultats de calcul du débit max sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.43** : Débits maximaux de crue

<b>Formule</b>		<b>Mallet – Gauthier</b>	<b>Giando ti</b>	<b>Sokolovsky</b>	<b>Turraza</b>
<b>f (%)</b>	<b>T(ans)</b>	<b>Qmax p%</b> (m3/s)	<b>Qmax p%</b> (m3/s)	<b>Qmax p%</b> (m3/s)	<b>Qmaxp%</b> (m3/s)
<b>0.01</b>	10000	6 047.88	8659.89	3 658.42	1 5611.13
<b>0.1</b>	1000	5 018.19	5878.81	2 386.46	9 420.43
<b>1</b>	100	3 713.17	3665.39	1 396.23	5 138.97
<b>2</b>	50	3 218.31	3098.26	1 133.94	4 033.49
<b>5</b>	20	2 413.12	2403.00	825.84	2 887.69

10	10	1 546.95	1912.13	614.74	2 116.3
----	----	----------	---------	--------	---------

Vu que la surface d Notre bassin est supérieure à 5000 Km<sup>2</sup> on ne peut pas utiliser la méthode de Gradex d'où on est obligé d'utiliser les formules empiriques.

On choisit les résultats de la formule de Sokolovsky car dans l'étude de l'hydrogramme de crue on utilise la méthode de Sokolovsky, on aura des résultats plus fiables.

### III.6.2. Hydrogrammes de crue (Touaibia, 2004)

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, pour tracer l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovsky qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

Cette méthode assimile l'Hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue :

#### a) Pour le temps de montée :

$$Q_m = Q_{\max p\%} \left( \frac{t}{m} \right)^2 \quad (\text{III.45})$$

Avec :  $Q_m$  : Débit instantané de montée (m<sup>3</sup>/s) ;

$T_m = T_c$  : Temps de montée de la crue en heures.

#### b) Pour le temps de décrue :

$$Q_d = Q_{\max p\%} \left( \frac{T_d - t}{T_d} \right)^3 \quad (\text{III.46})$$

Avec :  $Q_d$  : Débit instantané de la décrue (m<sup>3</sup>/s) ;

$T_d$  : Temps de la décrue en heures ;

$Q_{\max}$  : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m<sup>3</sup>/s)

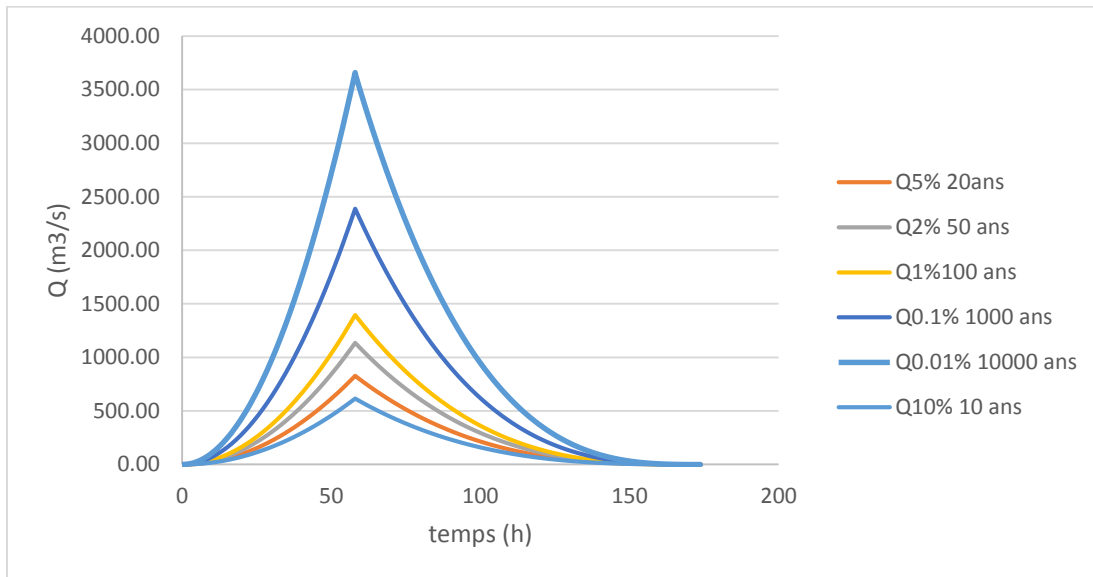
Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

✓  $T_m = T_c = 58 \text{ h}$

✓  $T_d = \delta * T_m$  ;  $T_d = 2 * 58 = 116 \text{ h}$

Où  $\delta$  : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

✓  $t_b = t_m + t_d = 174 \text{ h}$



**Figure III.13 : Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour**

### III.4.3. Choix de la crue de projet

La crue de projet d'un barrage est la crue dont l'importance et la probabilité sont choisis de manière à assurer la sécurité du barrage vis-à-vis d'une rupture par submersion. Par conséquent le choix de cette crue constitue une des décisions importantes qui doivent être prises lors de l'étude de projet. Ce choix résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même mais également du risque potentiel de la rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture. D'où la crue de projet dépend des paramètres suivants :

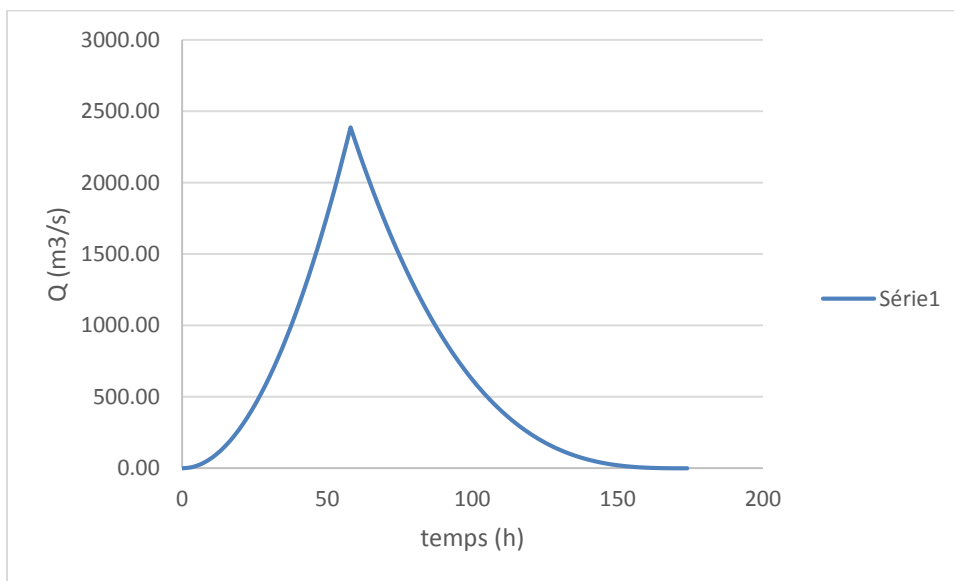
- ✓ La fiabilité des données et la durée de la série ;
- ✓ Le risque à l'aval ;
- ✓ L'analyse économique ;
- ✓ Nature du barrage ;
- ✓ Types d'évacuateur.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval. Alors, pour son estimation, nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

**Tableau III.44** Crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : - Perte de vie -Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants : -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles ; -Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

Selon les conditions de notre site, on choisira une crue entre de 1000 ans selon Sokolovsky avec un débit de (Q=2386.46 m<sup>3</sup>/s) dont l’hydrogramme est présenté dans la **Figure III.14**



**Figure III.14 : Hydrogramme** de crue de projet (Q0.1%)

**III.6.4** Calcule du volume de la crue

Le volume est déterminé sur la base de l’hydrogramme de crue en considérant que ce dernier est sous une forme triangulaire et on calcule la surface engendrée par cette forme géométrique pour avoir notre volume de crue pour une période de retour de 1000 ans.

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_{crue} = \frac{Q_{max0.1\%} * tb}{2} \tag{III.47}$$

Avec :  $Q_{\max 0,1\%}$  : Débit probable pour une période de retour de 1000 ans

$t_b$  : Temps de base (heure)

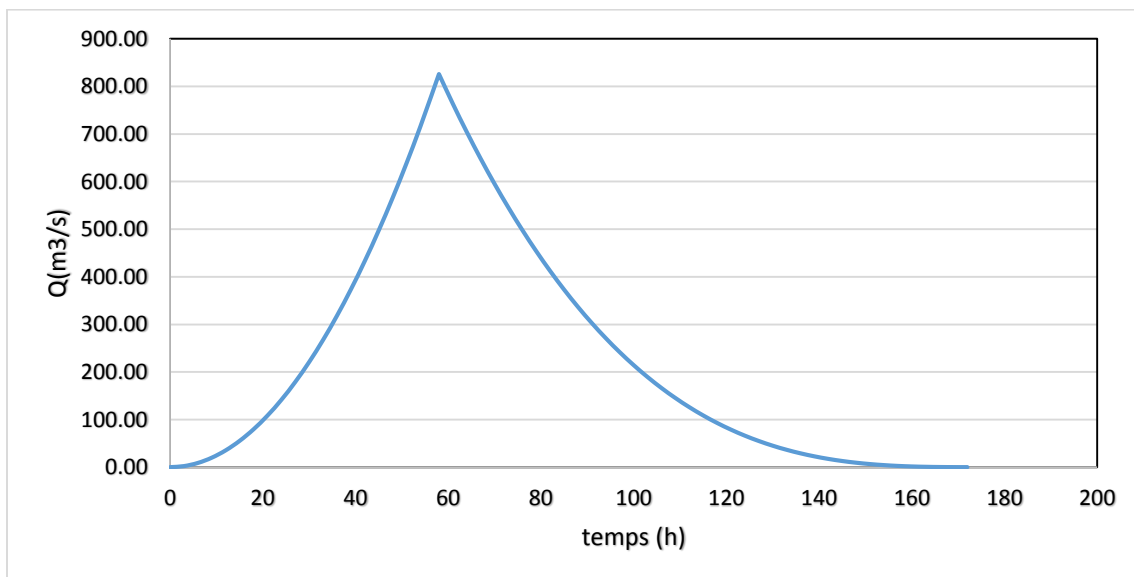
D'où :  $V_{\text{crue}} = 747.44 \text{ Mm}^3$

### III.6.5 Choix de la crue de chantier

La crue présente l'une des phases du régime d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux des eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il va falloir faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues. A ce titre, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

Donc, en prenant en compte toutes ces exigences, le choix de la crue (20 ans) serait le plus adapté pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.



**Figure III.15** : Hydrogramme de crue de chantier ( $Q_5\%$ )

### III.7 Régularisation :

L'étude de régularisation du barrage projeté sur Guir a pour but de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ✓ La régularisation saisonnière.
- ✓ La régularisation interannuelle.

- La régularisation saisonnière est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.
- La régularisation interannuelle est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation.

On stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en Mm3).
- La consommation totale (Mm3).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

**Procédé de calcul**

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

- ✓ Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- ✓ Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle

hydrologique.

- ✓ Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- ✓ Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile. La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois d'Avril.
- ✓ Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W-U) \tag{III.48}$$

Avec :  $V_{rf}$  : Volume de remplissage final.

$V_{ri}$  : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

**III.7.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :**

**Tableau III.45 :** La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total
A80%(%)	7.74	14.32	11.9	7.93	6.1	5.8	7.17	9.99	9.26	5.45	4.33	4.27	100
A80% (hm <sup>3</sup> )	39.2	72.60	60.6	40.2	31	29.4	36.37	50.6	46.7	27.61	21.9	21.6	506.95

**III.7.2. Répartition mensuel des besoins :**

**Tableau III.46** Répartition mensuelle des besoins

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Ma	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
<b>U (hm<sup>3</sup>)</b>	45	22	20	17	15	16. 5	17	18	30	40	40	45

**III.7.3 Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»**

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante :

$$\Delta V_i = \frac{(S_i + S_{i+1}) * \Delta H}{2} \tag{III.49}$$

**Avec : Si :** Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi en m2.

**Si+1 :** Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m2.

**ΔH :** Différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

**ΔV :** Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives Mm3.

**Tableau III.47 :** Courbes topographiques et volumétrique

COTE (m)	ΔH(m)	Surface (km2)	Smoy(Km2)	ΔV (Mm3)	V (Mm3)
508	0	0	0	0	0
510	5	5.353499	2.676	5.35349	5.35349
515	5	9.265786	7.309	36.5482	41.9017
520	5	11.62530	10.44	52.2277	94.1294
525	5	13.99002	12.80	64.0383	158.167
530	5	16.95655	15.47	77.3664	235.534
535	5	19.96595	18.46	92.3062	327.840
540	5	23.90872	21.93	109.686	437.527

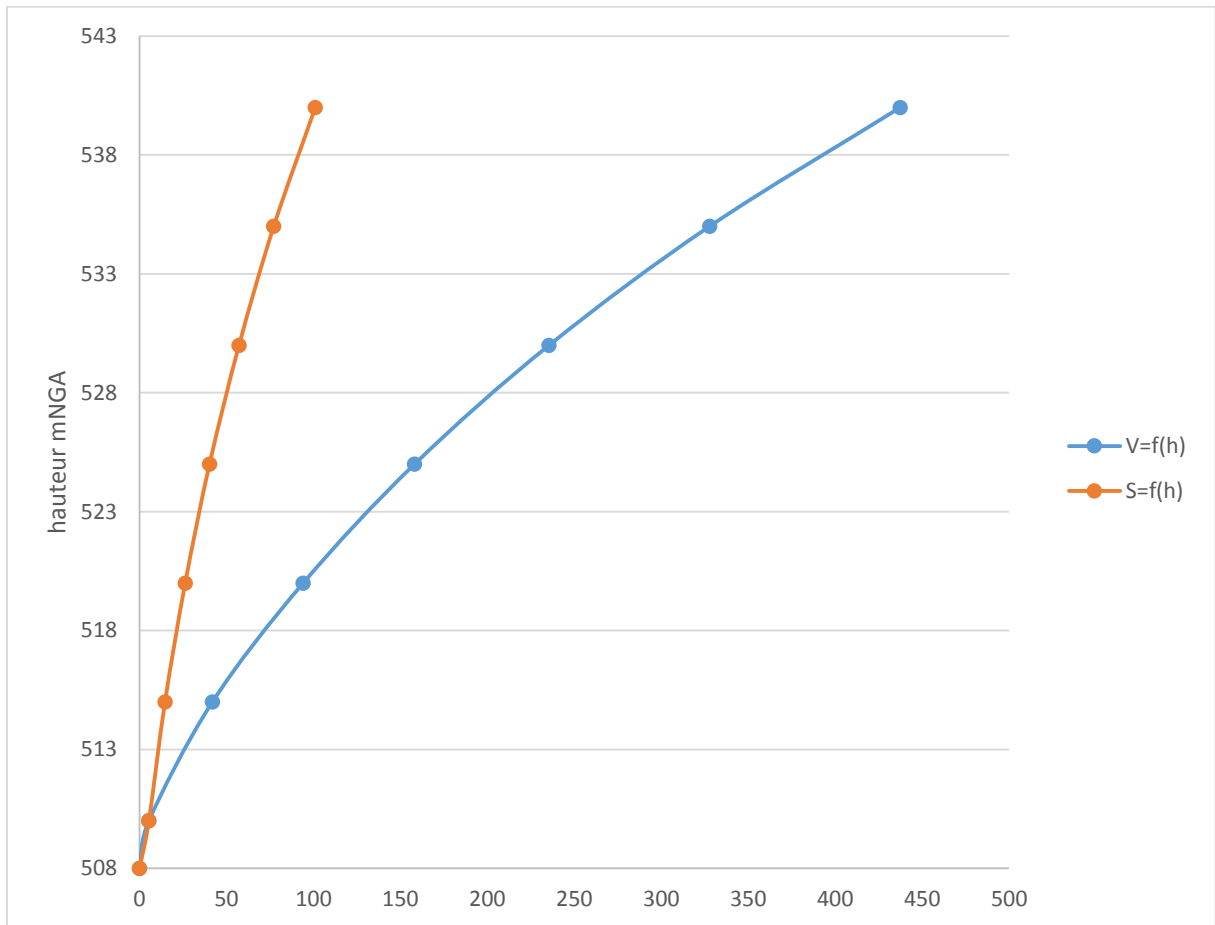
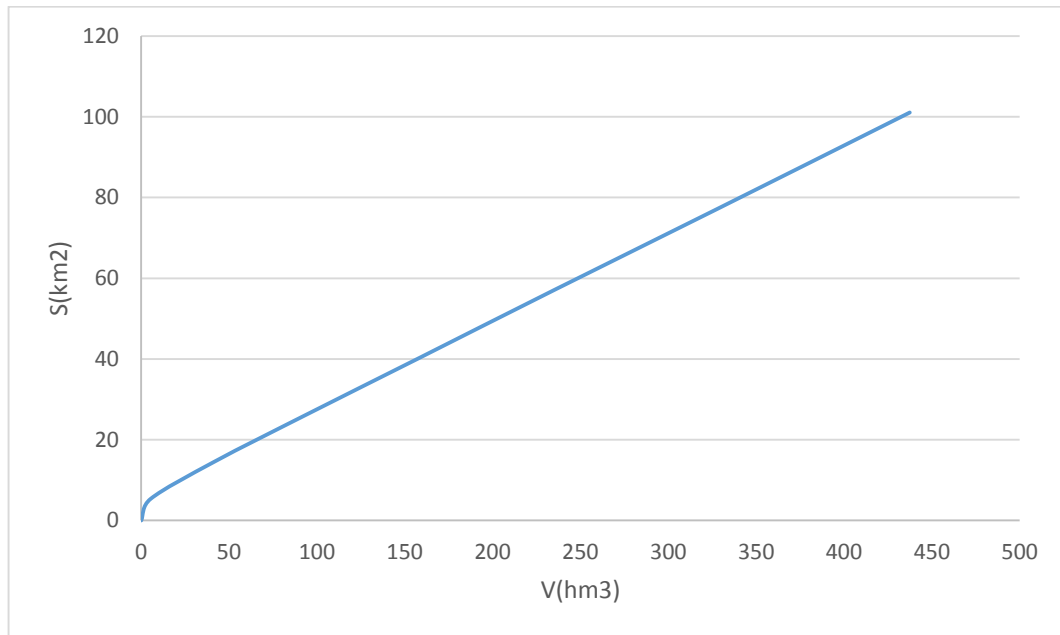


Figure III.16 : Courbes capacité -hauteur, surface -hauteur





**Figure III.18** : Courbe volumétrique

### III.7.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- L'apport annuel A80%
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant " la méthode du bilan d'eau".

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W-U) \quad (\text{III. 50})$$

Avec :  $V_{rf}$  : Volume de remplissage final.

$V_{ri}$  : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

**Remarque** : Du moment que nos apports sont supérieurs aux besoins, on opte pour une Régularisation saisonnière.

III.7.4.1 Détermination de la période de bonne hydraulicité

Tableau III.48 : Résultats de calcul

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
A 80%	41.56	76.93	64.31	42.60	32.85	31.20	38.54	53.66	49.76	29.26	23.25	22.92
U 80%	45	22	20	17	15	16.5	17	18	30	40	40	45
A-U	-3.44	54.93	44.31	25.6	17.85	14.7	21.54	35.66	19.76	-10.74	-16.75	-22.08
somme		234.35								-51.01		

D'après ce tableau la période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Octobre jusqu' au mois Mai.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le **Tableau III.49**

Tableau III.49 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A80% (Mm <sup>3</sup> )	U80% (Mm <sup>3</sup> )	A-U (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>er</sup> consigne			2 <sup>ème</sup> consigne			
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	
					43.89					
OCT	76.93	22.00	54.93	234.35	98.82	96.90	1.92	-11.05	43.89	54.93
NOV	64.31	20.00	44.31		141.21	96.90	44.31	-0.43	43.89	44.31
DEC	42.60	17.00	25.60		122.50	96.90	25.60	18.29	43.89	25.60
JAN	32.85	15.00	17.85		114.75	96.90	17.85	26.01	43.89	17.88
FEV	31.20	16.50	14.70		111.60	96.90	14.70	29.19	43.86	14.67
MARS	38.54	17.00	21.54		118.44	96.90	21.54	22.35	43.89	21.54
AVRL	53.66	18.00	35.66		132.56	96.90	35.66	41.48	43.89	2.41
MAI	49.76	30.00	19.76		116.66	96.90	19.76	77.14	77.14	
JUIN	29.26	40.00	-10.74		86.16	86.16		96.90	96.90	
JUIL	23.25	40.00	-16.75		69.41	69.41		86.16	86.16	
AOUT	22.92	45.00	-22.08	47.33	47.33		69.41	69.41		
SEP	41.56	45.00	-3.44	43.89	43.89		47.33	47.33		
Total	506.84	325.50		53.01			181.34	43.89	43.89	181.34

Le volume mort est de : **43.885 Mm<sup>3</sup>**.

Tel que : **V<sub>s</sub> = 234.35 Mm<sup>3</sup>** et **V<sub>d</sub> = 53.01Mm<sup>3</sup>**.

Le barrage fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V_s > V_d \rightarrow V_U = V_d = 53.01 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_m + V_U = 43.885 + 53.01 = 96.895 \text{ Mm}^3$$

### III.7.5 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

#### a. Estimation des pertes

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.
- ✓ **Pertes par évaporation :**

$$\text{Nous avons : } V_{ep} = S_{moy} * E_s \quad (\text{III.51})$$

$V_{ep}$  : volume perdu à cause de l'évaporation.

$E_s$  : Evaporation mensuelle (m).

$S_{moy}$  : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen ( $V_{moy}$ ).

$V_{moy}$  : volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2}$$

$V_{rf,i}$  et  $V_{rf,i+1}$  : les volumes de la retenue de deux mois successifs.

#### ✓ **Pertes par infiltration**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta * V_{moy}}{100} \quad (\text{III. 52})$$

$V_{inf}$  : Volume perdu à cause de l'infiltration.

$\delta$  : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette (perméabilité)

Dans notre cas, on a un sol à faible perméabilité) alors on opte pour un coefficient  $\delta$  égale à 0.5

$V_{moy}$  : Volume moyen

$V_{rf,i}$  et  $V_{rf,i+1}$  : Les volumes de la retenue de deux mois successifs.

**Tableau III.50 : Valeurs de  $\delta$  en fonction des conditions hydrogéologiques**

Nature	Hauteur d'infiltration	$\delta$	
		Anné	Mois
Sol a faibleperméabilité	0 à 50	5 à	0.5 à
Sol à perméablemoyenne	50 à 100	10 à	1 à 1.5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à	>1.5 à

**Tableau III.51 : Calcul des pertes**

Mois	Vri(Mm3)	Vmoy(Mm3)	Smoy (Km2)	E s(m)	Vevap (Mm3)	Vinf (Mm3)	$\Pi_{total}$ (Mm3)
	96.8950						
NOV	96.895	96.8950	26.0785	0.1330	3.4684	0.4845	3.9529
DEC	96.895	96.8950	26.0785	0.1140	2.9729	0.4845	3.4574
JAN	96.895	96.8950	26.0785	0.0900	2.3471	0.4845	2.8315
FEV	96.895	96.8950	26.0785	0.0840	2.1906	0.4845	2.6751
MARS	96.895	96.8950	26.0785	0.1330	3.4684	0.4845	3.9529
AVRL	96.895	96.8950	26.0785	0.1700	4.4333	0.4845	4.9178
MAI	96.895	96.8950	26.0785	0.2160	5.6329	0.4845	6.1174
JUIN	86.155	86.1550	23.5465	0.2630	6.1927	0.4308	6.6235
JUIL	69.405	69.4050	19.5747	0.3290	6.4401	0.3470	6.7871
AOUT	47.325	47.3250	14.2962	0.3420	4.8893	0.2366	5.1259
SEPT	43.885	43.8850	13.4694	0.2610	3.5155	0.2194	3.7349

On a :

$$V' s = 202.72 \text{ Mm}^3 \text{ et } V' d = 75.28 \text{ Mm}^3$$

Donc le barrage fonctionne à un seul temps :  $V_s > V_d$  Alors  $V'u = V' d$

$$d' \text{ où } V'u = 119.165 \text{ Mm}^3$$

Le volume de barrage normale sera :  $VNNR = V'u + V_m$  Avec :  $V_m = 43.885 \text{ Mm}^3$

$$\text{Donc : } VNNR = 119.165 \text{ Mm}^3 \quad NNR = 522.27 \text{ m NGA}$$

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenir compte des pertes sont donnés dans le **Tableau III.52**

**Tableau III.52 : Régularisation saisonnière avec des pertes**

Mois	A80% (Mm <sup>3</sup> )	U80% (Mm <sup>3</sup> )	II ( total (Mm3)	A-(U+II (Mm3)		1 <sup>er</sup> consigne			2 <sup>ème</sup> consigne		
						Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
						94.64	43.89				
OCT	76.93	22.00	4.18	50.75	202.27	94.64			-6.87	43.89	50.75
NOV	64.31	20.00	3.95	40.36		135.00	119.17	15.83	3.53	43.89	40.36
DEC	42.60	17.00	3.46	22.14		141.31	119.17	22.14	21.74	43.89	22.14
JAN	32.85	15.00	2.83	15.02		134.18	119.17	15.02	30.15	43.89	13.73
FEV	31.20	16.50	2.68	12.02		131.19	119.17	12.02	45.17	45.17	
MARS	38.54	17.00	3.95	17.59		136.75	119.17	17.59	57.19	57.19	
AVRL	53.66	18.00	4.92	30.74		149.91	119.17	30.74	74.78	74.78	
MAI	49.76	30.00	6.12	13.64		132.81	119.17	13.64	105.52	105.52	
JUIN	29.26	40.00	6.62	-17.36		101.80	101.80		119.17	119.17	
JUIL	23.25	40.00	6.79	-23.54		78.27	78.27		101.80	101.80	
AOUT	22.92	45.00	5.13	-27.21	51.06	51.06		78.27	78.27		
SEP	41.56	45.00	3.73	-7.17	43.88	43.88		51.06	51.06		
Total	506.84	325.50						126.99	43.89	43.89	126.99

**Interprétation :**

Le volume des pertes est considérable, mais autant qu'on est dans la région sud (Bechar) l'évaporation est considérable et vu que l'une des causes de construction de ce barrage est la protection contre les inondation on choisit (Vu ) de barrage déterminer avec régularisation avec pertes .

### III.8 Laminage de crue

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, ce type de calcul optimise la capacité de stockage temporaire de la retenue et le débit progressif de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (\text{III.53})$$

Avec :

Q : le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

S : la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumulé à l'instant  $t$  est :

$$Q - q = S \cdot dh/dt \quad (\text{III.54})$$

Où :  $dh/dt$  : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de calcul, on cite :

1. Méthode de Muskingum.
2. Méthode Step by step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode de Kotecherin.
5. Méthode de Hidenblat.

#### III.8.1 Méthode de Muskingum (Fread.1993)

##### a. Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière :

Le mouvement de l'eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d'égout obéit aux équations de Saint-Venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la direction principale d'écoulement X. L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suit :

$$Q \partial t + (Q^2 A) + g A \partial y \partial X = g A (S_0 - S_f) + q Q A \quad (\text{III.54})$$

L'équation de continuité ou de conservation de la masse est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{III.55})$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort.

La signification des cinq termes de l'équation (III.54) est la suivante :

✓ Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m<sup>3</sup> /s à 2m<sup>3</sup> /sen une heure, ce terme vaut  $(1 \text{ m}^3 /s - 2\text{m}^3 /s) / 3600s = 0,000277\text{m}^3 /s$ . L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.

✓ Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.

✓ Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.

✓ Le terme 4 exprime les forces de gravité (S<sub>0</sub>) et les forces de frottement (S<sub>f</sub>).  
e) Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2 est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation 26 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation 26 devient l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \quad (\text{III.56})$$

L'équation de continuité 2 peut être mise sous la forme suivante :

$$I - O = ds/dt \quad (\text{III.57})$$

Avec :

I désigne le débit d'entrée Q<sub>E</sub>.

O désigne le débit de sortie Q<sub>s</sub>.

S désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

Cette équation exprime tout simplement le principe de conservation de la masse le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

**b. Méthode de Muskingum**

Après intégration entre deux instants assez rapprochés  $t_1$  et  $t_2$ , l'équation précédente s'écrit

$$\Delta s = s_2 - s_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} o dt \quad (\text{III.58})$$

Pour un petit intervalle de temps  $\Delta t = t_2 - t_1$ , on peut écrire :

$$s_2 - s_1 = \left( \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{o_1 + o_2}{2} \right) \Delta t \quad (\text{III.59})$$

La résolution du problème consiste à déterminer  $O_1$  et  $O_2$ , connaissant  $I_1$  et  $I_2$ . L'équation ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emménagement pour déterminer  $S_1$  et  $S_2$ .

**c. Principe de la méthode de solution**

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau.

C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.31 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + o_1 - 2o_1 \quad (\text{III.60})$$

$S_1$  et  $O_1$  sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue,  $S_1$  et  $O_1$  sont connus à cause de la récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie  $O_2$  à partir de la quantité connue  $[2S_2 / \Delta t + O_2]$  ?

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique  $2sDt + O = f(O)$ .

Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que



des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage  $S$  et le débit de sortie dépendent de la profondeur  $h$  dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de  $h$  pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

**Tableau III.53** Valeurs de  $h$  et les plages de variation en période de crue

$h_1$	$S_1$	$O_1$	$2S_1 / \Delta t + O_1$
$h_2$	$S_2$	$O_2$	$2S_2 / \Delta t + O_2$
$h_3$	$S_3$	$O_3$	$2S_3 / \Delta t + O_3$
...	...	...	...
$h_n S_n O_n$			$2S_n / \Delta t + O_n$

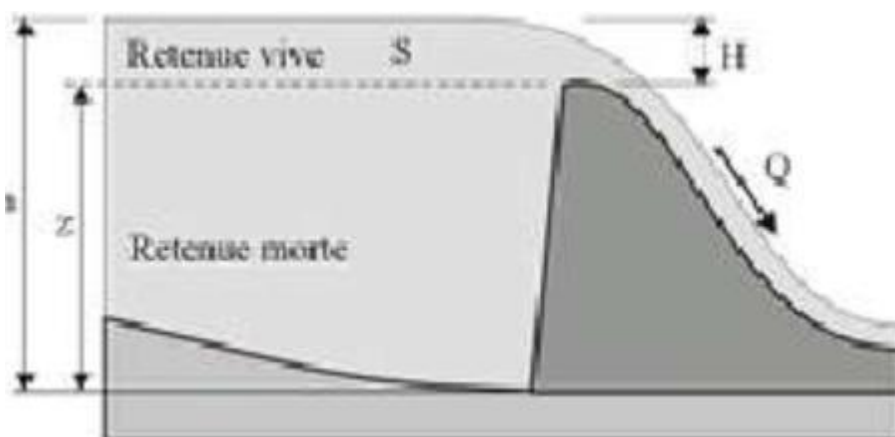
Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée :

$$f(t) = 2S \Delta t + O.$$

**d. Calcul du débit de sortie**

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

1) Evacuation a surface libre par un déversoir (figure III.19). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme



**Figure III.19** Evacuateur a surface libre (wikibarding, 2000)

$$Q=CBH^{3/2} = CB (h - z)^{3/2} \quad (\text{III.61})$$

Avec :

- ❖ C : une constante qui tient compte de la forme du déversoir
- ❖ B : est la largeur de déversoir
- ❖ H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir.
- ❖ h : est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

2) Evacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :

$$Q=mA\sqrt{2gh} \quad (\text{III.62})$$

Avec : m : constante de débit ; A : section d'écoulement

h : hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

#### e. Calcul du volume stocké

Quand la section A du réservoir est constante, le calcul du volume stocké S pour une profondeur h donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante :

$$S=Ah \quad (\text{III.63})$$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construits en milieu urbain.

Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales. Les courbes d'emménagement se présentent alors sous la forme :

$$S=a_0+a_1h+a_2h^2+a_3h^3+\dots+a_nh^n \quad (\text{III.64})$$

Les coefficients  $a_1, a_2, a_3, \dots, a_n$  qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

**f. Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir b=35 m**

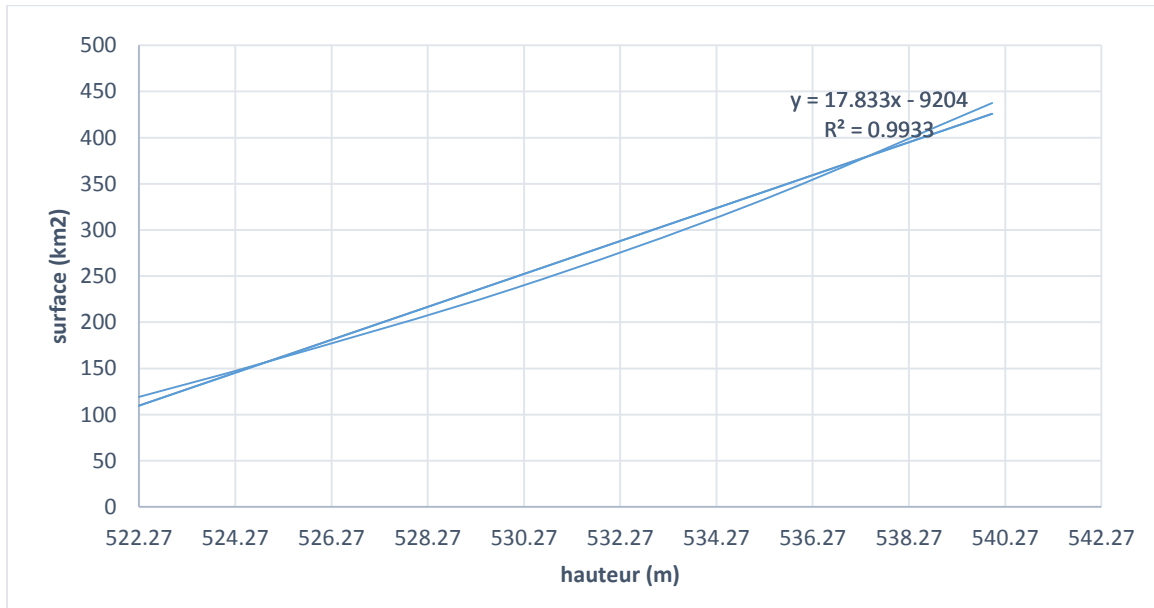
Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q=mb\sqrt{2gH^3/2} \tag{III.65}$$

Pour b=35 m et m =0.48 : Q= 74.41 H<sup>3/2</sup>

La courbe surface —hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire avec un coefficient de corrélation r =0.9933 entre les altitudes 522.27 m NGA et 540 m NGA.

$$S(m^2) = 17.833* H - 9204$$



**Figure III.20** Modélisation de la courbe surface- hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique de la cuvette f(Q) = (2S/At+Qs), Initialement le débit de sortie Q, = 0 m<sup>3</sup>/s et la hauteur H= 0m, le volume stocké Vs =0 m<sup>3</sup>.

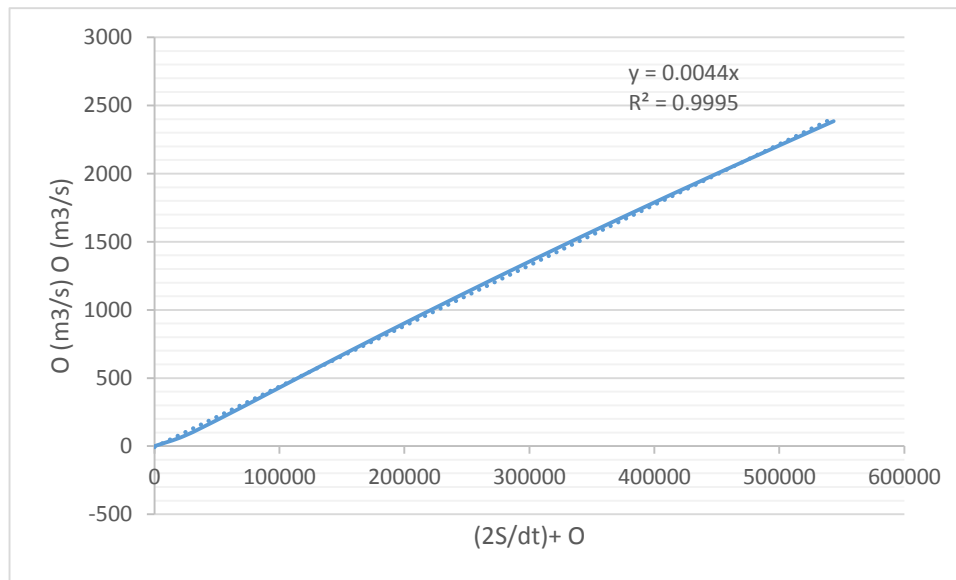
La valeur maximale de débit d'entrée Qe=2386.46 m<sup>3</sup>/s nous donne la plage à couvrir avec le variable H : Q = 74.41 H<sup>3/2</sup>, soit Hmax = 10.09 m.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau III.54** Calcul de la courbe caractéristique de la cuvette

H(m)	cote	A(km <sup>2</sup> )	O	S(m <sup>3</sup> )	(2S/dt)
0	522.27	109.64	0	0	0
1	523.27	127.47	74.41	127.47	74.433
2	524.27	145.30	210.46	290.61	210.51
3	525.27	163.13	386.64	489.41	386.73
4	526.27	180.97	595.28	723.89	595.41
5	527.27	198.80	831.92	994.02	832.11

6	528.27	216.63	1093.5	1299.8	1093.8
7	529.27	234.47	1378.0	1641.3	1378.3
8	530.27	252.30	1683.7	2018.4	1684.0
9	531.27	270.13	2009.0	2431.2	2009.5
10	532.27	287.97	2353.0	2879.7	2353.5
10.09	532.36	289.57	2384.8	2921.8	2385.4



**Figure III.21**  
Courbe

caractéristique de la cuvette

En utilisant la courbe caractéristique de la cuvette et l'équation :

$$2S2\Delta t+O2=I1+I2+2S1\Delta t+O1-2O1 \tag{III.66}$$

On détermine l'hydrogramme laminée (**tableau III.55**).

Tableau III.55 : Calcul de l'hydrogramme laminé

T (h)	$I (m^3/s)$	$I1 /I2(m^3/s)$	$(2S/ \Delta t )+O$	$(2 S1 /\Delta t +O)$ $- 2O )$	O(m <sup>3</sup> /s)
0	0	6.38470	0	0	0
3	6.38	31.9235	6.38470	6.323409	0.0306465
6	25.5	83.0011	38.2469	37.87975	0.1835843
9	57.4	159.617	120.880	119.7204	0.5802195
12	102.	261.772	279.338	276.6564	1.3407756
15	159.	389.466	538.429	533.2607	2.5842866
18	229.	542.699	922.727	913.8704	4.4285814
21	312.	721.471	1456.57	1442.589	6.9902637
24	408.	925.781	2164.06	2143.291	10.384683
27	517.	1155.63	3069.07	3039.621	14.725901
30	638.	1411.01	4195.25	4154.999	20.126654
33	772.	1691.94	5566.01	5512.622	26.698302
36	919.	1998.41	7204.56	7135.466	34.550785
39	107	2330.41	9133.87	9046.293	43.792562
42	125	2687.95	11376.7	11267.64	54.530551
45	143	3071.04	13955.6	13821.86	66.870068
48	163	3479.66	16892.9	16731.08	80.914750
51	184	3913.82	20210.7	20017.21	96.766488
54	206	4455.10	23931.0	23701.98	114.52534
58	238	4592.51	28157.0	27887.73	134.67832
61	220	4241.02	32480.2	32169.69	155.27217
64	203	3907.94	36410.7	36062.76	173.97600
67	187	3592.78	39970.7	39588.90	190.90081
70	171	3295.04	43181.6	42769.38	206.15332
73	157	3014.22	46064.4	45624.75	219.83608
76	143	2749.83	48638.9	48174.88	232.04763
79	131	2501.38	50924.7	50438.95	242.88264
82	119	2268.36	52940.3	52435.47	252.43200
85	107	2050.29	54703.8	54182.27	260.78292
88	972.	1846.67	56232.5	55696.53	268.01908
91	874.	1657.00	57543.2	56994.76	274.22067
94	782.	1480.79	58651.7	58092.84	279.46450
97	697.	1317.54	59573.6	59005.99	283.82406
100	619.	1166.76	60323.5	59748.79	287.36961
103	547.	1027.94	60915.5	60335.21	290.16824
106	480.	900.611	61363.1	60778.59	292.28394
109	419.	784.255	61679.2	61091.65	293.77761
112	364.	678.385	61875.9	61286.49	294.70720
115	314.	582.504	61964.8	61374.62	295.12764
118	268.	496.118	61957.1	61366.95	295.09102

121	227.	418.731	61863.0	61273.77	294.64650
124	191.	349.848	61692.5	61104.82	293.84045
127	158.	288.973	61454.6	60869.24	292.71643
130	130.	235.611	61158.2	60575.58	291.31523
133	105.	189.267	60811.1	60231.84	289.67494
136	83.8	149.445	60421.1	59845.45	287.83092
139	65.5	115.650	59994.8	59423.26	285.81588
142	50.0	87.3875	59538.9	58971.59	283.65987
145	37.2	64.1604	59058.9	58496.20	281.39035
148	26.8	45.4741	58560.3	58002.30	279.03216
151	18.6	30.8334	58047.7	57494.55	276.60759
154	12.2	19.7427	57525.3	56977.12	274.13638
157	7.51	11.7068	56996.8	56453.59	271.63575
160	4.19	6.23028	56465.2	55927.05	269.12043
163	2.03	2.81776	55933.2	55400.08	266.60266
166	0.78	0.97391	55402.9	54874.71	264.09223
169	0.19	0.20334	54875.6	54352.49	261.59650
172	0.01	0.01223	54352.7	53834.45	259.12043
174	0	0	53834.4	53321.13	256.66657

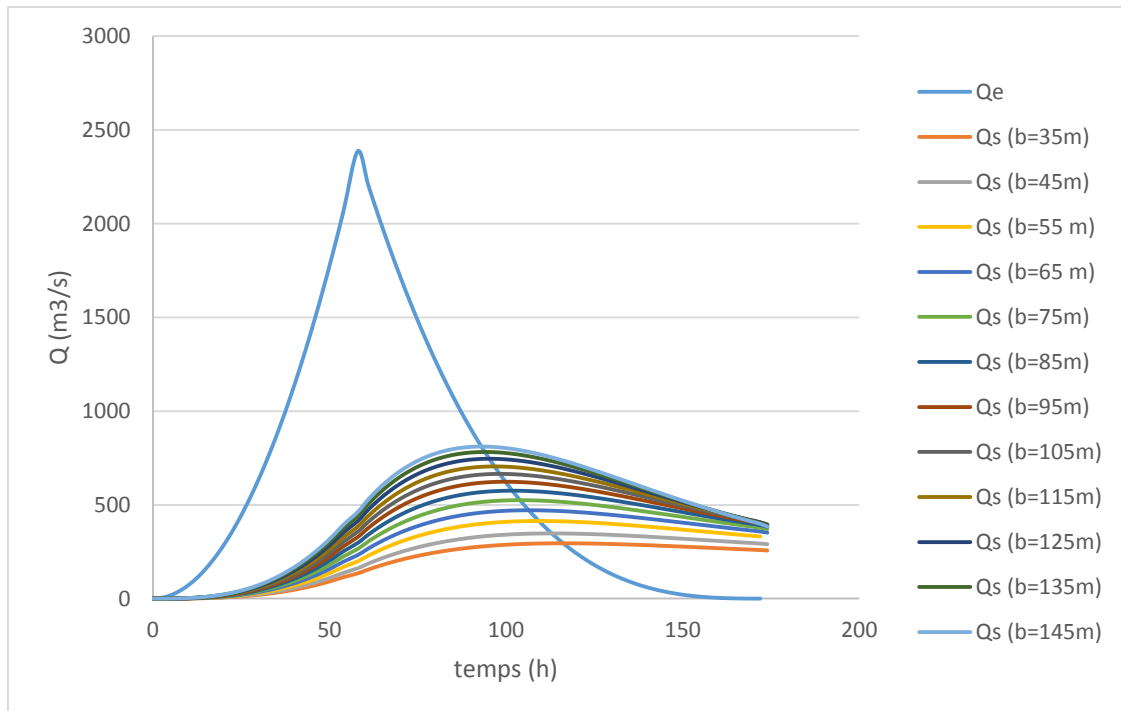
Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les différentes largeurs  $b$  est donné dans le tableau (III .56)

**Tableau III.56 : Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties**

Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie											
			Hd=10.09m	Hd=8.54m	Hd=7.47m	Hd=6.68m	Hd=6.07m	Hd=5.58m	Hd=5.19m	Hd=4.85m	Hd=4.57m	Hd=4.32m	Hd=4.1m	Hd=3.91m
Temps (h)	Q	Q1+Q2	b=35m	b=45m	b=55m	b=65m	b=75m	b=85m	b=95m	b=105m	b=115m	b=125m	b=135m	b=145m
0.00	0.00	6.38	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00
3.00	6.38	31.92	0.03	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.09449	0.10	0.11	0.12
6.00	25.54	83.00	0.18	0.22	0.28	0.32	0.37	0.42	0.47	0.52	0.56416	0.61	0.66	0.70
9.00	57.46	159.62	0.58	0.70	0.87	1.02	1.18	1.34	1.49	1.63	1.77588	1.93	2.07	2.19
12.00	102.16	261.77	1.34	1.62	2.01	2.36	2.72	3.08	3.43	3.76	4.08565	4.44	4.76	5.03
15.00	159.62	389.47	2.58	3.12	3.86	4.55	5.23	5.92	6.59	7.22	7.83895	8.51	9.13	9.64
18.00	229.85	542.70	4.43	5.34	6.61	7.78	8.95	10.11	11.26	12.32	13.3710	14.51	15.55	16.41
21.00	312.85	721.47	6.99	8.43	10.42	12.26	14.09	15.91	17.71	19.36	21.0072	22.78	24.40	25.74
24.00	408.62	925.78	10.3	12.51	15.47	18.19	20.88	23.56	26.22	28.65	31.0631	33.66	36.04	38.00
27.00	517.16	1 155.63	14.7	17.74	21.91	25.75	29.55	33.31	37.05	40.46	43.8452	47.48	50.80	53.55
30.00	638.47	1 411.02	20.1	24.23	29.91	35.13	40.29	45.40	50.46	55.08	59.6507	64.56	69.04	72.74
33.00	772.55	1 691.95	26.7	32.14	39.64	46.53	53.33	60.06	66.70	72.77	78.7682	85.20	91.06	95.90
36.00	919.40	1 998.41	34.5	41.58	51.25	60.12	68.87	77.50	86.03	93.80	101.477	109.6	117.18	123.3
39.00	1 079.01	2 330.42	43.7	52.69	64.90	76.08	87.10	97.97	108.6	118.4	128.050	138.3	147.70	155.4
42.00	1 251.40	2 687.96	54.5	65.59	80.75	94.60	108.23	121.66	134.8	146.9	158.750	171.4	182.91	192.3
45.00	1 436.56	3 071.04	66.8	80.42	98.94	115.8	132.45	148.79	164.8	179.4	193.832	209.1	223.08	234.5
48.00	1 634.48	3 479.66	80.9	97.30	119.63	139.9	159.95	179.58	198.8	216.3	233.546	251.8	268.49	282.1
51.00	1 845.18	3 913.82	96.7	116.35	142.96	167.1	190.92	214.22	237.0	257.7	278.132	299.7	319.40	335.4
54.00	2 068.64	4 455.10	114.	137.70	169.08	197.6	225.53	252.91	279.7	304.0	327.824	353.1	376.06	394.8
58.00	2 386.46	4 592.51	134.	161.95	198.72	232.1	264.77	296.74	328.0	356.3	384.056	413.4	440.12	461.9
61.00	2 206.05	4 241.02	155.	186.70	228.92	267.2	304.59	341.13	376.8	409.0	440.657	474.1	504.34	529.0
64.00	2 034.97	3 907.94	173.	209.14	256.16	298.7	340.18	380.63	420.0	455.6	490.381	527.1	560.26	587.2
67.00	1 872.97	3 592.78	190.	229.38	280.61	326.8	371.81	415.56	458.1	496.3	533.703	573.0	608.48	637.3
70.00	1 719.81	3 295.04	206.	247.55	302.44	351.8	399.73	446.22	491.3	531.7	571.079	612.4	649.58	679.7
73.00	1 575.23	3 014.22	219.	263.79	321.81	373.8	424.19	472.89	519.9	562.1	602.941	645.8	684.11	715.1
76.00	1 438.99	2 749.84	232.	278.22	338.88	393.1	445.42	495.85	544.4	587.8	629.705	673.5	712.59	744.1
79.00	1 310.84	2 501.38	242.	290.94	353.80	409.8	463.63	515.36	565.0	609.2	651.763	696.1	735.50	767.2

82.00	1 190.54	2 268.37	252.	302.07	366.71	424.1	479.06	531.68	582.0	626.6	669.491	713.9	753.33	784.9
85.00	1 077.83	2 050.30	260.	311.72	377.76	436.1	491.90	545.06	595.7	640.4	683.246	727.5	766.51	797.7
88.00	972.47	1 846.68	268.	320.00	387.09	446.1	502.35	555.72	606.4	650.9	693.367	737.0	775.46	806.0
91.00	874.21	1 657.01	274.	327.00	394.81	454.3	510.60	563.88	614.2	658.3	700.174	743.0	780.57	810.3
94.00	782.80	1 480.79	279.	332.81	401.05	460.6	516.83	569.75	619.5	662.9	703.972	745.8	782.23	810.9
97.00	698.00	1 317.54	283.	337.54	405.94	465.4	521.22	573.54	622.5	665.0	705.050	745.6	780.78	808.4
100.0	619.55	1 166.76	287.	341.27	409.58	468.7	523.91	575.43	623.4	664.9	703.681	742.8	776.56	802.9
103.0	547.21	1 027.95	290.	344.08	412.08	470.6	525.08	575.61	622.4	662.6	700.120	737.7	769.88	794.8
106.0	480.74	900.61	292.	346.05	413.55	471.3	524.86	574.24	619.7	658.6	694.610	730.5	761.02	784.6
109.0	419.88	784.26	293.	347.26	414.08	471.0	523.40	571.49	615.5	652.9	687.378	721.5	750.27	772.3
112.0	364.38	678.39	294.	347.78	413.76	469.6	520.83	567.51	610.0	645.8	678.639	710.8	737.88	758.4
115.0	314.00	582.50	295.	347.68	412.69	467.4	517.27	562.44	603.3	637.5	668.591	698.9	724.09	743.1
118.0	268.50	496.12	295.	347.02	410.94	464.4	512.84	556.42	595.5	628.1	657.422	685.8	709.11	726.5
121.0	227.62	418.73	294.	345.88	408.60	460.7	507.65	549.57	586.9	617.7	645.305	671.7	693.16	709.0
124.0	191.11	349.85	293.	344.29	405.73	456.5	501.80	542.02	577.6	606.6	632.401	656.8	676.42	690.7
127.0	158.74	288.97	292.	342.33	402.40	451.7	495.39	533.87	567.6	594.9	618.860	641.3	659.07	671.8
130.0	130.24	235.61	291.	340.03	398.69	446.5	488.52	525.23	557.1	582.6	604.818	625.3	641.26	652.5
133.0	105.37	189.27	289.	337.46	394.64	440.9	481.25	516.18	546.2	570.0	590.403	608.9	623.15	633.0
136.0	83.89	149.45	287.	334.64	390.32	435.0	473.67	506.82	535.0	557.1	575.728	592.4	604.86	613.3
139.0	65.55	115.65	285.	331.62	385.78	428.9	465.85	497.23	523.6	543.9	560.898	575.7	586.52	593.6
142.0	50.10	87.39	283.	328.45	381.06	422.6	457.86	487.48	512.0	530.7	546.007	559.0	568.23	573.9
145.0	37.29	64.16	281.	325.14	376.20	416.1	449.74	477.63	500.4	517.5	531.139	542.4	550.08	554.5
148.0	26.87	45.47	279.	321.74	371.24	409.6	441.55	467.73	488.8	504.3	516.367	526.0	532.16	535.4
151.0	18.60	30.83	276.	318.28	366.22	403.0	433.34	457.86	477.2	491.2	501.755	509.8	514.53	516.6
154.0	12.23	19.74	274.	314.76	361.17	396.4	425.15	448.03	465.8	478.2	487.359	493.9	497.26	498.3
157.0	7.51	11.71	271.	311.23	356.11	389.8	417.01	438.31	454.5	465.5	473.226	478.3	480.40	480.4
160.0	4.20	6.23	269.	307.68	351.07	383.3	408.95	428.71	443.3	453.0	459.392	463.1	463.98	463.1
163.0	2.03	2.82	266.	304.15	346.06	376.9	401.00	419.26	432.4	440.7	445.886	448.2	448.03	446.2
166.0	0.78	0.97	264.	300.64	341.10	370.5	393.17	409.98	421.7	428.8	432.729	433.9	432.58	429.9
169.0	0.19	0.20	261.	297.16	336.19	364.2	385.47	400.89	411.3	417.1	419.935	419.9	417.63	414.2
172.0	0.01	0.01	259.	293.71	331.35	358.0	377.92	391.99	401.1	405.8	407.508	406.4	403.18	399.1
174.0	0.00	0.00	256.	290.30	326.58	351.9	370.51	383.29	391.1	394.8	395.446	393.3	389.23	384.5





**Figure III.22** Hydrogrammes d'entrée et de sorties

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.57** : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum

b(m)	Hd(m)	NPSHE(m)	q(m³/s)	Vforcé(Mm³)
35	10.09	532.36	295.13	163.58
45	8.54	530.81	347.78	135.46
55	7.47	529.74	414.08	116.86
65	6.68	528.95	471.39	103.55
75	6.07	528.34	525.08	93.53
85	5.59	527.86	575.61	85.79
95	5.19	527.46	623.48	79.44
105	4.85	527.12	665.07	74.12
115	4.57	526.84	705.05	69.79
125	4.32	526.59	745.84	65.96
135	4.10	526.37	782.23	62.62
145	3.91	526.18	810.99	59.76

**III.9. Etude d'optimisation :**

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversant correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

**III.9.1 Calcul de la revanche**

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. Elle est donnée par la Formule de Davis (reprise par Post et Lond):

**Formule de l'USBR :**

$$R = 0.75 \times H + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{III.67})$$

Avec : Hv: Hauteur des vagues (m). V : Vitesse des vagues (m/s).

$$\text{Formule de Gaillard : } V = 1.5 + 2 Hv \quad (\text{III.68})$$

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

**a) Formule de Stevenson :**

$$Hv = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \quad (\text{III.69})$$

Avec : F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch (F=1.63 km)

**b) Formule de Mallet et Pacquant :**

$$R = H + \frac{V^2}{2g} (R \leq 2) \quad (\text{III.70})$$

$$H0.5 + 0.33 * \sqrt{F} \quad (\text{III.71})$$

**c) Formule de Molitor :**

$$H = 0.75 + 0.032 * (U * F)^{0.5} - 0.27F^{0.25} \quad (\text{III.72})$$

Avec :

U : (vitesse du vent) = 70 km/h

**d) Formule simplifiée :**

$$R = 1 + 0.3 * \sqrt{F} \quad (\text{III.73})$$

**Tableau III.58 : Récapitulatif des résultats**

Formule	H(m)	V (m/s)	R(m)
F. Stevenson Gaillard	0.89	3.28	1.22
F. MALLET et PACQUANT	0.92	3.34	1.26
F. Molitor	0.79	3.07	1.07
F. Simplifiée	-	-	1.38

Dans notre cas on opte pour la valeur maximale de **R=1.38 m** afin de minimiser les risques.

### III .9.2 Tassement

On calcule le tassement d' après les formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2}$$

Avec : T : Tassement de la crête du barrage

H<sub>b</sub> : Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés de 0.23 m.

### III.9.3 Largeur en crête

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

#### a. Formule de Knapen :

$$b_{cr} = 1.65 * \sqrt{H_b} \quad (III.74)$$

#### b. Formule de Preece :

$$b_{cr} = (1.1 + \sqrt{H_b}) + 1 \quad (III.75)$$

#### c. Formule Simplifié :

$$b_{cr} = 3.60 * \sqrt[3]{H_b - 3} \quad (III.76)$$

#### d. Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \quad (III.77)$$

Avec : **H<sub>b</sub>** : Hauteur du barrage (m)  $H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + T$

Les résultats de calcul selon les différentes méthodes sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.59 : Largeur en crête

B (m)	Hd (m)	Hb (m)	Largeur en crête du barrage bcr (m)				
			F. KNAPEN	F. PREENCE	F.Simplifiée	F. pratique	La moyenne
35	10.0	25.97	8.41	6.61	7.66	8.49	7.79
45	8.54	24.42	8.15	6.44	7.44	8.24	7.57
55	7.47	23.35	7.97	6.32	7.29	8.05	7.41
65	6.68	22.56	7.84	6.22	7.17	7.92	7.29
75	6.07	21.95	7.73	6.15	7.08	7.81	7.19
85	5.59	21.47	7.65	6.10	7.01	7.72	7.12
95	5.19	21.07	7.57	6.05	6.94	7.65	7.05
105	4.85	20.73	7.51	6.01	6.89	7.59	7.00
115	4.57	20.45	7.46	5.97	6.84	7.54	6.95
125	4.32	20.2	7.42	5.94	6.80	7.49	6.91
135	4.1	19.98	7.38	5.92	6.77	7.45	6.88
145	3.91	19.79	7.34	5.89	6.74	7.41	6.85

On opte pour une largeur de crête de : **bcr = 8 m**

### III.9.4 Calcul du volume et du coût de la digue

Tout d’abord, nous calculons le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_b = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{(S_i + S_{i+1})}{2} * L_i \tag{III.78}$$

Avec :

**Vi** : Volume du barrage à la cote i

**Li** : Distance entre deux coupes voisines

**Si** : Section transversale correspondante à la coupe i

$$\left[ S_i = \frac{b + B_i}{2} * H_i \right] \tag{III.79}$$

Avec :

**Bi** : Largeur de base.  $[B_i = (m_1 + m_2).H_i + b]$

**m1, m2** : Les fruits des talus.

**b** : Largeur en crête (m).

**Hi** : Hauteur de la tranche au point i.

$$[H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t] \tag{III.80}$$

Avec : **R** : Revanche en (m).

**T** : Tassement en (m).

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, nous pouvons calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

**Tableau III.60:** Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs du déversoir

Largeur déversant (m)	La hauteur du barrage (m)	volume de la digue	Coût de la digue
		(m3)	(M DA)
35	25.97	429397.682	1478.846
45	24.42	372657.436	1283.432
55	23.35	340823.230	1173.795
65	22.56	313532.954	1079.807
75	21.95	295252.217	1016.849
85	21.47	280496.472	966.030
95	21.07	244156.469	840.875
105	20.73	257793.089	887.839
115	20.45	252284.905	868.869
125	20.2	244156.469	840.875
135	19.98	238652.263	821.918
145	19.79	233499.714	804.173

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube d'engrochement est estimé à 3444 DA (ANBT d'Alger).

**III.9.5 Calcul du coût de l'évacuateur de crues**

**III.9.5.1 Coût du déversoir**

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement, puisque la lame déversante épouse toujours le profil.

La section transversale du déversoir est obtenue à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{y}{H} = 0.47 \cdot \left(\frac{y}{H}\right)^{1.80} \tag{III.81}$$

Avec : **H** : Charge sur le seuil (m).

**Y** : Ordonnée du profil (m). **X** : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dev} = L * S \tag{III.82}$$

Avec : S : Section transversale (m<sup>2</sup>).L : Largeur déversant (m).

Selon l'ANBT, le mètre cube du béton vaut 43050 DA

**Tableau III.61** : Calcul du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Largeur	Lame d'eau	Section de profil	Volume du déversoir	Coûts
Déversante (m)	déversante (m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(M .DA)
35	10.09	6.00	210.00	9.041
45	8.54	5.75	258.75	11.139
55	7.47	5.60	308.00	13.259
65	6.68	5.54	360.10	15.502
75	6.07	5.11	383.25	16.499
85	5.59	5.09	432.65	18.626
95	5.19	4.80	456.00	19.631
105	4.85	4.56	478.80	20.612
115	4.57	4.44	510.60	21.981
125	4.32	4.38	547.50	23.570
135	4.1	4.32	583.20	25.107
145	3.91	4.60	667.00	28.714

### III.9.5.2 Coût du coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 187 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{beton} = S_{beton} * L_{coursier} \tag{III.83}$$

Les caractéristiques du coursier sont les suivantes :

- ❖ L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètres
- ❖ La longueur du coursier est L = 187m.
- ❖ La hauteur du mur : H = h<sub>cr</sub> + R avec :  $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{(b^2 * g)}}$  on prend R = 1.5 m

La largeur du coursier est donnée par :  $b_{cou} = Q_{e,max}^{0.4}$

Tableau III.62 : Récapitulatif des coûts du coursier

<b>b</b> <b>(m)</b>	<b>Charge</b> <b>h (m)</b>	<b>q</b> <b>(m3/s)</b>	<b>b' (m)</b>	<b>Hcr</b> <b>(m)</b>	<b>H<sub>mure</sub></b> <b>(m)</b>	<b>section</b> <b>(m2)</b>	<b>V<sub>i</sub> béton</b> <b>(m3)</b>	<b>Coût</b> <b>(MDA)</b>
35	10.09	295.13	9.73	4.54	6.04	10.91	1287.13	55.41
45	8.54	347.78	10.39	4.85	6.35	11.55	1362.47	58.65
55	7.47	414.08	11.14	5.20	6.70	12.27	1448.17	62.34
65	6.68	471.39	11.73	5.48	6.98	12.85	1515.82	65.26
75	6.07	525.08	12.25	5.72	7.22	13.35	1574.85	67.80
85	5.59	575.61	12.71	5.94	7.44	13.79	1627.18	70.05
95	5.19	623.48	13.12	6.13	7.63	14.19	1674.27	72.08
105	4.85	665.07	13.46	6.29	7.79	14.52	1713.44	73.76
115	4.57	705.05	13.78	6.44	7.94	14.83	1749.74	75.33
125	4.32	745.84	14.09	6.58	8.08	15.13	1785.53	76.87
135	4.1	782.23	14.37	6.71	8.21	15.39	1816.47	78.20
145	3.91	810.99	14.57	6.81	8.31	15.60	1840.32	79.23

Tableau III.63 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes

<b>Largeurs</b>	<b>Coût total</b>				
<b>déversantes</b>	<b>Coût de la digue</b> <b>(MDA)</b>	<b>Coût de l'évacuateur de crue (MDA)</b>			<b>Coût total</b> <b>(MDA)</b>
<b>(m)</b>		<b>Déversoir</b>	<b>Coursier et canal d'amené</b>	<b>total</b>	
35	1478.846	9.041	134.425	143.466	1 622.312
45	1283.432	11.139	146.580	157.719	1 441.151
55	1173.795	13.259	160.420	173.679	1 347.474
65	1079.807	15.502	174.207	189.709	1 269.516
75	1016.849	16.499	188.088	204.587	1 221.436
85	966.030	18.626	202.015	220.641	1 186.671
95	926.495	19.631	215.924	235.555	1 162.050

105	887.839	20.612	229.648	250.260	1 138.099
115	868.869	21.981	243.402	265.383	1 134.252
125	840.875	23.57	257.212	280.782	1 121.657
135	821.918	25.107	270.891	295.998	1 117.916
145	804.173	28.714	284.342	313.056	1 117.229

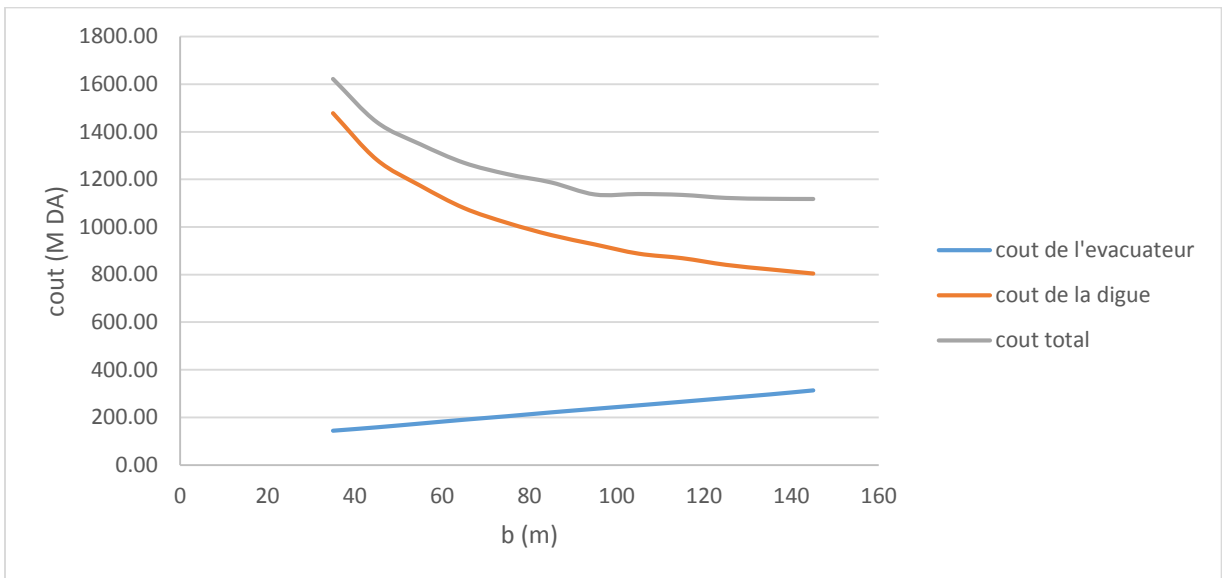


Figure III.23 : Courbe d’optimisation du choix de la largeur de l’évacuateur

La largeur déversante donnant le coût minimum est **95m**.

- $Q_{lam} = 623.48m^3/s$
- $H_{dev} = 5.19 m$
- La hauteur du barrage est :  **$H_b = 20.93m$**
- La Cote de la crête est : **528.93 m**.



Tableau III.64 : Caractéristiques du barrage.

Denomination	Unites	Valeurs
VOLUME MORT	Mm3	43.885
VOLUME UTILE	Mm3	75.12
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	Mm3	119.103
COTE DE FOND (▼FOND)	m	508
COTE AU NIVEAU MORT (▼NVM)	m	514.59
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	m	522.27
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	m	527.46
COTE DE LA CRETE (▼CRETE)	m	529.07
LARGEUR DE DEVERSOIR	m	95
CHARGE SUR LE DEVERSOIR	m	5.19
<	m	8

### CONCLUSION

A la fin de ce chapitre on a déterminé tous les paramètres et les caractéristiques hydrologiques nécessaires (bassin versant, précipitation, crues ...) qui seront des éléments fondamentaux dans la conception du barrage



**Chapitre IV :**  
**Etudes de variantes de la**  
**Digue**

**Introduction :**

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristique très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus des fourchettes beaucoup plus étroites. Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée, des problèmes de transport et d'approvisionnement, des possibilités en matériel et en main-d'œuvre, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

**IV-1 Choix du type de barrage :**

Le choix du type de digue à implanter dépend essentiellement de :

- \* L'étude topographique qui permet la localisation des axes probables sur le site.
- \* L'étude géologique qui donne un aperçu sur les formations géologiques des couches qui seront à la suite une future assise du barrage.
- \* L'étude géotechnique qui donne l'estimation de la quantité des matériaux disponibles tout autour du site et leurs caractéristiques.

A priori, selon les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site on peut envisager une digue en matériaux locaux suivant deux alternatives de variantes :

- ❖ Remblai zoné à noyau d'argile.
- ❖ Remblai en enrochement.
- ❖ Barrage poids en BCR (béton compacté au rouleau).

**IV.1.1 Barrage zoné avec un noyau d'argile**

Ce type de barrage en remblais est une solution largement répandue. Le barrage consiste en deux corps d'appui amont et aval qui garantissent la stabilité du noyau central situé entre les deux, lequel est constitué de matériaux étanche. Les corps d'appuis sont généralement constitués d'enrochement. En raison de sa perméabilité, la recharge amont supporte bien les fluctuations du niveau de plans d'eau. La protection du parement amont est nécessaire contre l'action érosive des vagues et des pluies. Une protection du parement aval s'impose aussi contre les intempéries.

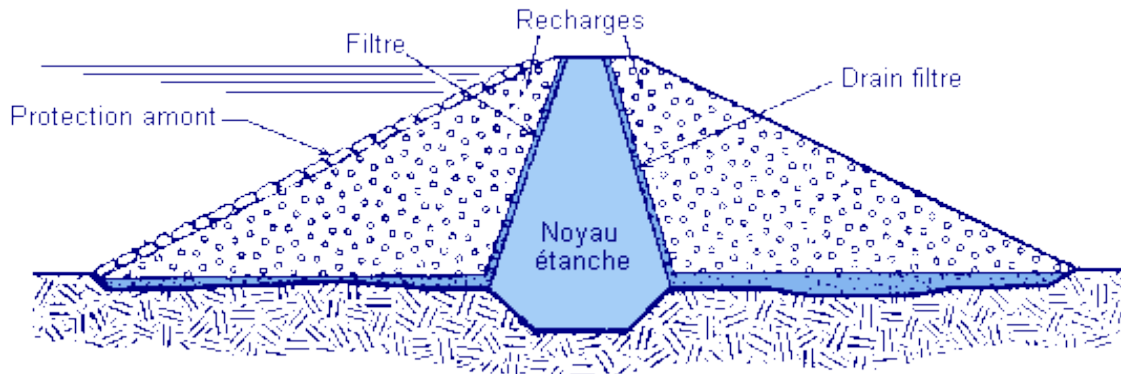


Figure IV.01 Digue Zonée avec noyau d'argile

#### IV.1.2 Digue en enrochement avec masque en béton :

Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément. Il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique et thermique. C'est le type de masque le plus ancien et qui est pratiquement abandonné à cause de sa rigidité qui s'accommode très mal avec les déformations du massif support. En général, il se compose de dalles préfabriquées ou coulées sur site avec des joints de dilatation qui atténuent l'effet des déformations du béton. Le barrage en enrochement avec masque en béton peut être la solution idéale pour la réalisation de la digue.

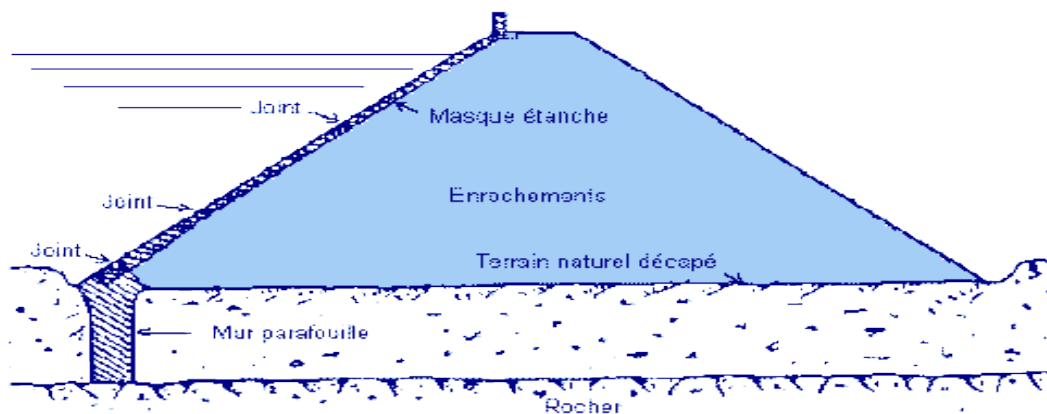


Figure IV.02 Digue en enrochement avec masque en Béton

#### IV.1.3 Barrage poids en BCR (béton compacté au roulant)

Les barrages poids, comme son nom l'indique, résiste à la poussée de l'eau par son propre poids, nécessitent une fondation rocheuse de bonne qualité, consiste à mettre en place le béton et à le compacter, par un rouleau vibrant lourd. Les matériaux BCR utilisés pour le corps du barrage sont de composition variable est guidée par la disponibilité sur le site des composants dans une formulation au moindre coût. L'un- des avantages

importants du BCR est la rapidité d'exécution. L'inconvénient dans ce type de barrage est la stabilité est très sensible aux variations du poids spécifique de l'eau et aux séismes.

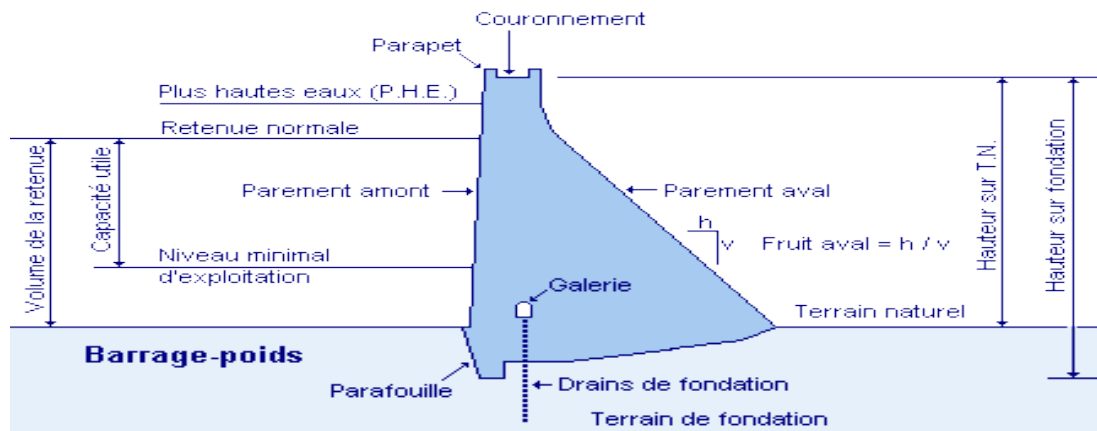


Figure IV.03 Digue en béton (BCR)

## IV.2. Définition du profil général de la retenue

### IV.2.1. Hauteur de la retenue

❖ **Calcul de la revanche** La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation :  
**R=1.38 m**

❖ **Calcul du tassement**

On calcule le tassement  $d'$  après les formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2}$$

Avec :

T : Tassement de la crête du barrage

$H_b$  : Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés de 0.23 m.

Donc la cote en crête est :

$$H_b = \text{CNNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \quad (\text{IV.1})$$

Nous prenons la hauteur de barrage :  $H_b = 21 \text{ m}$

### IV.2. 2. Largeur en crête

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé

$$bc = 8 \text{ m}$$

**IV.2. 3. La longueur en crête**

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

$$L_{cr} = 280\text{m}$$

**IV.2.4 Pente des talus**

Dans le but d'effectuer une conception préliminaire de la digue, on peut utiliser les valeurs d'orientation qui sont données dans le tableau suivant ; elles doivent être vérifiées avec un calcul de stabilité postérieur.

**Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus**

Hauteur de la digue (m)	Type de Digue	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5 m	Homogène	2.5	2.0
	A zones	2.0	2.0
5 m ≤ H ≤ 10 m	Homogène granularité tendue	2.0	2.0
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	2.5
	A zones	2.0	2.5
10 m ≤ H ≤ 20 m	Homogène granularité étendue	2.5	2.5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	3
	A zones	2.5	3
H > 20 m	Homogène granularité étanche	3	2.5
	A zones	3	3

**IV.2.5 Les bermes :**

Pour des hauteurs dépassant les 10 mètres de la digue on prévoit des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus. Les bermes sont de (2 ÷ 4) mètres de largeur et de pente (2 % à 3%)

**VI.2.5.1 Talus amont :**

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées une seule berme de largeur de 3m à la cote 519m NGA.

**IV.2.5.2. Talus aval :**

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous avons proposé une berme de largeur 3 m aux mêmes côtes successivement.

**IV.2.6.Revêtement de la crête et des talus de la digue :****IV.2.6.1. La crête :**

Pour assurer une bonne stabilité, conserver contre la dégradation et permettre la bonnecirculation des engins on doit réaliser un bon revêtement de la crête ; en utilisant une couche de produits asphaltiques épaisse de 30 cm sous jacée de deux couches épaisses de 20 cm chacune pour les 2 premières variantes, la première en gravier et la seconde en sable.

**IV.2.6.2. Les talus :**

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

**IV.2.6.2.1. Talus amont :**

Pour la 3<sup>ème</sup> variante (BCR) on prévoit une couche de béton armé de 50cm.

Pour les 2 premières variantes le talus en amont sera protégé contre l'érosion causée par l'action des vagues en plaçant une couche de Rip-Rap à une épaisseur « e ».

**IV.2.6.2.2. Talus aval :**

On doit concevoir le revêtement pour éviter la possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

En ce qui concerne le talus aval il n'y a pas de méthodologies bien établies, étant d'ailleurs le choix de la solution une question de jugement du Consultant tenant compte de l'importance de l'ouvrage, du régime des pluies et des conditions locales.

Normalement on utilise l'une des deux solutions suivantes pour la protection du parement aval pour les barrages en remblai : protection avec une couche de Rip-Rap ou protection végétale, cette deuxième solution exigeant une manutention adéquate qui est difficile de garantir dans un climat comme celui de l'Algérie. Pour sa protection, on utilise l'enrochement d'épaisseur (0,3m).

**IV.3 Remblai zoné a noyau d'argile :****IV.3.1 Pentés des talus**

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

Parement amont  $m_1 = 3$ .

Parement aval  $m_2 = 3$ .

**IV.3.2 Protection des talus****A. Talus amont**✓ **Tennessee Valley Authority (T.V.A)**

Préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'encrochement pour la protection du talus amont.

$$e = c * v^2 \quad (IV.2)$$

Avec :

✓ V : Vitesse des vagues déterminées par formule de Gaillard.

✓ C : Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique  $\gamma_p$  de l'encrochement utilisé.

**Tableau IV.02 : Valeurs du coefficient C**

Pente du talus	Valeur de C pour différents $\gamma_p$		
	$\gamma_p = 2.50$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

A partir du tableau IV.2 on aura :

$$e = 3.28^2 * 0.025 = 0.27m$$

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'encrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0.52 \gamma_p \cdot e^3 \quad (IV.3)$$

$$W = 0.027123 \text{ tonne}$$



✓ **US ARMY corps of Engineers :**

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

on déduit  $H_v = 0.89$  m par conséquent à partir du tableau IV.3 on a :

$$e_{\min} = 0.45 \text{ m}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur  $e_{\min} = 0.45 \text{ m}$  et un diamètre médian des blocs  $D_{50 \min} = 0.30 \text{ m}$ .

**Tableau IV.03 :** Epaisseur de l'enrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche(m)	D 50 minimal (m)
0-0.30	0.30	0.20
0.30-0.60	0.40	0.25
0.60-1.20	0.45	0.30
1.20-1.80	0.55	0.40
1.80-2.40	0.70	0.45
2.40-3.00	0.80	0.55

### IV.3.3 Etanchéité de la retenue

#### IV.3.3.1 Noyau

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est réalisé en matériaux imperméable disponible au niveau de la zone d'emprunt. Dans notre projet nous utiliserons les argiles.

Les matériaux destinés à la confection du noyau doivent répondre aux exigences suivantes :

- ❖ Avoir une résistance au cisaillement appréciable.
- ❖ Avoir une grande imperméabilité.
- ❖ Être insolubles dans l'eau et ne pas contenir de particules de gypse.

#### A- Largeur en crête :

$$L_{cr} = \frac{1}{6} H_b \quad (\text{IV.4})$$

Avec :  $H_b$  : hauteur totale du barrage  $L_{cr} = 3.5 \text{ m}$

**B- Hauteur du noyau :**

$$H_n = H_b - 1 \text{ (IV.5)}$$

$$H_n = 20 \text{ m}$$

**C- Largeur à la base du noyau**

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{noy}} \leq J_{adm} \rightarrow B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} \quad \text{(IV.6)}$$

Avec :

- $\Delta H$  : Différence de charge entre l'amont et l'aval ;  $\Delta H = H_1 - H_2$
- $H_2$  : Hauteur d'eau à l'aval,  $H_2 = 0$
- $H_1$  : Hauteur d'eau à l'amont,  $H_1 = 14.27 \text{ m}$ .
- $B_{noy}$  : Largeur à la base du noyau (m)
- $J_{adm}$  : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les tableaux VI.4 et VI.5 nous permettent de déterminer le gradient hydraulique  $J_{adm}$ .

**Tableau VI.04 :** Classification des barrages réservoirs en fonction du type de la fondation selon la norme soviétique SNIP

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteur de barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain Argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau IV.04, la retenue de notre projet est de classe IV.

**Tableau VI.05 :** Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
Argilecompactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la IVème classe alors, on prend  $i_{adm}=1,95$

$$B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{14.27-0}{1.95} B_{noy} > 2.2 \text{ m}$$

Nous pouvons calculer la Largeur à la base du noyau par une deuxième méthode

La base du noyau aura l'épaisseur donnée par :

$$B_{min} = 6 + C * H_n \text{ (IV.7)}$$

$$B_{max} = (0.8 \div 1.2) H_b \quad \text{(IV.8)}$$

Avec :

$$0.15 \leq C \leq 0.3 \rightarrow C = 0.3$$

Nous trouvons :

$$B_{min} = 12.021 \text{ m} \quad B_{max} = 25.28$$

Nous prenons :  $B_{noy} = 20 \text{ m}$

#### D- Pente des talus

$$m_1 = m_2 = \frac{B_{noy} - B_{noy \text{ cret}}}{2 * H_n} \text{ (IV.9)}$$

$$m_1 = m_2 = 0.41$$

Nous prenons :  $m_1 = m_2 = 0.4$

**Tableau IV.06 :** Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	<b>3.5</b>
Hauteur du noyau (m)	<b>20</b>
Largeur à la base du noyau (m)	<b>20</b>
Pente des talus	<b>0.4</b>

**IV.3.3.2 Calcul des drains :****A-Drain tapis :**

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

L<sub>b</sub> : Longueur transversale de la retenue, **L<sub>b</sub> = 280 m.**

Donc :

$$\mathbf{L_d = 94 m}$$

**B- Dimensionnement du prisme aval**

## ❖ Hauteur

$$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b \quad (\text{IV.11})$$

Avec : H<sub>b</sub> : hauteur du barrage, H<sub>b</sub> = 21 m.

$$H_p = 0.19 \times H_b = 0.19 \times 21 = 4\text{m}$$

$$H_p = 4 \text{ m}$$

## ❖ Largeur en crête

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \quad (\text{IV.12}) \quad b_p = 1/3 \times 4 = 1.33 \text{ m}$$

Nous prenons : b<sub>p</sub> = 1.33m

## ❖ Fruits de talus

$$m_1 = (1 \div 2.5) \quad (\text{IV.13})$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \quad (\text{IV.14})$$

Nous prenons : m<sub>1</sub>=2.5 et m<sub>2</sub>= 2.5.

## ❖ Largeur en base du prisme

Elle est exprimée par :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2) H_p \quad (\text{IV.15})$$

$$B_p = 21.33 \text{ m}$$

**IV.4. Barrage en enrochement avec masque en béton****IV.4.1. Pentes des talus**

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

$$\text{Parement amont } m_1 = 2.5$$

$$\text{Parement aval } m_2 = 2.5$$

L'épaisseur du masque en béton est déterminée par la formule de MATERON :

$$e = 0.3 + 0.002 \times H_b \quad (\text{IV.16})$$

$$\mathbf{e = 0.4 m}$$

**IV.5 Barrage en BCR :**

Un parement amont vertical 1/1. Épaisseur de parement amont est de 1m en BCV.

Un parement aval incliné entre les cotes 508 m et 527m avec une pente moyenne 0.85  
La largeur en crête 8m.

Largeur de base de 24.15m.

**IV.6. Etude comparative :**

Une étude de comparaison estimative entre les différents types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de barrage.

**IV.6.1 Calcul du volume des différents matériaux :**

Dans cette présente étude nous allons calculer le volume de différents matériaux pour la construction du barrage pour les différentes variantes proposées. Et en se basant sur ces volumes ainsi que les prix unitaires adoptés par l'agence nationale des barrages et des transferts, nous déterminerons les coûts des de chaque variante ce qui nous permettra de faire notre choix définitif.

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

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 :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \quad (IV.17)$$

Avec :  $H_{bi}$  : hauteur du barrage à la coupe « i ».

$N_{cr}$  : 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 :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} * H_{bi} \quad (IV.18)$$

Avec :  $b_{cr}$  : Largeur en crête du barrage.

$B_{pi}$  : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) * H_{bi} \quad (IV.19)$$

Avec :  $m_1$  et  $m_2$  ; fruits de talus amont et aval respectivement.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad (IV.20)$$

$$\text{Avec : } V_i = \frac{S_i + S_{i-1}}{2} * d \quad (IV.21)$$

Avec :  $V_i$  : volume de la digue à la coupe « i »

$S_i$  : surface de la digue à la coupe « i »

$S_{i+1}$  : surface de la digue à la coupe « i+1 »

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

les prix unitaire des matériaux sont pris de la part de l'ANBT pour l'année 2017

**Tableau IV.07** Coût de différentes variantes de la digue

Variante	Matériaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unité (DA)	Coût (DA) x 10 <sup>6</sup>	Total (DA)
Zoné	Recharges	203206.809	3444	699.844	860.488
	Noyau	65800	1500	98.700	
	Rip-Rap (enrochement)	14388.7818	4 305	61.944	
Avec masque	Recharges	269006.809	3444	926.459	1241.094
	Béton	12790.0283	24600	314.635	
BCR	beton BCR	90930	24600	2236.878	2490.012
	Béton armé	5880	43050	253.134	

#### IV.7 Comparaison des résultats et discussions

A la lumière des résultats obtenus, nous pouvons affirmer que la première variante, car elle est la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement, mais avant tout rappelons que la 1ère variante est celle du barrage zoné à noyau d'argile.

Néanmoins, d'après les analyses d'investigation de la zone d'emprunt, l'estimation quantitative des argiles est suffisante pour opter à une variante d'une digue zonée avec un noyau d'argile.

Malgré que la zone d'emprunt est loin, elle se situe a d'Abadla, mais ça reste la plus économique que le BCR et la variante enrochement maque en béton.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both ending in rounded, curled ends.

**Chapitre V :**  
**Dimensionnement de la**  
**variante retenue de la digue**

**Introduction :**

On se basant sur les résultats obtenus dans le chapitre précédant l'étude des variantes de la digue, on a opté pour la première variante à savoir un barrage zoné avec un noyau central. D'une hauteur totale de 21 m au-dessus de la fondation. La largeur en crête est de 8 m, et les fruits des talus amont et aval sont donnés successivement de (3- 3). Dans ce chapitre, on va aborder tous les points essentiels de l'étude détaillée de la variante de la digue retenue et confirmer notre choix.

**V.1 les dimensions de la variante choisie**

- ❖ La hauteur du barrage : 21 m
- ❖ Largeur en crête : 8 m
- ❖ La pente des talus : Le parement amont : 3 Le parement aval : 3
- ❖ **Le noyau :**  
Pentes du noyau amont et aval : 0.4 ;  
Une largeur à la crête de 3.5 m et en fondation de 20m.
- ❖ **Les bermes :** une berme de 3 mètres de largeur pour les deux talus amont et aval a la cote 519 m (NGA).

**V.2 Protection des talus**

Pour la protection du talus amont, nous avons opté pour la solution de revêtement en enrochements dont nous devons déterminer l'épaisseur ainsi que le diamètre moyen de la pierre.

L'épaisseur d'enrochement et le diamètre de 50 % des blocs ont été déterminés par la méthode d'US Army corps. Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.01 : Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap**

<b>Caractéristiques du Rip-Rap</b>	
<b>Epaisseur (m)</b>	0.45
<b>D50 (m)</b>	0.3



### V.3 Les filtres et les drains :

La présence d'une charge hydraulique à l'amont du remblai engendre une infiltration d'eau dans le barrage et ses fondations. Malgré l'attention accordée au dispositif d'étanchéité prévu, ces infiltrations peuvent être nuisibles à la stabilité tant hydraulique que mécanique de l'ouvrage. Pour y remédier nous prévoyons un dispositif de drainage souvent associé à des filtres.

#### V.3.1 Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges :

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière. Si un filtre est constitué par plusieurs couches, chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

##### V.3.1.1 Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :

Les critères de conception des filtres les plus fréquemment utilisés sont ceux qui sont établis par les conditions de Terzaghi (1922), perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984). **Critères de conception :**

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}(\text{sol})} \leq 4 \div 5 \text{ Condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de}$$

$$\text{Renard. } \frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}(\text{sol})} > 4 \div 5 \text{ Condition de perméabilité.}$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{d_{50}(\text{sol})} < 25 \text{ Parallélisme des courbes granulométriques.}$$

$$\frac{D_{60}(\text{filtre})}{D_{10}(\text{filtre})} \leq 20 \text{ Coefficient d'uniformité du filtre.}$$

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- ❖ Couches horizontales de sables.....0, 15 m ;
- ❖ Couches horizontales de graviers.....0, 30 m ;
- ❖ Couches verticales ou inclinées .....1,00 m.

## V.3.1.2 Calcul des filtres :

## A) Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :

On désigne par  $D_p$  et  $d_p$  les diamètres des grains du filtre et du matériau filtré Selon les critères suivants :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad (V.1)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \quad (V.2)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :  $D_{15}$ ,  $D_{50}$  : Diamètre de filtre.  $d_{15}$ ,  $d_{50}$  : Diamètre du sol à protéger.

La granulométrie du sol à protéger est :

$$d_{15} = 0.006 \text{ mm}$$

$$d_{50} = 0.02 \text{ mm}$$

$$d_{85} = 0.2 \text{ mm}$$

❖ **La première couche du filtre** est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :  $0,072 \text{ mm} < D_{15} < 0.24 \text{ mm}$  ;  $0.24 \text{ mm} < D_{50} < 1.16 \text{ mm}$ .

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.156 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 0.7 \text{ mm}$$

$$D_{17}^F = \frac{D_{pv}}{0.32 * \sqrt[6]{\eta F * (1 + 0.05 * \eta F)}} * \frac{1-n}{n} \quad (V.3)$$

Avec :  $\eta F$  : coefficient d'homogénéité du sol du filtre  $\eta F = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1.3}{0.11} = 12$

la porosité de filtre :  $n = 0.4 - 0.1 \cdot \log(\eta F)$  ;

DPV : diamètre des particules soumises à un effet de voutes  $DPV = (3 \text{ à } 4) \cdot d_{15}$

$d_{15}$  : Diamètre des particules du sol a protégé à 15%.

On déterminera aussi le diamètre minimum  $D_{min}$  en fonction de  $D_{17}$

$$D_{min} = \frac{D_{17}}{1 + 0.2(1.7)^x} \quad (V.4)$$

Ou :  $x = 1 + 1.28 \cdot \log(\eta F)$  (V.5)

Les autres valeurs de «  $D_i$  » sont déterminées par la formule suivante :

$$D_i = [1 + 0.2 * (0.1 * i)^x] * D_{min} \quad (V.6)$$

$$n = 0.29 \quad \text{et} \quad x = 2.38$$

Les résultats de la 1<sup>ère</sup> couche sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.02 :** Récapitulatif des résultats de la 1<sup>ère</sup> couche de filtre

<b>D17</b> (mm)	<b>Dmin</b> (mm)	<b>D10</b> (mm)	<b>D15</b> (mm)	<b>D20</b> (mm)	<b>D50</b> (mm)	<b>D60</b> (mm)	<b>D80</b> (mm)	<b>D100</b> (mm)
0.0758	0.044	0, 053	0, 067	0, 090	0, 450	0, 670	1, 285	2, 155

❖ **La deuxième couche de filtre** on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$0.804 \text{ mm} < \mathbf{D15} < 2.68 \text{ mm} \quad 5.4 \text{ mm} < \mathbf{D50} < 26.1 \text{ mm}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$\mathbf{D15} = 1.742 \text{ mm}$$

$$\mathbf{D50} = 15.74 \text{ mm}$$

La deuxième couche est déterminée de la même façon que la première couche.

**Tableau IV.03 :** Récapitulatif des résultats de la 2<sup>ème</sup> couche de filtre

<b>D17</b> (mm)	<b>Dmin</b> (mm)	<b>D10</b> (mm)	<b>D15</b> (mm)	<b>D20</b> (mm)	<b>D50</b> (mm)	<b>D60</b> (mm)	<b>D80</b> (mm)	<b>D100</b> (mm)
0.665	0, 387	0.464	0.593	0, 799	4, 148	6, 227	12, 079	20, 420

En conclusion on va prévoir deux couches de filtre :

- Une couche de sable de 0.5 m
- Une couche de Gravier de 0.5 m.

**B) Règles des filtres :** L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier les conditions d'absence de phénomène de renard.

**Condition 01 :**

$$\frac{d_5}{d_{17}} \geq 0.32 \sqrt{\eta} (1 + 0.05 \mu_F) \frac{n}{1-n} \quad (\text{V.7})$$

Avec :  $\eta$  : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre

$$\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} n : \text{Porosité du sol en fonction d'unité } n = n_0 - 0.1 \text{Log } \eta ;$$

$n_0 = 0,4$  pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$  pour les sols argileux.

**Filtre 01 :**  $D_5 = 0.046\text{mm}$ ,  $D_{10}=0.053\text{ mm}$ ,  $D_{17}=0.0758\text{mm}$  ;  $D_{60}=0.670\text{mm}$

$\eta=D_{60}/D_{10} = 13$  Coefficient d'hétérogénéité ;

$n_o= 0,4$  d'où  $n=0,29$   $D_5/D_{17}=0,607 > 0,33$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

**Filtre 02 :**  $D_5/D_{17}=0.604 > 0,328$ :  $n_o=0,28$  ;  $\eta=14$ .

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD n'existe pas.

### Condition 2 :

La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \quad (\text{V.8})$$

Où :  $D_{15}$  : Diamètre de filtre

$d_{85}$  : Diamètre du sol à protéger.

### Filtre 01 :

$$\frac{0.067}{0.2} = 0.335 < 5$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée

### Filtre 02 :

$$\frac{0.593}{1.325} = 0.448 < 5$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée

## V.3.2 Calcul des drains :

Le système de drainage utilisé est un tapis drainant suivi par un prisme de drainage au côté aval de la digue dont le dimensionnement est le suivant :

**A- Calcul de drain tapis :** Le drainage de la digue est assuré par un tapis drainant d'une longueur de 94 m et une épaisseur de 1m.

### B- Dimensionnement du prisme aval

❖ Hauteur

$$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b \quad (\text{IV.9})$$

Avec :  $H_b$  : hauteur du barrage,

$$H_b = 21\text{ m. } H_p = 0.19 \times H_b = 0.19 \times 21 = 4\text{ m}$$

$$H_p = 4\text{ m}$$

❖ Largeur en crête

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \quad (\text{IV.10})$$

$$b_p = 1/3 \times 4 = 1.33\text{ m}$$

Nous prenons :  $b_p = 1.33\text{m}$

❖ **Fruits de talus**

$$m_1 = (1 \div 2.5) \quad (\text{IV.11})$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \quad (\text{IV.12})$$

Nous prenons :  $m_1=2.5$  et  $m_2= 2.5$ .

❖ **Largeur en base du prisme**

$$\text{Elle est exprimée par : } B_p = b_p + (m_1 + m_2) H_p \quad (\text{IV.13})$$

$$B_p = 21.33 \text{ m}$$

## V.4 Dispositif d'étanchéité

### V.4.1 Le noyau :

Le noyau est construit en argile compactée, centré verticalement au milieu du barrage. Son épaisseur est fixée en fonction de la hauteur du barrage et doit être vérifiée pour que le gradient hydraulique soit admissible et donc éviter l'érosion interne du noyau par les eaux d'infiltration. Le dimensionnement du noyau dans l'étude des variantes, nous a donné les résultats suivants :

**Tableau V.04 :** Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	3.5
Hauteur du noyau (m)	20
Largeur à la base du noyau (m)	20
Pente des talus	0.4

### V.4.2 Clé d'étanchéité :

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 5 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage. La pente des talus de la clé d'étanchéité est :  $m=1$ .

## V.5 Bermes

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées une seule berme de largeur de 3m à la cote 519m NGA en coté amont et aval.

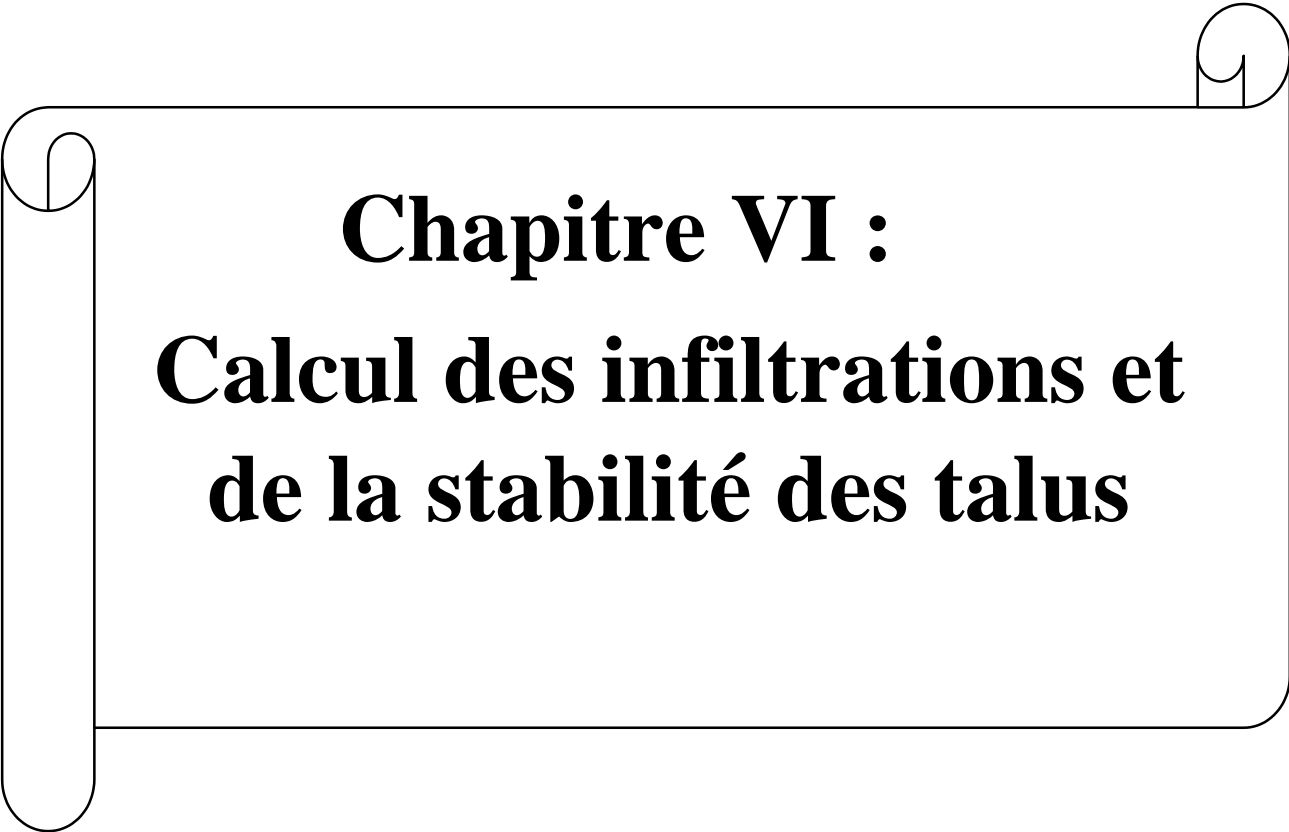
**V.6 Protection de la crête**

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravier bitume bien compactée). La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de 2% qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

**Conclusion :**

Afin de définir notre futur barrage et sa conception détaillée, on a utilisé les nécessaires méthodes et des formules pour déterminer tout le détail constructif du barrage en remblai à noyau d'argile (talus, bermes, revêtements, filtres, drains,.....etc.).

Et à cet effet on a préparé notre ouvrage au calcul des infiltrations, chose qui va se faire dans le chapitre prochain.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both featuring rounded ends and a small scroll-like detail at the corners.

**Chapitre VI :**  
**Calcul des infiltrations et**  
**de la stabilité des talus**

**Introduction :**

Les statistiques montrent que 50% environ des avaries causées aux barrages en terre sont provoqués par la déformation de filtration, c'est pourquoi il est utile d'étudier les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou ses fondations. Ces infiltrations doivent être étudiées sous deux angles : d'une part, elles ont pour conséquences les pertes d'eau dont il faut réduire la valeur déterminée dépendant de l'économie générale du projet. D'autre part, elles peuvent mettre en jeu la sécurité de l'ouvrage et compromettre sa stabilité si certaines précautions ne sont pas prises contre les risques qu'entraînent les renards et les pressions de filtration.

**VI.1 Etude des infiltrations****VI.1.1 Ligne de saturation**

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ». Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny et qui nous permet de délimiter la partie sèche ou humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad (\text{VI. 01})$$

Où :  $y_0 = \sqrt{(h^2 + d^2)} - d$

$y_0 = d$  : étant la largeur en base du barrage diminuée de 0.7 b

$b$  : étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

En point B :  $x = d$  et  $y = h$



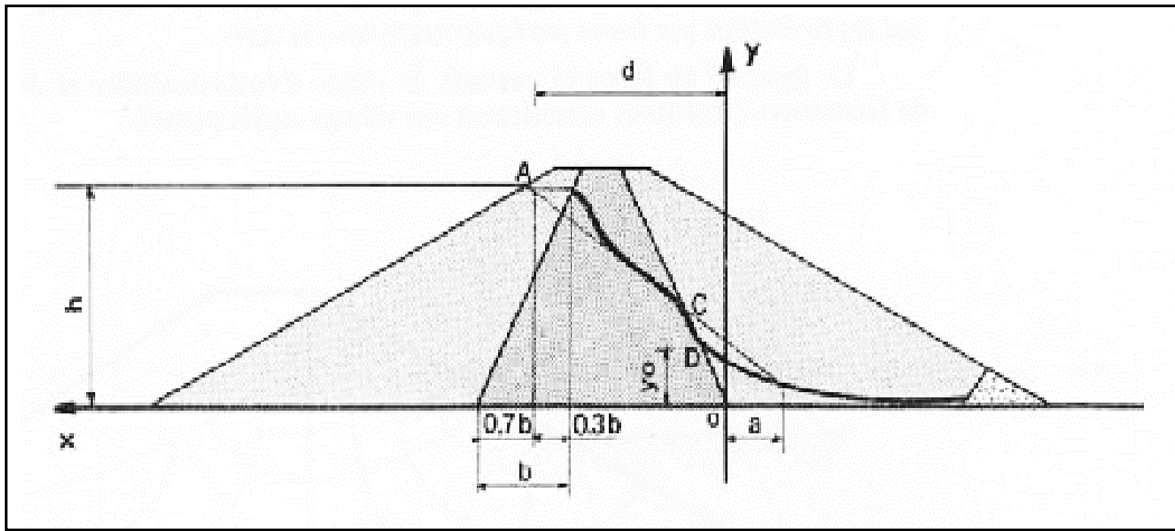


Figure VI.01 : Schéma de calcul de la ligne de saturation

On a :  $b = 18.06$ ,  $d = 7.36$  m et  $h = 14.27$  m.

D'où :  $y_0 = 8.70$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$y^2 = 17.40x + 75.70$$

Tableau V.01 : Coordonnées de la parabole de Kozeny

X(m)	-4	-3	-2	-1	1	2	3	4	5	6	7	7.36
Y(m)	2.47	4.85	6.40	7.64	9.65	10.51	11.31	12.05	12.76	13.42	14.05	14.27

Le point C0 de la parabole avec la face aval du noyau traduit en coordonnées polaire

L'origine étant au foyer O par la relation :

$$\rho = Y_0 / (1 - \cos \alpha) \tag{VI.1}$$

Avec :  $\rho$  : Rayon polaire

$\alpha$  : Angle polaire avec l'axe de la parabole.

**A.N :**  $\rho = Y_0 / (1 - \cos \alpha) = 5.43 / (1 - \cos 63.43) = 9.82$

Soit  $a = OC$  avec C, point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval

$\alpha$  : Angle du talus avec l'horizontale, nous aurons alors, un système d'équations :

$$\rho = a + \Delta a \tag{VI.2}$$

$$\rho = Y_0 / (1 - \cos \alpha)$$

$$D'où nous aurons : a + \Delta a = Y_0 / (1 - \cos \alpha) \quad (VI.3)$$

A partir de l'abaque de Cazagrande (1937) l'angle est en fonction du rapport  $\frac{\Delta a}{\Delta a + a}$

$$\text{On a : } \alpha = 63.43^\circ \quad \frac{\Delta a}{\Delta a + a} = 0.32 \quad \rho = a + \Delta a = 9.82$$

$$\Delta a = 0,32(a + \Delta a) \quad \text{On trouve : } \Delta a = 3.14\text{m} \quad \text{et} \quad a = 6.68 \text{ m.}$$

### V.1.2 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)

Le débit de fuite à travers le noyau est déterminé par la formule suivante :

$$q = K \cdot I \cdot A \quad (VI.4)$$

Où:  $q$  : Débit d'infiltration en (m<sup>3</sup>/s/ml)

$K$  : Coefficient de perméabilité en (m/s) ( $10^{-8}$  cm/s)

$I$  : gradient hydraulique

$A$  : Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :  $I = \frac{dy}{dx}$

La section d'infiltration est :  $A = y \cdot I$

D'où :  $q = K \cdot y_0$  m<sup>3</sup>/s/ml.

Avec :  $K = 10^{-8}$  cm/s et  $y_0 = 8.7$  m

A.N :  $q = 8.7 \cdot 10^{-8}$  m<sup>3</sup>/s/ml.

Le débit total à travers le barrage sera

$$Q = q \cdot L \quad (V.08)$$

$$Q_d = q \cdot L = 8.7 \times 10^{-8} \times 280 = 2.436 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

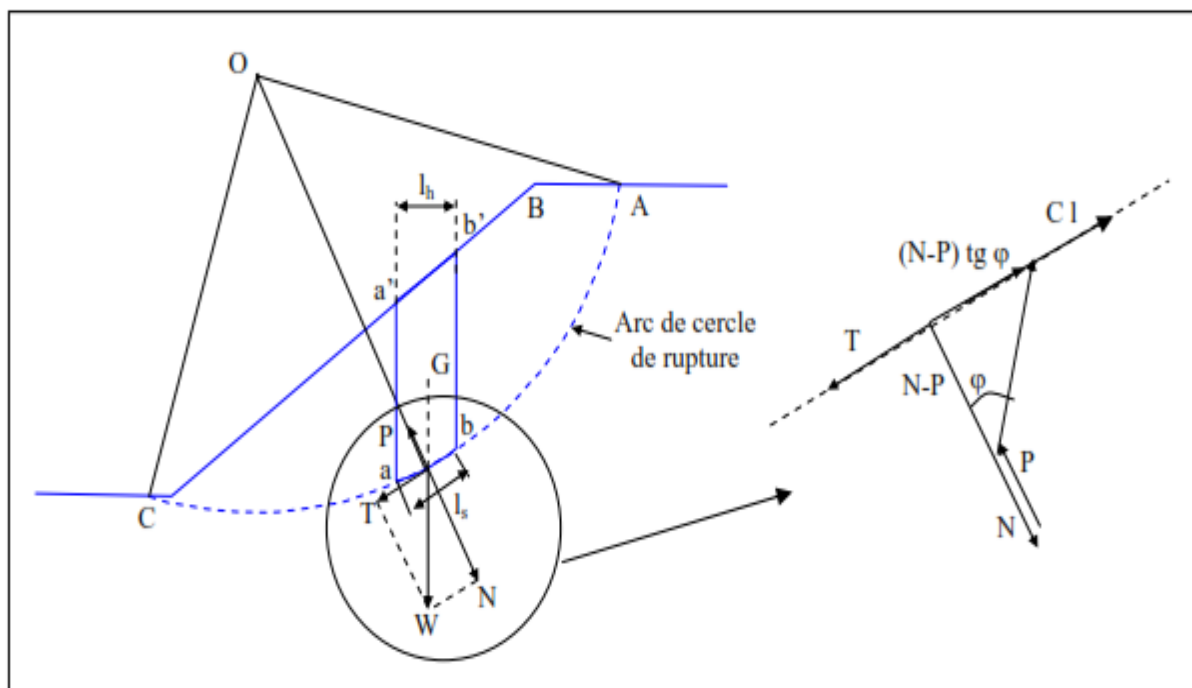
$$Q_d = 2.463 \cdot 10^{-5} \cdot 3600 \cdot 24 \cdot 365 = 768.21 \text{ m}^3/\text{an}$$

## VI.2 Etude de stabilité

La stabilité d'un remblai est déterminée par sa capacité à résister, le long des surfaces de glissement potentielles, aux efforts de cisaillement dérivant de l'application des surcharges poussée de l'eau (et éventuellement les forces sismiques) et des charges permanentes dépendant du poids du remblai et des pentes des talus. Le calcul de stabilité du remblai peut être effectué selon différentes méthodes. L'une des méthodes la plus simple et la plus utilisée pour des barrages constitués de matériaux non homogène, est la méthode de FELLENIUS dite « Suédoise ».

### V.2.1 Méthode de Fellenius

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC voir Figure V.02 est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur, et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables



**Figure VI.02 :** Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

### VI.2.2 Détermination de la zone des cercles critiques selon méthode de Fondeev .

- ❖ Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- ❖ Détermination du talus moyen.
- ❖ Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle  $85^\circ$  par rapport à la ligne du talus.
- ❖ Tracer les arcs des cercles de rayons  $R_1$  et  $R_2$  avec :

$$R_1 = K_1 H_b \quad R_2 = K_2 H_b$$

Avec :  $H_b$  : Hauteur totale du barrage,  $H_b = 21\text{m}$ .

$K_1$ - $K_2$  : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant

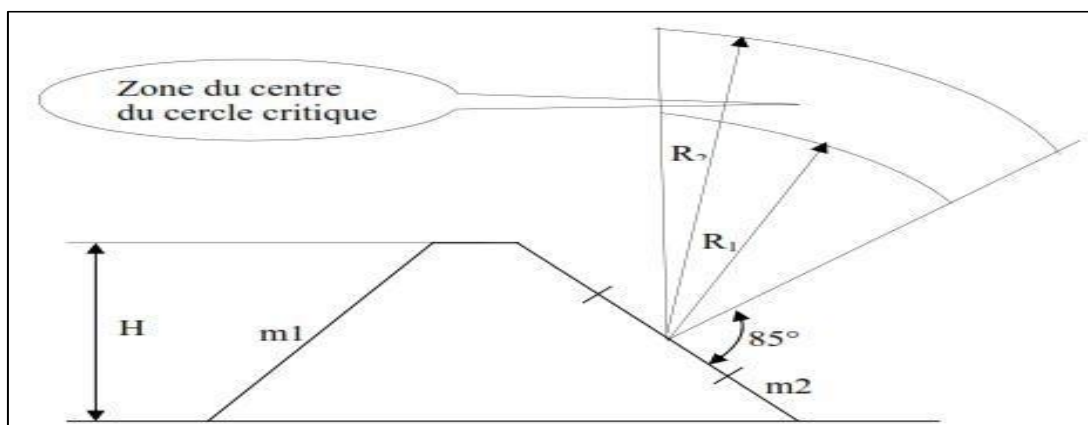
**Tableau VI.02** : Valeurs des  $K_1$  et  $K_2$

Pente de	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

**Tableau VI.03** : Valeurs des  $R_1$  et  $R_2$

Talus	Pente du talus	$K_1$	$K_2$	$R_1(\text{m})$	$R_2(\text{m})$
Amont	3	1	2.3	21	48.3
Aval	3	1	2.3	21	48.3

L'intersection de  $R_1$  et  $R_2$  avec les deux lignes précédentes nous donne la zone des cercles



**Figure VI.03** : Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondeev

- ❖ Tracer une courbe de rayon R qui doit être dans la limite du talus.
- ❖ Partager la zone limitée par la courbe (cercle de glissement) en parties verticales d'épaisseurs  $b=0.1R$ .
- ❖ Numéroter toutes les parties qui se trouvent à droite du centre "O", et des chiffres négatifs à gauche du centre "O".

### VI.2.3 Les forces agissant sur une tranche

#### A- Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche, elle est donnée par la formule suivante :

$$G_i = b \sum(\gamma_i h_i) \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

- ❖ **G<sub>i</sub>** : poids propre de la tranche.
- ❖ **b** : largeur d'une tranche ( $b=0.1R$ ).
- ❖ **h<sub>i</sub>** : hauteurs des tranches.
- ❖ **γ<sub>i</sub>** : densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_h = (1 - n)\gamma_{sp}(1 + W) \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

- ❖ **γ<sub>sp</sub>** : poids volumique spécifique du sol.
- ❖ **W** : teneur en eau en fraction de l'unité.
- ❖ **n** : porosité du sol en fraction de l'unité.

Le poids volumique du sol saturé est égal :

$$\gamma_{ss} = (1 - n)(\gamma_{sp} - \gamma_n) \quad (\text{VI. 7})$$

Avec : **γ<sub>w</sub>** : poids volumique de l'eau.

Dans le cas d'une vidange rapide, nous utilisons le poids d'une tranche à poids volumique déjaugé qui est donné par la formule ci-après :

$$\gamma' = (\gamma_{ss} - 1) \quad (\text{VI.8})$$

Le poids «  $G_i$  » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = G_i \cos \alpha = b\gamma_s \sum h_i \cos \alpha \quad (\text{VI.9})$$

$$T_n = G_i \sin \alpha = b\gamma_s \sum h_i \sin \alpha \quad (\text{VI.10})$$

Avec :

- ❖  $N_n$  : composante normale stabilisatrice.
- ❖  $T_n$  : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}} \quad \text{Et} \quad \cos \alpha = \sqrt{(1 - \sin^2 \alpha)}$$

### A- Force de pression interstitielle

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$U_i = \gamma_w * h * dl \quad (\text{VI.11})$$

$dl$  : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

$$\text{B-Forces de cohésion} \quad F_c = C * dl \quad (\text{VI.13})$$

$$dl = \frac{2\pi * R * \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos \alpha} \quad (\text{VI.14})$$

Avec :

- $\theta$  : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.
- $C$  : cohésion du sol considéré.

### C-Forces de frottement

$$F_f = (N_n - U_i dl) \text{tg} \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i dl) \text{tg} \varphi \quad (\text{VI.15})$$

Avec :

- $\varphi$  : angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

**D- Force sismique**

$$T_n' = a * G_i \tag{VI.16}$$

Avec :

- $G_i$  : poids de la tranche.
- $a$  : Coefficient de séisme.

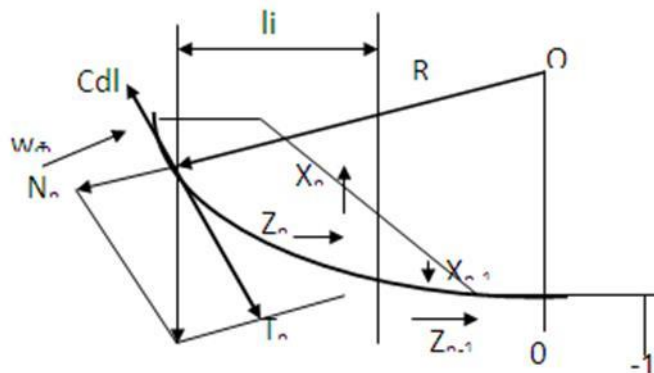


Figure V.03 : Schéma de calcul statique.

**V.10.4 Classement des forces**

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

**A- Les forces stabilisatrices**

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{résistant}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i * l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha) - U_i \cdot l_i) \text{tg} \varphi_i] \tag{VI.17}$$

**B- Les forces déstabilisatrices**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle ( $T_n$ ), (force de cisaillement) du poids ( $G_n$ ) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{moteur}^t = \sum_{i=1}^n R * W_i * \sin \alpha = R \sum_{i=1}^n W_i * \sin \alpha \tag{VI.18}$$

### C- Coefficient de sécurité admissible

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s'agit de conclure si l'ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d'après l'expérience et, il varie selon le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle.

**Tableau VI.04 :** Valeurs des coefficients de stabilité admissibles

Combinaison de charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (avec séisme)	1,05 ÷ 1,10		1,05	

Notre barrage appartient à la classe I, le coefficient admissible sera donc : Sans séisme :  $K_{SS}=1,20 \div 1,30$  Avec séisme :  $K_{as}=1,05 \div 1,10$

Le coefficient de sécurité « $K_s$ » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

#### ➤ Retenue pleine (cas d'exploitation)

Le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \quad (\text{VI.19})$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \quad (\text{VI.20})$$

Avec :

$K_{ss}$  : coefficient de sécurité sans séisme.

$K_{as}$  : coefficient de sécurité avec séisme.

$d_{ni}$  : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.



➤ **Retenue vide (fin de construction)**

L'étape la plus critique se situe juste à la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

Le calcul se fait pour le talus amont et le talus aval.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \quad (\text{VI.21})$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \quad (\text{VI.22})$$

➤ **Vidange rapide :**

La vidange rapide est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

Pour ce type de fonctionnement nous effectuerons les calculs seulement pour le talus amont.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \quad (\text{VI.23})$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \quad (\text{VI.24})$$

Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement et les calculs de stabilité sont donnés dans l'ANNEX :

Tableau VI.05 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité		
		$K_{ss}$	$K_{as}$	
Fin de construction	Talus amont			
	$R_1=38.71$	2.76	2.76	
	$R_2=43.94$	2.45	2.45	
	$R_3=58.92$	2	2	
	Talus aval			
	$R_1=38.71$	2.76	2.76	
	$R_2=43.94$	2.45	2.45	
	$R_3=58.92$	2	2	
Fonctionnement normal	Talus aval			
	$R_1=42.82$	2.23	2.23	
	$R_2=51.117$	2.06	2.06	
	$R_3=53.19$	2.13	2.13	
Vidange rapide	Talus amont			
	$R_1=49.03$	1.4	1.4	
	$R_2=50.84$	1.50	1.50	
	$R_3=52.32$	2.63	2.63	

### Conclusion

D'après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both ending in rounded, curled ends.

# **Chapitre VII :**

# **Organisation de chantier**

**Introduction :**

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée.
- Structurer convenablement les postes de travail.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

**VII.1 Travaux de préparatoires et installation de chantier**

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail, donc on peut distinguer les installations suivantes :

**VII.1.1 Installations destinées au personnel**

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

**VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux**

Pour le ciment nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un cloisonnement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton; et les aciers doivent être rangés dans des baraquements pour les protéger contre la forte humidité.

**VII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins**

Ce sont des ateliers de mécanique, d'électricité, de lavage et de graissage, de vérification et d'entretien; ce sont des installations provisoires ils sont complétés par un magasin de pièces de rechange.

### **VII.1.4 Installation destinées pour la préfabrication**

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles etc.

### **VII.1.5 Moyens de chantier**

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

**A-** Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci après :

- les compacteurs à pneus ;
- les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires.

**B-** En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- la décapeuse automotrice (motor scraper) ;
- la pelle hydraulique.

## **VII.2 Planification**

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'exploitation de la main d'œuvre, son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait:

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique.

### **VII.2.1 Techniques de planification**

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

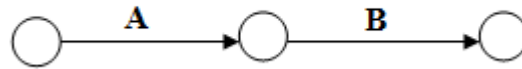
- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

Dans notre cas on va utiliser la méthode basée sur le réseau.

#### **VII.2.1.1 Méthodes basées sur le réseau**

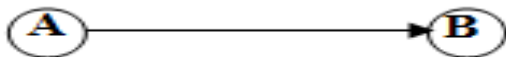
Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

• **Réseau à flèches** : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



• **Réseau à nœuds** : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.



• **Construction du réseau** : Pour construire un réseau il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches.
- Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Construction du réseau.

#### **A-Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

#### • **Les paramètres de la méthode C.P.M :**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

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 total.

ET:

$$\begin{cases} \mathbf{DFP} = \mathbf{DCP} + \mathbf{TR} \\ \mathbf{DCPP} = \mathbf{DFPP} - \mathbf{TR} \end{cases}$$

**Le Chemin critique (C.C)** : C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT} = \mathbf{0} \\ \sum \mathbf{TR}_{\mathbf{C.C}} = \mathbf{D.T.P} \end{cases}$$

### C- Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels).
- Dimensions du projet.

On applique la formule suivante

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

### VII.2.2 Plannings

Il existe deux types de plan de travail :

#### VII.2.2.1. Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

#### VII.2.2.2. Plan de travail au plus tard :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

### VII.3 .Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations.
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- Faire le travail le plus économiquement possible.



**VII.4. Symboles des différentes opérations**

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant

**Tableau VII.01: Symboles des opérations.**

Travaux	Operations	Durée(mois)
Travail routiers	A	3
Installation de chantier	B	4
Prébardeau	C	4
Tunnel de dérivation	D	4
Batardeau	E	10
Excavation du barrage	F	4
Recharges du barrage	G	18
Excavation de l'évacuateur de crue	H	4
Construction de l'évacuateur de crue	I	12
Bassin d'amortissement d'E.C	J	4
Puits des vannes	K	2
Embouchure vidange	L	2
Prise d'eau et conduite	M	4
Travaux de finition	N	6

**VII.5 Détermination des chemins critiques : à partir de la planche N°6 on a obtenu**

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).



$$DTR = \sum TR = 3 + 4 + 4 + 4 + 10 + 4 + 18 + 6 = 53 \text{ moi}$$

D'après le chemin critique, le temps de réalisation est égal à **53** mois.

**Conclusion**

**En conclusion**, la construction du barrage d'IGLI devrait durer environ 5 années.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both ending in rounded, curled ends.

**Chapitre VIII :**  
**Etude d'impact sur**  
**l'environnement**

**Introduction**

La construction d'un nouveau barrage encadrée par la réforme sur le volume relevable et nécessite selon les cas, une déclaration ou une autorisation impliquant de mener une étude d'impact du projet, évaluant les effets cumulés avec les autres projets équivalents connus. Cependant, la question de l'impact cumulé d'ouvrage de stockage d'eau sur un même bassin versant est mal appréhendée. Il n'existe pas pour l'instant de méthodologie adaptée au niveau national. Les bureaux d'étude et les services de l'Etat font ainsi face à un manque d'outils et de méthodes opérationnels pour instruire les projets de nouvelles retenues, mais on va essayer dans ce chapitre-là de traiter ces impacts de manière générale. Pour réduire significativement les effets négatifs par la suite.

Quand on analyse les impacts sur le milieu de la construction d'un barrage, les contraintes les plus importants concernent, au moins, un des facteurs suivants :

- ❖ L'impact hydraulique
- ❖ Les aspects écologiques,
- ❖ Le bruit et la qualité de l'air,
- ❖ Le paysage,
- ❖ Les aspects socio-économiques,
- ❖ Le sol et l'utilisation du sol,
- ❖ Les ressources en eau.

**VIII.1 Impact hydraulique de barrage**

En aval des barrages, en raison des changements qui affectent les caractéristiques des débits, tous ces processus sont modifiés à degrés divers, il s'ensuit un changement de l'évolution morphologique des chenaux. Les sections suivantes font un état succinct des principaux changements pouvant être observés en aval des barrages.

**VIII.1.1. Impact sur le débit**

Le débit est la variable la plus importante contrôlant la nature fondamentale des ruisseaux et des rivières .les modifications du débit causées par la construction des barrages altèrent sans contredit la structure et la fonction des écosystèmes fluviaux .les effets sur les caractéristiques hydrologique du cours d'eau, engendrés par les barrages, sont reliés étroitement à la forme du réservoir.au contrôle du débit lors du relâchement et aux périodes de crue. Dès qu'il y a construction d'un barrage, il Ya un certain effet sur le régime naturel présent auparavant, à l'exception de situations d'inondations extrêmes ou

les effets du barrage n'auront aucun impact. Les caractéristiques du barrage peuvent avoir un impact important sur le débit et certains paramètres des débits peuvent être grandement influencés. En effet, certaines études ont montré que les débits moyens annuels peuvent être modifiés à l'aval du barrage. Des baisses de débit peuvent se produire en aval des barrages lorsqu'on rencontre une situation où les eaux doivent être détournées. Les branches de la rivière qui accueilleront ce détournement auront quant à elles une augmentation de leur débit. Les débits peuvent aussi être modifiés par la demande humaine. En effet, les demandes d'eau d'irrigation peuvent modifier et même inverser les débits maximums journaliers. Dans ce même ordre d'idée, des changements pourront se produire à l'échelle saisonnière et annuelle.

### **VIII.1.2 Impact sur la charge sédimentaire**

Le débit n'est pas le seul paramètre influencé par les barrages. Le transport des sédiments sera également affecté. Nous retrouvons différents types de sédiments influençant par le fait même leur transport. La charge de fond représente les sédiments qui sont transportés sur le fond des cours d'eau. Cette charge requiert une plus grande énergie lors du transport comparativement à la charge en suspension qui représente la portion des sédiments qui est maintenue en suspension pour une certaine distance et qui se dépose une fois la turbidité diminuée. Ces sédiments fins sont gorgés d'eau et influencent directement la morphologie de la cour d'eau. La charge sédimentaire d'un cours d'eau est un processus naturel qui dépend des processus d'érosion du bassin versant et de l'intensité des pluies. Il en est ainsi pour une rivière naturelle, par contre dans le cas où l'on érige un barrage, il nous faut tenir compte d'autres facteurs. Dépendamment du réservoir, une grande quantité de sédiment restera emprisonnée, relâchant seulement une partie de la charge accumulée en amont. Cet effet de trappe peut être prédit par la courbe de Brune qui met en lien la capacité du réservoir et les débits. Cependant Chien a remarqué que même s'il y avait des relâchements importants de débit, avec une charge importante en sédiment, ceux-ci ne sont pas nécessairement impliqués dans la formation des chenaux, dans une situation où les sédiments sont très fins.

### **VIII.1.3 Impact sur le profil longitudinal et le profil transversal**

Plusieurs paramètres peuvent influencer le profil longitudinal d'une rivière que ce soit le débit, la charge sédimentaire ou son contexte granulométrique. Lorsque le débit subit une modification externe, la charge naturelle du régime devient irrémédiablement

altérée. Ceci modifie par conséquent l'évolution et le comportement du profillongitudinal (Wellmeyer et al. 2005). Un débat subsiste quant à la charge sédimentaire nécessaire pour altérer et modifier significativement la trajectoire d'un cours d'eau (Wellmeyer et al, 2005). Schumm (1968) a observé que les méandres sinueux étaient caractérisés par un ratio largeur/profondeur faible et un pourcentage élevé de limon et d'argile. Quand la charge du lit diminue, le chenal devient un canal plus étroit et plus profond qui a tendance à vouloir créer des méandres.

Le profil transversal se mesure communément comme un rapport entre la largeur et la profondeur. Ce ratio augmentera simultanément avec une augmentation du débit et de l'érosion des berges. La présence de végétation est un paramètre qui a un impact sur l'évolution de l'érosion des berges. Plusieurs paramètres ont été classés et regroupés afin d'obtenir un portrait juste du profil transversal. :

- ✓ Le premier groupe se compose des paramètres reliés aux bancs, tels la hauteur, la pente, le type du matériel (cohésif ou non).
- ✓ Le deuxième groupe se compose des paramètres reliés au chenal tels, l'effet de cisaillement sur les bancs, la forme en plan, la charge sédimentaire, etc.
- ✓ Le troisième groupe se compose des paramètres reliés à la végétation, tels que la diversité, la concentration de la végétation et la vigueur de celle-ci (Brandt, 2000).

### VIII.2. Impact écologique

Le site d'implantation du barrage d'Igli se localise tout près de la frontière ouest de TAGHIT- GUIR. Situé en zone sub-saharienne près de la frontière marocaine, en bordure ouest du Grand Erg Occidental (GEO), sa limite Nord est à moins de 30 km au sud de Bechar. Il regroupe différents paysages typiques des régions arides tels que : les ergs ou amas dunaires, les regs caillouteux et plats, les hamadas aux dalles de pierres, les nebkhas ou micro-dépressions à végétation spasmophile, les lits d'oueds, et une palmeraie formant un cordon de plus de 15 km le long du GEO abritant plus de 300 variétés de palmiers.

Le site renferme une diversité importante d'écosystèmes, les plus représentatifs sont les suivants :

- ✓ Les steppes arborées à Acacia (*Acacia raddiana*) ;
- ✓ Les steppes désertiques à Panicum (*Panicum turgidum*) et à drinn (*Aristidapungens*) ;
- ✓ Les formations des zones salées à Tamarix (*Tamarix sp.*) ;

✓ Les falaises à WarioniaSahara (espèce extrêmement rare) et à Capparis spinosa sont composées par une flore à fort taux d'endémisme spécifique (environ 25%).

Le site abrite plusieurs espèces animales menacées, figurant sur la liste rouge de l'International Union for Conservation of Nature, dont les gazelles dorcas et leptocère (*Gazella dorcas* et *G. leptoceros*), le mouflon à manchettes (*Ammotragus lervia*) et le fennec (*Fennecus zerda*), se reproduisent dans les zones de relief, les regs et les ergs.

De plus, une avifaune migratrice d'importance mondiale dépend des lieux de passage que représentent l'oasis et la zone humide (actuellement à sec) de Dayat Tiour.

Alors que les impacts écologiques prévisibles du projet du barrage sont liés aux différentes phases de d'exécution du projet

### **VIII.2.1 En phase de réalisation**

- les chantiers de construction des ouvrages, y compris zones d'emprunts.
- la création du barrage de stockage d'eau,
- les usages de l'eau, en outre l'utilisation de la ressource.
- la disparition d'un espace utilisé par l'agriculture du fait de la mise en eau de la cuvette, la transformation des sites et du paysage.
- Faune et flore
- Les travaux nécessaires à la réalisation des pistes de chantiers, à la création des ouvrages, et à l'implantation temporaire des installations de chantiers vont détruire des végétaux, des groupements d'espèces et des habitats pour les espèces animales qui fréquentent les espaces correspondants
- La submersion des quelques surfaces de terres cultivées aura le même type de conséquences pour les espèces qui leur sont liées.
- la présence de la retenue va entraîner la création de nouveaux biotopes et favoriser l'installation d'espèces inféodées à l'eau et adaptées aux conditions de fluctuation du niveau de la retenue. Il y aura donc transformation des conditions de milieux et des écosystèmes locaux associés.
- Les chantiers provoqueront en outre des dérangements pour la faune : bruit, poussière, va et vient, vibration... Ces nuisances pousseront les animaux qui le peuvent à se déplacer et à rechercher de nouveaux espaces d'accueil aux environs du barrage. Ceci ne sera possible que dans la mesure où ils retrouveront le même

type d'habitat pour les espèces les plus spécialisées ou les moins opportunistes et dans la limite des phénomènes de territoires.

- la disparition des terres agricoles correspondant à l'emprise de la cuvette de la retenue d'une part et la réduction de la disponibilité en eau d'irrigation pour les terres cultivées d'autre part. Cet effet va être particulièrement sensible pendant toute la période de remplissage du réservoir, puisque l'essentiel du débit va être stocké. Mais cet effet sera également sensible en période de fonctionnement normal de la retenue « impacts en phase exploitation ».

### **VIII.3.Impact socio-économique**

Les travaux de construction des ouvrages constituent une source potentielle importante :

- d'emplois locaux. Les entreprises en charge des travaux devraient vraisemblablement faire appel à de la main d'œuvre locale.
- d'activité économique induite, par exemple pour l'hébergement et la restauration des équipes des chantiers,
- de débouchés pour les ressources naturelles locales en complément des matériaux extraits dans la cuvette du barrage.
- Les compétences nécessaires à la réalisation des ouvrages vont être recherchées aussi bien sur place qu'à l'extérieur de la région pour les emplois les plus spécialisés ou pour l'encadrement.
- Les personnels non résidant dans la région seront à l'origine de dépenses de type hébergement, restauration, transports qui seront injectées dans l'économie locale.
- entraînement des nuisances pour les riverains tel que le bruit, la poussière et pollution atmosphérique ainsi que la modification des conditions de circulation qui va engendrer un encombrement sur les routes d'accès .
- La propagation et la dispersion des poussières. Ces poussières peuvent créer des gênes et nuisances aux habitants tels que les effets induits sur les productions maraîchères familiales ou agricoles et des effets induits sur la santé.
- Les chantiers peuvent également être à l'origine :
- -d'accroissement des risques d'accidents de la circulation, à la fois à cause de :
  - l'augmentation du trafic camions ;
  - les salissures de chaussées provoquées par les camions, qui peuvent rendre les routes glissantes ;

- En cas de rupture, des pertes humaines et économiques considérables.

#### **VIII.4 Mesures pour minimiser les impacts négatifs éventuels**

La recommandation principale pour pallier les nuisances consiste à organiser le fonctionnement des chantiers en tenant compte des habitudes de vie et des contraintes des habitants proches des sites à aménager et à faire une information ciblée auprès de la population. Et Pour limiter les nuisances sonores, il est recommandé :

De retenir des horaires de chantier diurnes et pour les jours ouvrés exclusivement dans les secteurs à proximité des habitations, les nuisances sonores étant mieux supportées en période d'activité de jour qu'en période nocturne de repos. Les horaires habituels sont 8h-12h et 13h-17h.

- De localiser les plates-formes "bases de vie", parc de matériels, zones de stockage des matériaux à l'écart des lieux habités.
- D'utiliser des engins qui répondent aux normes en vigueur en matière de limitation des émissions sonores.
- d'informer la population sur les travaux et leur avancement.
- D'étudier des plans de circulation qui permettent de maintenir des accès pour les habitants.
- D'adopter des horaires qui permettent de décaler les utilisations de voies d'accès si nécessaire.
- De procéder à des nettoyages de chaussée en cas de risque de chaussée rendue glissante ;
- De remettre en état les chaussées dégradées, à la fin des travaux ;
- D'informer la population sur les plans de circulation, par exemple par voie d'affichage dans les lieux habités et sur les voies d'accès.

En matière de paysages, il conviendra de veiller au nettoyage des zones de chantiers à la fin des travaux de façon à ne pas laisser sur place des matériaux, vieux matériels, etc... susceptibles d'être assimilés à des déchets ou rebuts.

Adapter la gestion de la retenue



**VIII.5 Précautions lors des travaux****VIII.5.1 Précautions vis-à-vis des personnels**

Les précautions à prendre pour assurer la sécurité des ouvriers seront conformes aux dispositifs réglementaires en vigueur et imposées aux entreprises.

L'intervention d'un coordonnateur - ou d'une cellule de coordination - pourra améliorer la sécurité générale. Ce coordonnateur sera en mesure de proposer des adaptations en fonction d'évolution de la situation ou d'évènements imprévisibles.

**VIII.5.2 Précautions pendant la phase chantier**

Diverses dispositions seront prises et imposées aux entreprises pendant les travaux pour limiter les risques de pollution des cours d'eau pendant les chantiers de construction.

Dans tous les cas les entreprises auront l'obligation d'assurer (ou de faire procéder) le stockage provisoire, le transport et l'élimination des déchets selon les règles en vigueur (des dispositions différentes pourront être retenues selon la nature des déchets produits) et, dans tous les cas d'éloigner ces déchets des cours d'eau.

De même, les entreprises auront l'obligation de procéder à une vérification périodique des matériels tant au niveau des émissions de gaz d'échappement que des niveaux sonores et de l'étanchéité des réservoirs d'huile et de carburant.

**VIII.5.3 Précautions par rapport au risque de rupture du barrage**

Pour éviter qu'une telle catastrophe ne se produise, les moyens à mettre en œuvre interviennent à plusieurs stades de la vie du projet : lors des études, de la construction, de l'exploitation

**VIII.5.3.1 Pendant la phase d'étude**

- Le dimensionnement du barrage doit être effectué dans les règles de l'art ; l'étude de stabilité est un point clef du dimensionnement pour laquelle les différents cas de charges normaux et extrêmes (prise en compte du risque sismique) doivent être examinés ;
- Les études d'exécution doivent être menées rigoureusement en adaptant si nécessaire le projet compte tenu des conditions géologiques réelles rencontrées. Dans le cas d'Oued AL Ansar, la bonne qualité de la fondation est un élément favorable indéniable

**VIII.5.3.2 En phase de réalisation (des travaux)**

- S'assurer que l'ouvrage est construit conformément aux spécifications techniques du marché de travaux et acter de toutes les modifications apportées au cours de l'exécution.
- A ce titre l'établissement des plans « conformes » à exécution et d'une monographie exhaustive de la construction (Rapport de Travaux) est l'assurance de pouvoir comprendre après coup l'origine de tout incident qui surviendrait ;
- S'assurer que le dispositif d'auscultation préconisé est effectivement mis en place et opérationnel de suite ;
- Suivre et analyser la phase critique de première mise en eau, qui est toujours très révélatrice de désordres cachés, en respectant les paliers de mise en eau recommandés

**VIII.5.3.3 En phase d'exploitation**

Surveiller régulièrement le comportement du barrage et le fonctionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crues, vidange de fond), par le biais des dispositifs d'auscultation et de visites et fonctionnements périodiques des dispositifs de vannage.

Avant l'annonce d'une crue, dans les situations critiques au cours desquelles le barrage pourrait déverser, il est primordial d'assurer une gestion anticipée du réservoir

Mettre en œuvre, à l'aval du barrage, un dispositif d'alarme, destiné à prévenir les populations à l'aval, en cas de risque majeur. Cela suppose la mise en œuvre d'un plan global de sensibilisation du public et d'évacuation.

**Conclusion**

La construction des barrages peut être indispensable dans certains cas, notamment dans un contexte d'explosion démographique. Il est difficile de trouver un site qui n'occasionnera que les impacts positifs sur le milieu environnant, les contraintes topographiques, géologiques et hydrologiques étant très importantes en milieu montagnard. Si les enjeux économiques sont jugés prédominants, il peut exister des mesures visant à réduire les impacts ou à les compenser. Lors de la présentation du projet, des mesures compensatoires sont proposées par l'Agence Nationale pour la Conservation de la Nature (ANN) pour notre site ainsi qu'une étude d'impacts complète qui fera un de nos objectifs principaux.

---

## Conclusion générale

La Wilaya de Béchar recèle d'énormes potentialités hydro-agricoles, minières et touristiques, non encore mises à l'importance. Les ressources en eau souterraines sont limitées et l'hydrologie de la région se caractérise par des écoulements irréguliers et des crues violentes à l'origine d'inondations particulièrement destructrices. Dans l'étude de réalisation de barrage d'Igli.

Durant les différents chapitres du mémoire, nous avons essayé de traiter et d'étudier en détail les principales caractéristiques de la digue. Ce travail a permis de tirer les conclusions commençant par l'aspect géologique on conclut que le site proposé est favorable à l'implantation d'une retenue surtout de point de vue stockage.

L'étude des débits, les crues et la régularisation nous a donné la capacité du barrage de point de vue débits avec un volume au niveau normal de la retenue de  $119 \text{Mm}^3$  et une hauteur du barrage de 21 m. On a opté après l'étude d'optimisation pour une largeur importante de 95 m de déversoir.

Après une étude technico-économique nous avons opté pour une conception d'une digue zonée à noyau d'argile, nous avons ensuite vérifié l'équilibre de corps du barrage par le calcul des infiltrations et sa stabilité.

Un barrage doit demeurer un ouvrage d'étude simple, de réalisation et d'entretien simple.

Mais ce critère de simplicité doit toujours laisser le pas au critère de sécurité. Enfin, les résultats de calculs confirment que la digue du barrage ne pose aucun problème ou difficulté technique.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

**A.LANCASTRE (2004)** Manuel d'hydraulique général

**BERNARDO A. R., L. SANTOS (2004)**, Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages

**CARLIER.M, (1972)** Hydraulique générale et appliquée.

**CIGB (1984)**, Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82.

**DEGOUTTE.G (2002)**, Petits barrages : Recommandation pour la conception. CEMAGREF Editions.

**DESIGN OF SMALL DAMS (1987)** United States of the Department of the interior, Bureau of Reclamation (USBR). Third Edition.

**MAALEL, K. ET HAFSIA, Z (2012)** Ouvrages hydrauliques, Polycopié du cours, Département de Génie Civil de l'ENIT. Tunisie.

**ROLLEY. R (1977)**, Techniques des barrages en aménagement rural.

**TOUAIBIA. B (2004)**, Manuel pratique d'hydrologie, ENSH Blida.

**TOUAIBIA.B ; BENLAOUKLI.B (2004)**, Introduction au dimensionnement des Retenue collinaires

## ***REFERENCES SITO-GRAPHIQUES***

***AGENCE NATIONALE DE PROTECTION DE L'ENVIRONNEMENT  
(Tunisie)***

<http://www.anpe.nat.tn/Fr/>

***CFBR : COMITE FRANÇAIS DES BARRAGES ET RESERVOIRS***

<http://www.barrages-cfbr.eu/>

***WIKIHYDRO***

<http://www.iwrm-net.eu/node/14905>

**Annexe 01 : précipitations moyennes annuelles de la station de Bechar**

Année	Sept	Oct	Nov	Déc.	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Précipitation totaux annuel (mm)
1906/07	0	2.2	19.9	0	0.9	0	20	1.6	14.6	0	0	8.5	67.7
1909/10	0	2.5	23	0	0	0	5	21	8	0	0	0	59.5
1910/11	0	0	0	0	7	11.5	26.5	0	14.6	0	1.2	1.1	61.9
1911/12	0.5	5.1	0.5	0	4.3	0.5	36	12.2	0	0	0	0.5	59.6
1912/13	28.7	180.7	0	70.4	80.5	0	4.7	0.5	4.6	4.7	0	0	374.8
1913/14	0	5.2	17.4	1	13.8	34.7	9.5	0	0.1	0	0	4.5	86.2
1914/15	0	0	30.8	3.4	0	0	0	0	0	0	0	0	34.2
1917/18	0	0	10.1	40.1	4.5	0	3.5	1.7	0	6.5	0	0	66.4
1921/22	3.7	59.9	52.8	0	15.8	11.9	0	0	0.8	0.2	0	0.2	145.3
1922/23	3.3	4.5	9	2	2	0	15	0	6.5	3.5	0	0	45.8
1923/24	4.2	28.7	38	1	0	0	1.4	2.4	3.1	9.1	0	0.5	88.4
1924/25	0.1	6.8	22.8	0	0	0	32.6	3.6	0	1.9	0	1.6	69.4
1925/26	5.3	13.5	8.3	0	0	0	4.7	0	0.5	0	0	5.8	38.1
1926/27	3.4	18	1.7	2.9	0	1	0	0	0	0	0	0	27
1927/28	0	4.3	20.4	3.2	23.7	0.8	22.3	1	0	0	1	6.5	83.2
1928/29	3	45	0	4	9	0	0	0	0	48.3	0	0	109.3
1929/30	5.6	0	0	0	12.8	0	0	0	0	0	0	0	18.4
1931/32	32.8	0	22	0	0	6.6	0	20	4.2	0	0	0	85.6
1932/33	3	0	12	0.2	9.8	0	36.5	1.2	16.4	8.3	1.7	0.6	89.7
1933/34	2	4.3	20	5.7	0	2.8	2.7	1.9	2.1	1	0.1	0.5	43.1
1934/35	6.3	0	27.9	0	24.2	1	0	0	0	0	0	1.2	60.6
1935/36	0	34	0	4.6	0	9.1	0.6	0	1.8	0	1.6	0.9	52.6
1936/37	5	44.4	0.3	5.2	0	0	0	2.1	0	0	0	8.5	65.5
1937/38	1	25.4	5	0	13.6	0	0	8.7	0	0	0	6.5	60.2
1938/39	3.4	23.2	5.9	38.4	1.6	19.8	1	0	0.3	0	1	2.2	96.8

1939/40	0.4	7.1	0.8	1.7	3.1	5.6	1.2	0	3.6	5.3	0	0.3	29.1
1940/41	12.8	18	3.6	13.6	1	2.2	115.5	2.9	1.2	9.6	0	0.1	180.5
1941/42	10.4	2.1	25	10.2	8.4	0.5	7.2	0	0.3	0.3	0	2	66.4
1942/43	0.8	40.2	40.1	11.5	0	64.8	21.5	52.1	4	3.2	0.1	0.7	239
1943/44	22.1	1.6	0.2	12.9	0	15.8	2.8	0.3	1	0	0	0	56.7
1944/45	5.6	2.6	65.4	1.1	0	26.5	0	1.4	3.8	0.7	0.4	0	107.5
1945/46	0	3.8	8.9	0	12.7	0	0	27.4	0	0	0	0	52.8
1946/47	2.6	0	7.3	0	0.4	7.1	0.4	2.3	2.1	0	0.1	11.6	33.9
1947/48	3.1	0	8.6	0	0.1	0.2	19.2	2.6	0	0.3	0	0	34.1
1948/49	0.3	41.5	0	6.5	2.2	4.2	37.3	35.7	2.2	0.6	0.7	0	131.2
1949/50	0.4	0	0	9.4	0.2	0	0	7.5	9.6	0.4	0	35.2	62.7
1950/51	8.7	52.5	0	0.2	30.3	27	5.4	0.4	2.8	0	0	4.9	132.2
1951/52	3.2	22	32.5	15.6	4.7	0.2	0	50.4	2.1	0	0.5	0	131.2
1952/53	15	6.6	0.4	1.2	6	0	8.6	0	10.7	1.2	4	0.3	54
1953/54	30.8	11	35.7	20	1.3	0.4	7.1	3.6	4	0.4	0.1	0.1	114.5
1954/55	0	4.5	30.5	14.3	0	0.5	14.4	4.2	4	4.1	0.4	28.1	105
1955/56	10.7	16	0.6	30.2	10.4	11.7	5.2	1.2	0.8	0.3	0	0	87.1
1956/57	0	7.7	10.7	7.8	0	0	0.5	22.2	1.3	0	0	0.5	50.7
1957/58	4.7	17.4	1.7	53.5	40.3	1.6	0	11.2	0	1.1	0	0	131.5
1958/59	1.7	16.4	9.7	9.1	15.4	12.1	83.9	0	0.2	0.6	0	8.3	157.4
1959/60	19.1	10.3	0	0.5	14.5	0.2	5.9	8.8	0.9	13.9	2.1	1	77.2
1960/61	0	0.9	0	5.3	21.9	0	0	7	1.3	3.5	0.4	0.4	40.7
1961/62	2.9	1.8	1.6	1.3	0	6.4	23.3	0	0	0.7	0	0	38
1962/63	3.6	1.2	6.2	8.9	11.9	15	0	23.4	3.6	0	3.6	2.2	79.6
1963/64	16.9	0.1	0	7.7	4.9	7	2.7	2.3	30.5	0.1	0.5	2.4	75.1
1964/65	3	2.9	2	35	18.9	22.6	7.3	46.8	0.4	0	0	20.8	159.7
1965/66	12.8	99	0.9	1.9	0	0	2.3	0.1	4.9	0.4	0	0	122.3
1966/67	6.4	45.6	10.7	0	0	27.3	0	0.4	21.3	5.4	0	0	117.1
1967/68	15.8	4.9	19.5	12.5	0	8.4	5.1	2.2	4.1	3.8	5.9	2	84.2

1970/71	0	0	0	0	1.3	1.9	28.6	14.5	0.4	0	3.4	0	50.1
1971/72	0	0.4	26.5	6.7	8	10.3	3	8.5	0	1	0.7	0	65.1
1972/73	2	3.7	12.1	5.6	0.2	14.9	1.6	20.4	0	1.1	1.4	0	63
1973/74	0	0	19.7	5.7	0	0.6	15.8	6.9	1	5.4	5.3	2.1	62.5
1974/75	0.8	3.9	8.3	0.8	0.1	2.9	0.6	23.7	22.1	0	0	0.5	63.7
1975/76	0.6	0	0	20.7	1.3	3.2	3.9	39.4	3.6	0.8	0	0	73.5
1976/77	18.4	14.6	4.2	20.4	32.5	0	7.2	14.5	1	0	0.4	0	113.2
1977/78	4.9	6.7	1	0.1	0	18.4	0	0	0	0	0	1.6	32.7
1978/79	2.4	0	0	2.1	79.6	2.9	0	0	2	9.2	0	0	98.2
1979/80	0	51.8	0	0	6.5	1.5	2	19.7	0	0	0	0	81.5
1980/81	14.3	0	0	0	0	7	0	1.2	0.5	0	0	0	23
1981/82	0	0.7	0	0	12.5	3	13.2	0	18.5	2.4	0	0	50.3
1983/84	0.8	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1.8
1984/85	0	0	16	0	20	0	0	0	12	0	0	0	48
1985/86	2.1	14.5	4.5	52.5	13.5	17.5	0	0	0	2.8	0	0	107.4
1986/87	13.1	13.4	11.6	0	0.5	4.7	14.2	0	8.3	0	0	0	65.8
1990/91	1.2	0.1	0	14.1	0	48.6	35.1	8.4	0	13.2	0.6	4.5	125.8
1991/92	0.5	8.5	6	0.5	0	0.1	4.2	0.6	1.8	0	0.9	2.3	25.4
1992/93	0.3	0	5.3	21.9	5.3	11.9	5.5	0	0	0	0.1	1.6	51.9
1993/94	0.3	16.3	108.3	1.8	11.6	0.4	19.6	0	0.4	0	0	0	158.7
1997/98	4.2	1.8	1	0	8.7	10.4	0	0	0	0.6	0	0.9	27.6
1999/00	6	0	0	0.2	0	0	0	0	28.1	0	0	0.5	34.8
2000/01	0.5	4.5	0	3.1	0	0	0	0	0.2	0	0.1	0.7	9.1
2001/02	1.3	2.1	0	4.2	0	0.5	4.8	7.1	0.3	0	0	0.7	21
2003/04	8.9	17.1	10.7	0	0	3.4	7.4	5.6	7.4	1.6	2.6	0	64.7



**Annexe 02 : précipitations moyennes annuelles de la station d'Abadla**

Année	Sept	Oct	Nov	Déc.	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Précipitation totaux annuel (mm)
1984/85	0	0	16.2	0	24.7	0	0	0	5	0	0	0	45.9
1989/90	9	23.5	14	24.5	5.1	0	0	18.2	12	2	0	0	108.3
1990/91	1	0	0	17.5	0	29.5	15	9	1	0	0	0	73
1991/92	0	14	7.5	0.5	0	1	1	0	0.5	0	0	0	24.5
1992/93	3.5	0	3	16	1	21	1	0	1.5	0.5	0	4	51.5
1993/94	3	8	55.5	1.5	9	0	0	0	0	0	0	0	77
1994/95	17	52.4	0	0	5.2	8.6	8.3	5.6	0	0	0	5.2	102.3
1995/96	34.9	0	0	4.6	2.6	36.3	29.4	0	0	13.1	0.4	0	121.3
1996/97	0	0	9.7	17.3	0	0.7	7	1.5	0	0	13.6	14.5	64.3
1997/98	1.1	4	1	10.3	10.4	0	1.3	0	0	2.5	0	0.8	31.4
1998/99	0	0	0	9.4	4.6	9.8	0.5	0	0	0	0	9	33.3
2005/06	26.8	0.4	10.6	0	42.2	1.4	0	0	0.2	0.3	0	0	81.9
1999/00	1.6	3.9	0	0	2	4.8	2	0.4	8.2	1	6	0.5	30.4
2000/01	2.3	11	0	0	0	0.4	0	2	0	0	0	4.8	20.5
2001/02	0	8.8	0	6.7	0	2.3	4.4	2.7	1.6	0.4	0	0	26.9
2002/03	3.8	14.8	21.8	0	0	12.2	0	2.4	0	3.8	1.2	0.4	60.4
2003/04	7.4	8.6	1.8	0	0	1.8	0	6	3	1.6	5	0.2	35.4
2004/05	0	0	3	33.8	0	0	0.6	0	3.4	10	0	0	50.8
2006/07	34	22.2	5.4	6	1.4	0.4	1.6	33	1.4	0	1.4	1.4	108.2
2007/08	6.5	5.1	11.6	19	0	2.3	8.8	0	0	0	0	12.1	65.4
2008/09	0	123.9	3.8	2	32.1	2.8	4.2	0	0	0.5	0	0	169.3
2009/10	28.3	0	0	0	0.6	9.2	0	0	0	0	2.4	4.3	44.8
2010/11	1	2.7	0	0	2.6	0	2.5	9	5.3	55.2	0	0	78.3
2011/12	3	4.1	10.3	8.5	0.5	1.8	8.3	3.1	0	0.1	0.3	0.9	40.9
2012/13	4.8	15.4	4.5	0	0	0	14	11.4	3.1	0	1.2	0	54.4

**Annexe 03 : précipitation max journalière de la station de Bechar**

Année	Sept	Oct	Nov	Dez	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Précipitation journalière maxime (mm)
1906/07	0	1.5	8	0	0.9	0	12	1.6	9.6	0	0	8.5	12
1909/10	0	2	14	0	0	0	4	12	6	0	0	0	14
1910/11	0	0	0	0	5	7	14	0	9.6	0	1.2	1.1	14
1911/12	0.5	3	0.5	0	4.3	0.5	32.2	12.2	0	0	0	0.5	32.2
1912/13	23.5	103.3	0	60.2	80.5	0	4.7	0.5	2.3	4.7	0	0	103.3
1913/14	0	5.2	10.4	1	8.6	15.2	4.2	0	0.1	0	0	4.5	15.2
1914/15	0	0	11.5	3.4	0	0	0	0	0	0	0	0	11.5
1917/18	0	0	5.7	21.2	2	0	2	1.7	0	5.5	0	0	21.2
1921/22	2.5	25	30.1	0	9.4	9.1	0	0	0.5	0.2	0	0.2	30.1
1922/23	2.9	2.7	4.5	1	2	0	11	0	4	1.8	0	0	11
1923/24	2.4	18.5	23.3	1	0	0	0.8	2.2	2.5	4.3	0	0.5	23.3
1924/25	0.1	3.4	10.9	0	0	0	17	3.6	0	1.9	0	1.4	17
1925/26	4.5	9.5	4.3	0	0	0	4.7	0	0.5	0	0	3.5	9.5
1926/27	2.1	10	1.7	1.7	0	1	0	0	0	0	0	0	10
1927/28	0	2.3	14.4	2.5	14	0.8	12	1	0	0	1	6	14.4
1928/29	3	44	0	2	7	0	0	0	0	42	0	0	44
1929/30	2	0	0	0	10.5	0	0	0	0	0	0	0	10.5
1931/32	23.5	0	22	0	0	6	0	20	4.2	0	0	0	23.5
1932/33	3	0	8	0.1	9.8	0	17	1.2	5.9	4	1.5	0.4	17
1933/34	0.7	2	7.5	3.1	0	1.5	2.4	1.9	2.1	0.6	0.1	0.4	7.5
1934/35	3.3	0	13.5	0	20.2	1	0	0	0	0	0	0.7	20.2
1935/36	0	12	0	4.6	0	9.1	0.6	0	1.8	0	1.4	0.9	12
1936/37	5	29.6	0.3	2.6	0	0	0	2	0	0	0	5	29.6

1937/38	0.5	16	4	0	8.6	0	0	6.4	0	0	0	5	16
1939/40	0.4	4.6	0.8	1.5	1	5.6	0.8	0	3.6	2.9	0	0.3	5.6
1940/41	6.9	6.7	3.5	13.4	1	1.4	47.4	1.8	1.2	9	0	0.1	47.4
1941/42	5.6	1.8	20.6	3.1	5.2	0.4	5	0	0.3	0.3	0	2	20.6
1942/43	0.8	25.4	11.6	6.2	0	36	15.9	13.2	4	2.2	0.1	0.5	36
1943/44	7.3	1	0.1	6.7	0	13.8	1.5	0.3	1	0	0	0	13.8
1945/46	0	3.4	8.3	0	10.7	0	0	16.5	0	0	0	0	16.5
1946/47	2	0	5.3	0	0.4	3.6	0.4	2.3	2.1	0	0.1	6	6
1947/48	2.6	0	7.8	0	0.1	0.2	13.4	2	0	0.2	0	0	13.4
1948/49	0.3	26	0	5.1	1.7	3	21.8	18.5	1	0.6	0.7	0	26
1949/50	0.4	0	0	2.8	0.2	0	0	5	6.6	0.4	0	32	32
1950/51	4.8	34.5	0	0.2	28.6	20.3	2.8	0.4	1.8	0	0	4.9	34.5
1951/52	1.8	11.5	16.2	11.1	3	0.2	0	24.4	2.1	0	0.5	0	24.4
1952/53	5.4	6.2	0.4	1.2	3.1	0	6	0	7	0.8	4	0.3	7
1953/54	12.5	7	15.5	9	0.8	0.4	3.8	1.3	2	0.3	0.1	0.1	15.5
1954/55	0	4.5	11.2	9	0	0.5	13.5	3.8	2.5	2.5	0.2	19.5	19.5
1955/56	10.2	5.4	0.5	13.9	5.7	6.9	3	1	0.3	0.3	0	0	13.9
1956/57	0	3.1	5.9	7.8	0	0	0.4	7.7	0.7	0	0	0.5	7.8
	1.4	12.3	0.8	35.5	20.7	1.3	0	11.2	0	1.1	0	0	35.5
1957/58													
1958/59	0.9	12.2	6.4	7.8	5.8	5.1	77.3	0	0.2	0.4	0	5.2	77.3
1959/60	10.1	5.8	0	0.5	8.3	0.2	5.1	7	0.7	10.1	0.8	1	10.1
1960/61	0	0.9	0	2.1	19.3	0	0	4.6	1.3	3.2	0.4	0.4	19.3
1961/62	2.1	1.5	1.2	1	0	4	8.7	0	0	0.7	0	0	8.7
1962/63	2.4	0.7	3.5	3.4	4.5	7.6	0	8.8	1.7	0	1.5	1	8.8
1963/64	12.8	0.1	0	3.9	3.5	2.9	1.6	1.2	14.9	0.1	0.5	2.2	14.9
1964/65	3	2.9	2	11.7	7.4	17.9	7.3	29.3	0.4	0	0	10.4	29.3
1965/66	5.8	48.4	0.9	1.2	0	0	2.1	0.1	2.3	0.4	0	0	48.4

1966/67	5.4	33.9	9	0	0	15	0	0.4	15.4	5.4	0	0	33.9
1967/68	5.2	2.7	14.1	7.9	0	5.1	3.8	2.2	3.9	3.1	5.3	1.3	14.1
1970/71	0	0	0	0	0.8	1.9	25.7	9.4	0.3	0	2.7	0	25.7
1971/72	0	0.4	10.8	6.5	5.2	4.9	1.1	4	0	1	0.7	0	10.8
1972/73	2	2.3	10.6	3	0.1	9.9	1.2	20.2	0	0.6	1.4	0	20.2
1973/74	0	0	14.4	3.6	0	0.6	12.8	4.8	0.4	5.4	5.2	2.1	14.4
1974/75	0.5	2.7	4.1	0.8	0.1	1.4	0.6	10.6	21.6	0	0	0.5	21.6
1975/76	0.4	0	0	18.1	0.8	2	2.8	17.2	1.6	0.8	0	0	18.1
1976/77	7.4	14.6	4.2	19.1	19.6	0	7.2	7.9	0.8	0	0.4	0	19.6
1977/78	2	3.7	1	0.1	0	13.7	0	0	0	0	0	1.6	13.7
1978/79	2.4	0	0	2.1	40.7	1.7	0	0	1.9	8.6	0	0	40.7
1979/80	0	24.5	0	0	3	1	2	19.7	0	0	0	0	24.5
1980/81	8	0	0	0	0	6	0	1.2	0.5	0	0	0	8
1981/82	0	0.7	0	0	7.5	2	9.2	0	13.5	2.4	0	0	13.5
1983/84	0.8	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1
1984/85	0	0	16	0	13	0	0	0	12	0	0	0	16
1985/86	2.1	10	2.5	24	13.5	11	0	0	0	2.8	0	0	24
1986/87	7.3	11.1	3.9	0	0.5	2.2	5.2	0	4	0	0	0	11.1
1990/91	1.2	0.1	0	7.9	0	20.7	23.4	6.1	0	7.2	0.3	2.6	23.4
1991/92	0.5	4.3	6	0.4	0	0.1	4.2	0.6	1.8	0	0.5	2.3	6
1992/93	0.1	0	2.7	14.7	2	8.1	4.3	0	0	0	0.1	1.6	14.7
1993/94	0.3	11.9	57.3	1.6	4.4	0.4	12.4	0	0.4	0	0	0	57.3
1997/98	1.4	1.8	1	0	5.4	4.2	0	0	0	0.4	0	0.3	5.4
1999/00	2.9	0	0	0.2	0	0	0	0	16.7	0	0	0.5	16.7
2000/01	0.5	4.5	0	3.1	0	0	0	0	0.2	0	0.1	0.3	4.5
2001/02	1	2.1	0	3.1	0	0.2	4.7	6.3	0.1	0	0	0.6	6.3

**Annexe 04 : précipitation max journalière de la station de Abadla**

<b>Année</b>	<b>Sept</b>	<b>Oct</b>	<b>Nov</b>	<b>Dez</b>	<b>Jan</b>	<b>Fev</b>	<b>Mars</b>	<b>Avril</b>	<b>Mai</b>	<b>Juin</b>	<b>Juil</b>	<b>Aout</b>	<b>Pjmax (mm)</b>
1984/85	0	0	16.2	0	8.4	0	0	0	5	0	0	0	16.2
1989/90	9	18	12	11	3.4	0	0	15.6	12	2	0	0	18
1990/91	1	0	0	8	0	13	13	5	1	0	0	0	13
1991/92	0	14	4	0.5	0	1	1	0	0.5	0	0	0	14
1992/93	3.5	0	3	11.5	1	7	1	0	1.5	0.5	0	4	11.5
1993/94	3	6	35	1.5	5	0	0	0	0	0	0	0	35
1994/95	13	21.8	0	0	5.2	6.1	4.7	2.5	0	0	0	5.2	21.8
1995/96	20	0	0	3.5	2.5	14.6	17	0	0	12.4	0.4	0	20
1996/97	0	0	8.4	12.6	0	0.7	3.8	1.5	0	0	4.8	5	12.6
1997/98	1.1	4	0.8	7.8	5.8	0	1.3	0	0	2.1	0	0.8	7.8
1998/99	0	0	0	9.4	2.3	9	0.5	0	0	0	0	7.7	9.4
1999/00	1.6	2.5	0	0	2	4.8	2	0.4	3.7	1	6	0.3	6
2000/01	1.4	9	0	0	0	0.4	0	1.6	0	0	0	2.8	9
2001/02	0	6	0	4	0	1.5	4.2	2.7	1.6	0.4	0	0	6
2002/03	3.4	8.2	8.6	0	0	9.8	0	2.4	0	3.8	0.4	0.4	9.8
2003/04	4.2	3.6	0.8	0	0	1.8	0	3.8	3	1.4	5	0.2	5
2004/05	0	0	3	10.4	0	0	0.4	0	2	4.4	0	0	10.4
2005/06	23.2	0.4	6.2	0	26.4	1	0	0	0.2	0.3	0	0	26.4
2006/07	18.2	17.8	3.4	5.2	0.8	0.2	1.2	23.2	1	0	1.2	1.4	23.2
2007/08	6.2	4	11.3	18.6	0	2	4.6	0	0	0	0	10	18.6

2008/09	0	76	2.5	2	17.1	1.4	3.3	0	0	0.5	0	0	76
2009/10	19.8	0	0	0	0.4	5.7	0	0	0	0	2.4	4.3	19.8
2012/13	4.8	11.3	1.7	0	0	0	14	11.4	2.1	0	1.2	0	14

**Annexe 05 :les apports de Guire a Djorf Torba**

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Apport annuel (hm3)
1941/42	30	2	40	2	1	1	2	3	2	2	1	1	87
1942/43	30	10	4	150	2	35	10	3	50	2	1	1	298
1943/44	1	70	1	55	1	1	10	8	2	1	1	1	152
1944/45	2	20	55	1	1	35	2	2	50	2	1	1	172
1945/46	10	70	10	55	35	2	2	8	8	2	35	1	238
1946/47	35	10	2	2	2	1	1	20	20	1	50	10	154
1947/48	1	1	1	1	1	1	1	65	1	1	0	0	74
1948/49	2	70	10	10	2	2	60	2	100	2	1	1	262
1949/50	1	10	1	100	0	0	0	1	10	1	0	0	124
1950/51	40	75	2	2	1	1	2	10	8	1	1	1	144
1951/52	1	10	1	100	0	0	0	0	10	1	0	0	123
1951/52	130	18	1	0	1	0	27	1	3	2	1	1	185
1952/53	81	1	75	7	3	1	1	1	20	1	1	0	192
1953/54	0	1	64	28	2	1	1	29	4	31	1	10	172
1954/55	2	84	1	60	29	8	31	7	9	1	1	1	234
1956/57	2	40	20	0	0	0	0	15	0	0	0	0	77
1957/58	1	30	30	0	0	0	0	5	1	0	0	0	67
1958/59	1	300	70	0	0	0	0	200	20	0	0	0	591
1959/60	0	140	20	0	0	0	0	90	2	0	0	0	252

1960/61	0	70	20	0	0	0	0	15	0	0	0	0	105
1961/62	0	20	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25
1962/63	1	30	30	0	0	0	0	20	4	0	0	0	85
1963/64	0	205	5	0	0	0	0	50	2	0	0	0	262
1964/65	0	20	1	0	0	0	0	10	0	0	0	0	31
1965/66	4	80	35	0	0	0	0	60	15	0	0	0	194
1966/67	20	140	120	2	20	2	2	2	65	1	1	1	376
1967/68	2	81	361	20	8	2	2	20	20	20	2	2	540
1968/69	20	20	20	20	20	2	2	2	2	1	1	1	111
1969/70	1	2	4	2	1	1	1	2	7	1	1	1	24
1970/71	0	1	0	6	0	0	0	106	0	0	0	0	113
1971/72	2	2	9	2	1	1	3	6	2	1	1	1	31
1972/73	2	32	57	7	2	3	3	165	2	10	1	1	285
1973/74	1	2	11	4	5	3	3	25	2	2	3	1	62
1974/75	5	11	15	3	5	5	4	344	231	7	5	5	640
1975/76	3	2	4	4	4	3	4	6	40	6	8	5	89
1976/77	38	5	2	21	50	3	3	5	5	2	4	3	141
1977/78	3	38	5	1	4	3	4	3	3	3	3	2	72
1978/79	1	1	0	1	203	1	1	3	2	4	3	3	223
1979/80	33	397	18	4	2	1	2	9	3	2	1	2	474
1980/81	1	1	2	1	2	3	2	1	0	1	1	1	16
1981/82	1	1	0	0	16	0	1	12	21	9	1	2	64
1982/83	1	14	11	1	2	1	2	2	15	2	1	1	53
1983/84	1	0	1	0	1	0	1	0	9	9	1	0	23
1997/98	24	2	1	0	8	6	1	3	4	12	3	1	64
1999/00	6	8	18	2	0	10	2	3	68	3	1	1	122
2000/01	1	179	0	0	0	0	0	2	4	4	0	6	196
2001/02	0	70	1	1	0	0	0	102	0	1	4	1	180

2004/03	4	1	20	3	3	12	10	1	1	4	4	0	64
2003/04	18	172	8	2	0	69	1	0	122	2	0	2	396
2004/05	12	5	9	3	2	0	2	3	2	29	0	0	66
2005/06	11	21	4	1	39	3	0	0	195	4	1	2	283
2006/07	36	251	232	3	5	13	4	51	5	4	3	3	609
2007/08	2	0	73	0	0	138	29	6	0	2	0	0	250
2008/09	50	409	253	25	35	8	38	2	7	0	0	0	826
2009/10	130	9	3	0	0	1	0	1	3	1	1	0	148
2010/11	0	0	2	3	2	0	4	1	85	25	0	0	124
2011/12	0	0	40	1	3	2	0	108	1	2	1	1	159
2012/13	1	66	0	1	3	2	45	0	1	3	1	0	123
2013/14	1	2	1	0	12	2	5	1	80	0	0	0	104
2014/15	31	1	502	113	4	64	20	0	0	0	1	2	737
2015/16	1	1	2	2	2	2	2	1	0	0	0	2	16
Moyen	13.7	54.7	37.9	13.6	8.9	7.5	5.8	26.6	22.1	3.7	2.5	1.3	198.4



**Annexe 6 : les apport de la station de Bechar**

Année	Sept	Oct	Nov	Dez	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Apport annuel (hm3)
1982/83	0	0	0	0	0	0	5.7	5.1	6.3	4	0.7	1.4	23.3
1987/88	0	0	13.6	12.1	12.6	17.8	42.9	29.9	29.8	26.9	0	0	185.6
1988/89	18.4	31.1	42.1	48.2	47.6	42.5	46.9	44.3	43.8	38.4	24.1	24.1	451.4
1989/90	23.5	25.7	19.1	82.1	17.8	13.9	15.6	16.1	26	10.7	9.6	10.8	270.8
1990/91	11.7	12.6	13	24.6	22	35.6	62.3	50.3	50	47.1	50	49.8	429.2
1991/92	47.4	44.3	34.4	38.2	37.8	35.3	38.5	36.6	37.3	34.9	35.4	35.4	455.5
1992/93	34.2	35.4	35.5	37.8	36.9	32.7	36	34.2	35.4	33	33.7	34.6	419.3
1993/94	34.3	37.3	73.9	20.1	20	13.9	25.6	23.3	23.4	21.8	21.7	21.7	337
1994/95	39.4	31.3	20.4	12.2	12.8	12.3	14.6	12.4	5.8	4.7	2.7	2.7	171.3
1997/98	25.2	10.1	7.9	11.1	11.8	10.9	11.9	10.9	11.2	15.3	12.9	13.9	153.2
1998/99	16.1	16.8	14.3	16	19.7	20.3	24.6	23.7	21.9	19.5	20.1	23	236.1
1999/00	27.2	18	15.9	0	0	0	0	0	1.2	0	0	0.4	62.6
2000/01	0.1	1.9	0	0.8	0	0	0	0	0	0	0	0	2.9
2001/02	0	0	0	0	0	0	0	1.3	0	0	0	0	1.3
2002/03	0	0	1.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.7
2003/04	0	4.3	0	0	0	0.9	0.8	0.3	0.3	0	0	0	6.6
2004/05	0.3	0	0	1.6	0	0	0	0	0	0	0	0	1.9
Moyen	15.4	14.4	15.8	16	13.1	12.9	17.6	15.6	15.7	13.7	11.1	11.5	188.8

Figure1 : La courbe granulométrique de grès.

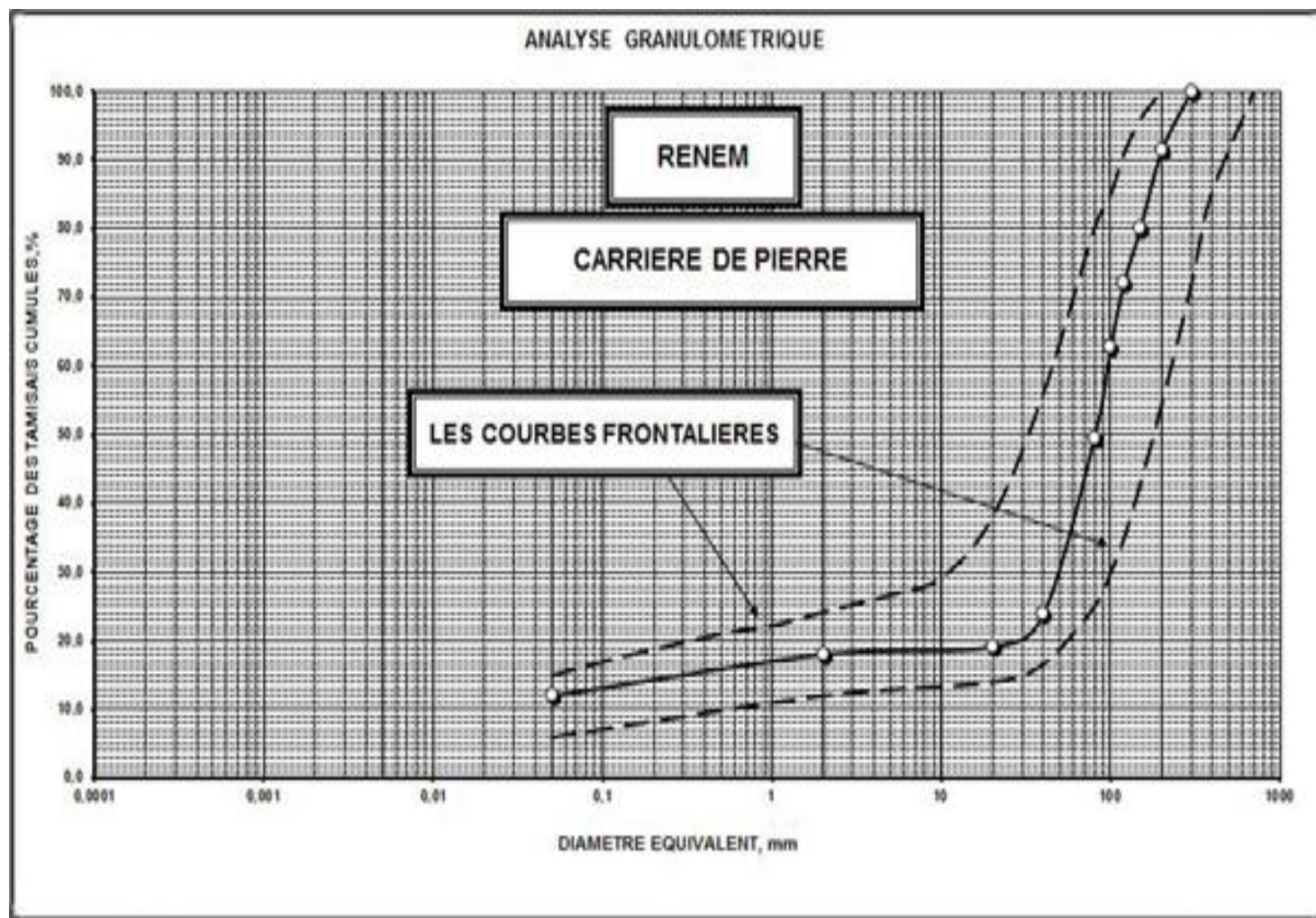
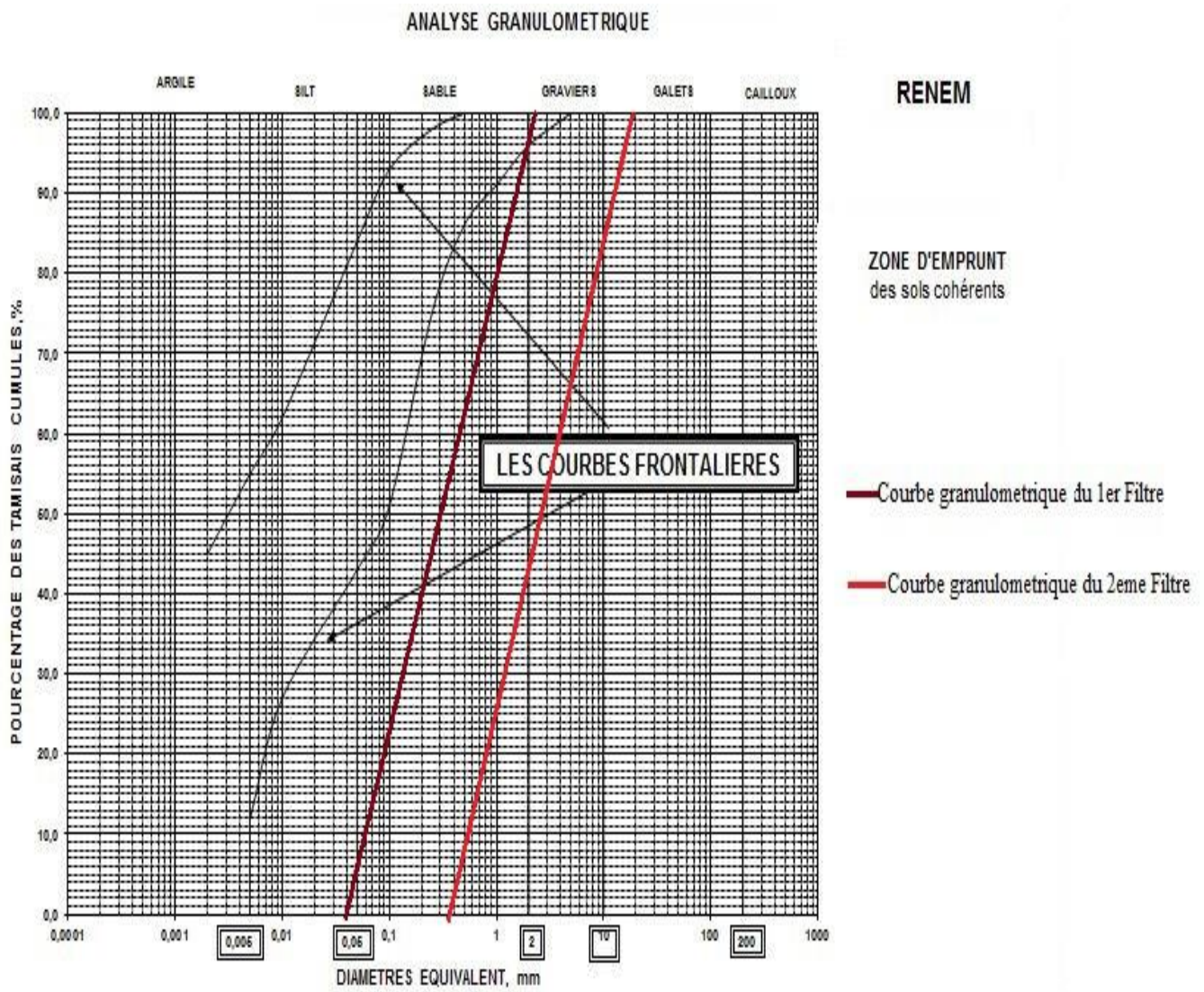


Figure 2 : La courbe granulométrie de deux filtre



**ANNEXES 07 : Tableaux de calcul de stabilité pour différents cas de fonctionnement**

• **Fonctionnement normale**

Pour : R=42.82m

N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	W	sin $\alpha$	cos $\alpha$	N	T	C <sub>eq</sub>	tg $\varphi_{eq}$	N.tg $\varphi_{eq}$	l	C <sub>eq.l</sub>
-4	2.84	4.17	0	1.92	35.6349	-0.4	0.917	32.66	-14.254	0.09458	0.4905	16.021	3.0987	0.293
-3	4.28	7.59	0	3.27	95.5807	-0.3	0.954	91.178	-28.674	0.09033	0.491	44.765	4.4888	0.405
-2	4.28	7.02	0	4.14	99.3895	-0.2	0.98	97.381	-19.878	0.11129	0.4889	47.607	4.3703	0.486
-1	4.28	8.45	0	4.57	115.565	-0.1	0.995	114.99	-11.556	0.1053	0.4895	56.282	4.3036	0.453
0	4.28	9.88	0	4.56	127.407	0	1	127.41	0	0.09474	0.4905	62.496	4.282	0.406
1	4.28	11	0	4.14	132.622	0.1	0.995	131.96	13.2622	0.08203	0.4918	64.896	4.3036	0.353
2	4.28	12.3	0	3.27	135.243	0.2	0.98	132.51	27.0485	0.06284	0.4937	65.422	4.3703	0.275
3	4.28	14.1	0	2.03	137.309	0.3	0.954	130.98	41.1926	0.03787	0.4962	64.996	4.4888	0.17
4	4.28	15.6	0	0	130.175	0.4	0.917	119.31	52.07	0	0.5	59.654	4.672	0
5	4.28	14.6	0	0	121.742	0.5	0.866	105.43	60.8708	0	0.5	52.716	4.9444	0
6	4.28	11.4	1.14	0	104.96	0.6	0.8	83.968	62.9757	0	0.4872	40.912	5.3525	0
7	4.28	8.88	1.12	0	84.0745	0.7	0.714	60.041	58.8522	0	0.4843	29.079	5.996	0
8	4.28	5.4	0	0	45.0895	0.8	0.6	27.054	36.0716	0	0.5	13.527	7.1367	0

Pour : R=51.117m

N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	W	sin $\alpha$	cos $\alpha$	N	T	C <sub>eq</sub>	tg $\varphi_{eq}$	N.tg $\varphi_{eq}$	l	C <sub>eq.l</sub>
-2	5.117	2.85	0	0	28.44	0.2	0.98	27.863	-5.6875	0	0.5	13.932	5.2225	0
-1	5.117	5.07	0	0	50.59	0.1	0.995	50.336	-5.0589	0	0.5	25.168	5.1428	0
0	5.117	6.77	0	0	67.55	0	1	67.552	0	0	0.5	33.776	5.117	0
1	5.117	7.96	0	0	79.43	0.1	0.995	79.028	7.94261	0	0.5	39.514	5.1428	0
2	5.117	8.62	0	0	86.01	0.2	0.98	84.274	17.2023	0	0.5	42.137	5.2225	0
3	5.117	8.72	0	0	87.01	0.3	0.954	83.002	26.1028	0	0.5	41.501	5.3641	0
4	5.117	8.19	0	0	81.72	0.4	0.917	74.899	32.6884	0	0.5	37.449	5.5831	0
5	5.117	6.93	0	0	69.15	0.5	0.866	59.884	34.5743	0	0.5	29.942	5.9086	0
6	5.117	4.91	0	0	48.99	0.6	0.8	39.194	29.3956	0	0.5	19.597	6.3963	0

Pour : R=53.19m

N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> .l
-3	5.36	1.79	0	4.77	80.8374	-0.3	0.954	77.114	-24.251	0.21814	0.4636	35.753	5.6188	1.226
-2	5.319	3.57	0	5.87	112.899	-0.2	0.98	110.62	-22.58	0.18655	0.4689	51.87	5.4287	1.013
-1	5.319	5.34	0	6.49	139.271	-0.1	0.995	138.57	-13.927	0.16458	0.4726	65.485	5.3458	0.88
0	5.319	7.12	0	6.43	156.958	0	1	156.96	0	0.14236	0.4763	74.755	5.319	0.757
1	5.319	8.89	0	5.91	168.595	0.1	0.995	167.75	16.8595	0.1198	0.48	80.526	5.3458	0.64
2	5.319	10.7	0	4.84	173.124	0.2	0.98	169.63	34.6248	0.09368	0.4844	82.165	5.4287	0.509
3	5.319	14.2	0	0.86	158.502	0.3	0.954	151.2	47.5507	0.01712	0.4971	75.169	5.5758	0.095
4	5.319	15.1	0	0	156.411	0.4	0.917	143.35	62.5642	0	0.5	71.676	5.8035	0
5	5.319	13.9	0	0	143.86	0.5	0.866	124.59	71.9302	0	0.5	62.293	6.1419	0
6	5.319	11.6	0	0	120.108	0.6	0.8	96.087	72.065	0	0.5	48.043	6.6488	0
7	5.319	8.13	0	0	84.3248	0.7	0.714	60.22	59.0273	0	0.5	30.11	7.4481	0
8	5.319	2.44	0	0	25.3078	0.8	0.6	15.185	20.2462	0	0.5	7.5923	8.865	0

• **Fin de construction :**

Pour : R= 38.71m

N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> .l
-5	3.23	2.9	0	0	12.36	-0.5	0.866	10.704	-6.18	0	0.5	5.352	3.7297	0
-4	3.871	5.12	0	0.7	34.01	-0.4	0.917	31.171	-13.604	0.03608	0.4964	15.473	4.2236	0.152
-3	3.871	6.41	0	1.8	63.057	-0.3	0.954	60.153	-18.917	0.06577	0.4934	29.681	4.0579	0.267
-2	3.871	7.77	0	2.19	67.5	-0.2	0.98	66.136	-13.5	0.06596	0.4934	32.632	3.9508	0.261
-1	3.871	8.99	0	3.17	83.46	-0.1	0.995	83.042	-8.346	0.07828	0.4922	40.871	3.8905	0.305
0	3.871	10.28	0	3.1	102.84	0	1	102.84	0	0.06951	0.493	50.703	3.871	0.269
1	3.871	11.56	0	2.6	102.51	0.1	0.995	102	10.251	0.05508	0.4945	50.436	3.8905	0.214
2	3.871	12.86	0	1.9	110.8	0.2	0.98	108.56	22.16	0.03862	0.4961	53.861	3.9508	0.153
3	3.871	14.22	0	0.7	116.3	0.3	0.954	110.94	34.89	0.01408	0.4986	55.315	4.0579	0.057
4	3.871	13.56	0	0	102.88	0.4	0.917	94.293	41.1528	0	0.5	47.146	4.2236	0
5	3.871	11.93	0	0	89.5	0.5	0.866	77.509	44.75	0	0.5	38.755	4.4698	0
6	3.871	9.4	0	0	81.3	0.6	0.8	65.04	48.78	0	0.5	32.52	4.8388	0
7	3.871	5.42	0	0	41.122	0.7	0.714	29.367	28.7857	0	0.5	14.684	5.4205	0

Pour : R= 43.94m

N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq.l</sub>
-5	3.11	2.01	0	0	12.189645	-0.5	0.866	10.557	-6.0948	0	0.5	5.2783	3.5911	0
-4	4.394	3.93	0	1.1	44.43	-0.4	0.917	40.721	-17.772	0.06561	0.4934	20.093	4.7942	0.315
-3	4.394	5.4	0	1.82	55.7	-0.3	0.954	53.134	-17	0.07562	0.4924	26.165	4.6062	0.348
-2	4.394	6.86	0	2.09	79.07	-0.2	0.98	77.472	-16	0.07006	0.493	38.193	4.4846	0.314
-1	4.394	8.33	0	3.02	102.6	-0.1	0.995	102.09	-11	0.07984	0.492	50.228	4.4161	0.353
0	4.394	9.7	0	1.2	95.925414	0	1	95.925	0	0.03303	0.4967	47.646	4.394	0.145
1	4.394	11.25	0	2.13	117.14	0.1	0.995	116.55	13.71	0.04776	0.4952	57.72	4.4161	0.211
2	4.394	12.07	0	1.19	114.13	0.2	0.98	111.82	22.826	0.02692	0.4973	55.611	4.4846	0.121
3	4.394	15.1	0	0	129.38133	0.3	0.954	123.42	38.8144	0	0.5	61.711	4.6062	0
4	4.394	14.19	0	0	121.584177	0.4	0.917	111.43	49.73	0	0.5	55.717	4.7942	0
5	4.394	13.5	0	0	115.67205	0.5	0.866	100.17	57.836	0	0.5	50.087	5.0738	0
6	4.394	9.23	0	0	79.085409	0.6	0.8	63.268	48.541	0	0.5	31.634	5.4925	0
7	4.394	6.85	0	0	58.692855	0.7	0.714	41.915	41.085	0	0.5	20.958	6.1528	0

Pour : R= 58.92m

N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq.l</sub>
-2	5.892	2.44	0	4.5	92.463	-0.2	0.98	90.595	-18.493	0.19452	0.4805	43.535	6.0135	1.17
-1	5.892	4.41	0	5.09	123.54	-0.1	0.995	122.93	-12.354	0.16074	0.4839	59.487	5.9217	0.952
0	5.892	5.37	0	5.09	134.57	0	1	134.57	0	0.14598	0.4854	65.323	5.892	0.86
1	5.892	8.33	0	4.5	160.14	0.1	0.995	159.33	16.0136	0.10522	0.4895	77.99	5.9217	0.623
2	5.892	10.3	0	3.29	165.45	0.2	0.98	162.1	33.0891	0.07263	0.4927	79.874	6.0135	0.437
3	5.892	12.24	0	1.46	161.53	0.3	0.954	154.09	48.4602	0.03197	0.4968	76.554	6.1765	0.197
4	5.892	13.09	0	0	150.4	0.4	0.917	137.84	60.1585	0	0.5	68.92	6.4287	0
5	5.892	11.64	0	0	133.74	0.5	0.866	115.82	66.8683	0	0.5	57.91	6.8035	0
6	5.892	9.18	0	0	105.47	0.6	0.8	84.378	63.2836	0	0.5	42.189	7.365	0
7	5.892	5.24	0	0	60.204	0.7	0.714	42.995	42.1431	0	0.5	21.497	8.2505	0

• **Vidange rapide :**

Pour : R= 49.03m

N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq.l</sub>
-3	2.6	0	0	1.92	0	10.33344	-0.3	0.954	9.8575	-3.1	0	0.364	3.5881	2.7255	0
-2	4.9	0	0	4.11	0.99	41.7132531	-0.2	0.98	40.87	-8.3427	0	0.364	14.877	5.0041	0
-1	4.9	0	0	5.75	1.99	58.3579575	-0.1	0.995	58.065	-5.8358	0	0.364	21.136	4.9277	0
0	4.9	0	0.72	6.67	2.48	71.4725019	0	1	71.473	0	0	0.385	27.52	4.903	0
1	4.9	0	2.06	6.95	2.48	81.3442021	0.1	0.995	80.936	8.13442	0	0.4134	33.458	4.9277	0
2	4.9	0	3.36	7.29	1.99	91.6150065	0.2	0.98	89.764	18.323	0	0.4321	38.791	5.0041	0
3	4.9	0	4.66	7.63	0.99	101.8858109	0.3	0.954	97.193	30.5657	0	0.4459	43.338	5.1397	0
4	4.9	0	5.95	7.41	0	106.4205956	0.4	0.917	97.536	42.5682	0	0.4602	44.886	5.3496	0
5	4.9	0	7.25	5.6	0	94.8705985	0.5	0.866	82.16	47.4353	0	0.4859	39.919	5.6615	0
6	4.9	0	8.54	3.1	0	76.2651844	0.6	0.8	61.012	45.7591	0	0.5225	31.877	6.1288	0
7	4.9	0	9.6	0	0	50.363616	0.7	0.714	35.967	35.2545	0	0.58	20.861	6.8656	0
8	4.9	0	6.4	0	0	33.575744	0.8	0.6	20.145	26.8606	0	0.58	11.684	8.1717	0

Pour : R= 50.84m

N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq.l</sub>
-2	5.08	0	0	1.35	0	14.2072	-0.2	0.98	13.92	-2.8414	0	0.364	5.067	5.1888	0
-1	5.08	0	0	4.09	0	43.0427	-0.1	0.995	42.827	-4.3043	0	0.364	15.589	5.1096	0
0	5.08	0	1.34	4.95	0	59.3826	0	1	59.383	0	0	0.393	23.336	5.084	0
1	5.08	0	2.69	5.3	0	70.4098	0.1	0.995	70.057	7.04098	0	0.4098	28.708	5.1096	0
2	5.08	0	4.03	5.14	0	76.0155	0.2	0.98	74.48	15.2031	0	0.4238	31.562	5.1888	0
3	5.08	0	5.38	4.45	0	76.0978	0.3	0.954	72.593	22.8293	0	0.4384	31.827	5.3295	0
4	5.08	0	6.72	3.2	0	70.2324	0.4	0.917	64.369	28.093	0	0.4561	29.361	5.5471	0
5	5.08	0	8.07	1.32	0	57.7914	0.5	0.866	50.049	28.8957	0	0.4809	24.068	5.8705	0
6	5.08	0	8.22	0	0	44.7158	0.6	0.8	35.773	26.8295	0	0.5	17.886	6.355	0
7	5.08	0	5.88	0	0	31.9865	0.7	0.714	22.843	22.3905	0	0.5	11.421	7.119	0
8	1.15	0	1.84	0	0	2.26412	0.8	0.6	1.3585	1.8113	0	0.5	0.6792	1.9167	0

Pour : R= 52.32m

N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq.l</sub>
-4	3.8	0	0	1.25	1.75	25.992	-0.4	0.917	23.822	-10.397	0	0.36	8.5759	4.1461	0
-3	5.23	0	0	3	3.4	75.7175	-0.3	0.954	72.23	-22.715	0	0.36	26.003	5.4846	0
-2	5.23	0	0	4.74	4.47	108.166	-0.2	0.98	105.98	-21.633	0	0.36	38.153	5.3399	0
-1	5.23	0	0	6.48	4.99	133.622	-0.1	0.995	132.95	-13.362	0	0.36	47.863	5.2584	0
0	5.23	0	1.44	6.79	4.99	145.04	0	1	145.04	0	0	0.3985	57.798	5.232	0
1	5.23	0	2.82	7.15	4.47	150.054	0.1	0.995	149.3	15.0054	0	0.4222	63.039	5.2584	0
2	5.23	0	4.2	7.51	3.4	148.074	0.2	0.98	145.08	29.6149	0	0.4389	63.678	5.3399	0
3	5.23	0	5.59	7.87	1.75	138.777	0.3	0.954	132.39	41.6332	0	0.4514	59.754	5.4846	0
4	5.23	0	6.97	7.69	0	122.304	0.4	0.917	112.09	48.9217	0	0.4646	52.078	5.7086	0
5	5.23	0	8.36	5.03	0	101.277	0.5	0.866	87.709	50.6387	0	0.4974	43.623	6.0414	0
6	5.23	0	9.74	1.45	0	70.2307	0.6	0.8	56.185	42.1384	0	0.5515	30.985	6.54	0
7	5.23	0	7.72	0	0	43.2184	0.7	0.714	30.864	30.2529	0	0.58	17.901	7.3263	0
8	5.23	0	1	0	0	5.59824	0.8	0.6	3.3589	4.47859	0	0.58	1.9482	8.72	0