

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 DE FAISABILITE DU BARRAGE DE SIDI
NACEUR W.EL BAYADH**

PRESENTE PAR :

MOGHRANI Sihem

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. B.BENLAOUAKLI	Maître de Conférences (A)	Président
Mr. M.HASSANE	Maître de Conférences (B)	Examineur
Mr. A.HADJ SADOK	Maître de Conférences (B)	Examineur
Mme. N.SAIL	Maître Assistante (A)	Examinatrice
Mr. M.BOUKHELIFA	Maître Assistant (B)	Promoteur

Soutenu le 1 Juillet 2015

Dédicasse

*A l'âme de mon père Qui a toujours été l'étoile de mon ciel,
Que dieu l'accueille en son vaste paradis.*

A tous ceux qui j'aime, Surtout:

*Ma chère mère, et mes beaux-frères : Zineb, Mahdi,
Menel et Yousra*

*Nourredine pour son énorme soutien moral
et ses encouragements;*

Ma famille MOGHRANI et BELHACEN

*A tous mes enseignants de l'ENSH qui
ont participés à ma formation.*

*A toutes personnes utilisant ce document Pour
un bon usage.*



Sihem

Remerciement

Remerciement

Au terme de ce Modest travail, je remercie le bon Dieu qui m'a armé de courage et de bonne volonté pendant l'élaboration de ce mémoire.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements et ma haute gratitude à mon promoteur **Mustapha BOUKHELIFA**, pour ses précieux conseils, et sa disponibilité.

Je remercie également le président et les membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

En fin, je m'adresse aux cadres de l'ANRH d'Alger et de L'ANBT d'Alger, pour m'avoir accueilli au sein de leurs directions, surtout, **Faisal, Aicha, Layla...**

Mes remerciement ne serais pas complets si je ne citerais pas tous **mes Amis** surtout Mari, Kenza, Sihem et Madi Amel, Sabrina, Ali, Bilal, Hachimi, Abd salam et toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin afin d'élaborer ce mémoire.

Sihem MOGHRANI

ملخص

Résumé

Abstract

ملخص

في إطار الاستراتيجية الوطنية للحد من ظاهرة التصحر، وخلق موارد جديدة للمياه في المناطق الجنوبية، اقترحت الوكالة الوطنية للسدود انشاء عدة سدود وذلك نظرا لأهميتها الاجتماعية و الاقتصادية و تأثيرها الإيجابي في تحسين البيئة و التنمية الزراعية .

و في هذا الاطار أجرينا دراسة قابلية انشاء سد سيدي الناصر بولاية البيض و التي تتضمن العديد من المحاور، الطبوغرافية، الجيولوجية والهيدرولوجية وصولا الى اختيار نوع السد و التأكد من ثباته.

Résumé

Dans le cadre de la stratégie nationale de lutte contre la désertification, et afin de créer une nouvelle ressource hydraulique dans les régions du sud. L'ANBT s'est vu réaliser des barrages et des retenues collinaires, vu leur impact important socio-économique sur l'amélioration de l'environnement contre l'extension du désert et le développement de l'agriculture.

L'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude de faisabilité d'un barrage dans la wilaya d'El Bayadh et principalement sur l'Oued de Sidi Naceur. Contenant les étapes géologique, topographique et hydrologique pour aboutir au choix de type de barrage et la vérification de sa stabilité.

Abstract

As part of the national strategy of fight desertification, and to create new water resource, in the southern regions, the ANBT has proposed the construction of dams and small dams, because their socioeconomic impact on improving the environment against the spread of the desert and the development of agriculture. The study that we conducted in the MFE is a feasibility of Sidi Naceur dam in the wilaya of El Bayadh. Containing geological, topographical and hydrological steps to arrive at the choice of dam type and verification of its stability.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Table des matières

Dédicace	03
Remerciement.....	05
Résumé – Abstract	07
Table des matières.....	10
Introduction générale	20

Chapitre I. Etude topographique, géologique, géotechnique et de sismicité.....

Introduction.....	23
I.1. Localisation et accès.....	23
I.2. Géomorphologie, Climat et Végétation de la zone d'étude.....	25
I.3. Les données topographiques existantes.....	25
I.4. Contexte géologique du site.....	26
I.4.1. Encadrement géomorphologique.....	26
I.4. 2. Géologie	26
I.4. 3. Stratigraphie.....	28
I.4. 4. Hydrographie	30
I.5. Travaux de reconnaissance.....	30
I.5.1. Prospection géophysique	30
I.5.1.1. Résultats obtenus des prospections géophysique.....	30
I.5.2. Géotechnique - Matériaux de construction disponibles.....	31
I.5.2.1. Essai de laboratoire	31
I.5.2.2. Résultats obtenus des essais de laboratoire	32
I.6. Étude de sismicité	35
Conclusion	36

Chapitre III. Etude hydrologique.....

Introduction.....	38
II.1. Étude des caractéristiques morpho-métriques du bassin versant.....	38
II.1.1. Délimitation du bassin versant.....	43
II.1.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	43
II.1.3. Paramètres du relief.....	46
II.1.3.1. Courbe hypsométrique	46

II.1.3.2. L'altitude moyenne du bassin versant.....	47
II.1.3.3. La pente moyenne du bassin versant.....	48
II.1.3.4. Indices de pentes.....	48
II.1.3.5. Dénivelée spécifique	49
II.1.4. caractéristiques hydrographiques du bassin versant.....	50
II.1.4.1. La longueur du cours d'eau principal (L)	50
II.1.4.2. Le profil en long du cours d'eau.....	50
II.1.4.3. La pente moyenne d'un cours d'eau	50
II.1.4.4. La densité de drainage	51
II.1.4.5. La densité hydrographique et coefficient de torrentialité.....	51
II.1.4.6. Le temps de concentration t_c	52
II.1.4.7. Vitesse moyenne de ruissellement.....	52
II.2. Caractéristiques climatiques de la région du Sud Atlas.....	54
II.3. Étude des précipitations	57
II.3.1. Ajustement des pluies maximales journalières.....	57
II.3.1.1. Ajustement à la loi Log normale (loi de Galton).....	57
II.3.1.2. Ajustement à la loi doublement exponentielle (loi de Gumbel).....	58
II.3.1.3. Ajustement à la loi des extrêmes généralisés (loi GEV).....	59
II.3.1.4. Résultats d'ajustement à la loi choisie (log-normale).....	61
II.3.2. Pluies de courte durée I.D.F (courbes : Intensité_Durée_Frequence).....	62
II.4. Évaluation des apports liquides.....	64
II.4.1. Apport moyen interannuel (A_0).....	64
II.4.1.1 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.....	65
II.4.1.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	66
II.4.2. Apports fréquents	67
II.5. Étude de l'envasement de la retenue.....	69
II.6. Étude de la régularisation de la retenue	71
II.6.1. Courbes caractéristiques de la retenue	71
II.6.2. Besoins d'irrigation.....	73
II.6.2.1. Détermination de la garantie de la restitution.....	73
II.6.2.2. Détermination de la surface irrigable	74
II.6.2.3. Répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation.....	74
II.6.3. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	74
II.6.3.1. Calcul de volume utile	74
II.6.3.2. Calcul des deux consignes d'exploitation	76
II.6.4. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	76
II.6.4.1. Calcul des pertes et des deux consignes d'exploitation.....	76
II.7. Étude des crues.....	79
II.7.1. Détermination de la crue par les formules empiriques.....	79
II.7.1.1. Estimation de débit de crue par les formules empiriques.....	79

II.7.1.2. Construction des hydrogrammes des crues (SOKOLOVSKY)	81
II.7.2. Construction des hydrogrammes des crues (méthode synthétique).....	83
II.7.2.1 : Calcul du débit maximum	83
II.7.2.2. Calcul des ordonnées de l'hydrogramme synthétique.....	84
II.7.3. Construction des hydrogrammes des crues (méthode SCS-CN).....	87
II.7.3.1. Simulation par le modèle SCS-CN (Soil Conservation Service of U.S.A.)	87
II.7.3.1.1. La fonction de production de la méthode SCS-CN	87
II.7.3.1.2. La fonction de production de la méthode SCS-CN.....	88
II.7.3.2. Outil de simulation HEC HMS.....	88
II.7.4. Le choix de la méthode de calcul de la crue	91
II.8. Estimation de la crue de projet.....	91
II.8.1. Conditions du site d'implantation du barrage de Sidi Naceur	92
II.8.2. Estimation de la crue de projet	92
II.9. Étude de laminage de la crue	93
II.9.1. Le calcul de laminage avec la méthode de KOTCHERIN.....	95
II.9.2. Le calcul de laminage de la crue de projet.....	97
II.10. Etude d'optimisation	101
II.10.1. Calcul du coût approximatif de la digue	101
II.10.1.1. Calcul de la revanche.....	102
II.10.1.2. La largeur en crête	104
II.10.1.3. Calcul du coût de la digue	105
II.10.1.4. Calcul du coût approximatif du déversoir de l'évacuateur de crue.....	105
Conclusion	105
<u>Chapitre III. Etude des variantes</u>	109
Introduction.....	110
III.1. Le choix du site du barrage	110
III.2. Le choix du type du barrage.....	110
III.3. Variantes susceptibles à projeter sur le site	111
III.3.1. VARIANTE 1 -barrage en terre avec un noyau d'argile.....	111
III.3.1.1. Définition du profil général du barrage	112
III.3.1.2. Le noyau central d'argile.....	113
III.3.1.3. Protection des talus	115
III.3.1.4. Section type du barrage	116
III.3.2. VARIANTE 2 – barrage poids en béton compacte au rouleau (BCR)	117
III.3.2.1. Généralité sur le BCR.....	117
III.3.2.2. Section type du barrage BCR	118
III.4. Le choix définitif du type du barrage	118
III.4.1. Evaluation du coût total de la digue des deux variantes	119

Conclusion	119
<u>Chapitre IV. Conception détaillée de la digue.....</u>	121
Introduction.....	121
IV.1. La coupe type de barrage	121
IV.1.1. les dimensions de la variante choisie	121
IV.1.2. Les drains	122
IV.1.2.1. Dimensionnement du drain tapis	122
IV.1.2.2. Dimensionnement du drain cheminé	122
IV.1.3. Les filters.....	122
IV.1.3.1. Calcul des filtres	123
IV.2. Calcul des infiltrations.....	126
IV.2.1. Tracé de la ligne de saturation	127
IV.2.2. Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite).....	128
IV.2.3. débit d'infiltration à travers la fondation	129
IV.3. Calcul de stabilité	129
IV.3.1.Principe de la méthode de Fellenius.....	130
IV.3.2.Calcul des forces appliquées à chaque tranche	130
IV.3.3. calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	131
Conclusion	133
<u>Chapitre V. Conception détaillée des ouvrages annexes</u>	135
Introduction.....	135
V.1. Dérivation provisoire.....	135
V.1.1. Le choix de type d'ouvrage de dérivation provisoire.....	135
V.1.2. Dimensionnement de la dérivation	136
V.1.2.1. Le choix de la crue de dimensionnement	136
V.1.2.2. Calcul d'optimisation	136
V.1.3. Dimensionnement du batardeau.....	139
V.1.3.1. Calcul de la revanche du batardeau	139
V.1.3.2. Calcul de la largeur en crête du batardeau	140
V.1.3.3. Construction du batardeau	140
V.1.4. Calcul hydraulique de la galerie de dérivation	141
V.2. La vidange du fond	142
V.2.1. le choix de la variante	142
V.2.2. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	143
V.2.2.1. Calcul de temps de vidange	143
V.3. La prise d'eau	145
V.3.1. le choix de la variante	145

V.3.1.1. Prise d'eau en charge	145
V.3.1.2. Tour de prise	145
V.3.2. Dimensionnement de la prise d'eau	146
V.4. Ouvrage d'évacuateur de crues.....	147
V.4.1. Le choix de type d'ouvrage d'évacuateur de crue	147
V.4.1.1. L'évacuateur de crues de surface	147
V.4.1.2. L'évacuateur de crues tulipe en lit de l'oued.....	147
V.4.1.3. Choix de la variante	148
V.4.1.4. Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues	148
V.4.2. Dimensionnement hydraulique de L'évacuateur de crue.....	148
V.4.2.1. Le canal d'amenée	149
V.4.2.2. Le déversoir	149
V.4.2.3. Le chenal d'écoulement	150
V.4.2.4. Le coursier.....	151
V.4.2.5. Dissipateur d'énergie.....	152
V.4.2.6. Canal de restitution.....	153
V.4.2.7. Conception de l'évacuateur de crue.....	154
V.4.2.7.1. Hauteur des murs bajoyers	154
V.4.2.4.7. l'épaisseur des murs bajoyers	154
V.4.2.7.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier	154
Conclusion.....	156
<u>Chapitre IV. Organisation de chantier et estimation quantitative et financière du projet.....</u>	157
Introduction.....	158
VI.1. Description de chantier de barrage.....	158
VI.2.Ordre d'exécution des travaux.....	159
VI.2.1. Installations de chantier.....	159
VI.2.2. Travaux Préparatoires.....	159
VI.2.3. Implantation de l'Ouvrage	159
VI.2.4. Exécution de la dérivation provisoire	159
VI.2.5. Travaux des injections	160
VI.2.6. Exécution de la digue	160
VI.2.7. Exécution des travaux de mise en place des filtres et drains	160
VI.2.8. Enrochement de protection des parements	160
VI.2.9. Exécution des travaux de bétonnage	160
VI.3. Planification.....	161
VI.3.1. Les étapes de la planification	161
VI.3.2. Symboles des différentes opérations	161
VI.3.3. Construction du réseau	162
VI.3.4. La méthode de calcul C.P.M.....	162
VI.4. Estimation quantitatif est financières du projet	164

VI.4.1. Les travaux de génie civil.....	164
VI.4.2. Equipements et matériels.....	165
Conclusion.....	167
<u>Chapitre IV. Etude environnementale</u>	168
Introduction.....	169
VII.1. La zone du projet	170
VII.2. Impacts sur le sol et l'eau.....	170
VII.2.1. Impacts sur le sol et l'eau.....	170
VII.2.2. Impacts sur le paysage, la flore et la faune.....	170
VII.2.3. Impacts socio-économique.....	170
VII.2.4. Impacts sur l'écosystème de Chott Ech Chergui.....	171
Conclusion générale	173
Annexe.....	175

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Résultat de recensement des zones d'emprunts pour les matériaux étanches.....	37
Tableau II.1 : Surfaces partielle par tranche d'altitude.....	46
Tableau II.2 : Détermination des altitudes.....	48
Tableau II.3 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)	49
Tableau II.4 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	53
Tableau II.5 : Données climatologiques de la station d'EL Bayadh.....	54
Tableau II.6 : Les valeurs mensuelles moyennes d'évaporation de la station d'Ain Skouna.....	55
Tableau II.7 : Pluie en millimètres Station de Stitten 1970-2010.....	56
Tableau II.8 : paramètre de test de χ^2	61
Tableau II.9 : Caractéristiques de la série pluviométrique.....	61
Tableau II.10 : Les précipitations des différentes fréquences.....	61
Tableau II.11 : Valeurs des précipitations des courbe IDF.....	63
Tableau II.12 : Valeurs des intensités des courbe IDF.....	63
Tableau II.13 : récapitulatif des apports.....	65
Tableau II.14 : répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel.....	65
Tableau II.15 : récapitulatif de calcul des C_v	68
Tableau II.16 : Les apports de différentes fréquences.....	68
Tableau II.17 : répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel de fréquence 80%.....	68
Tableau II.18 : valeur de α en fonction de la perméabilité.....	69
Tableau II.19 : récapitulatif des résultats de calcul de volume mort.....	71
Tableau II.20 : Caractéristiques topographiques de la retenue.....	73
Tableau II.21 : Les besoins mensuels pour l'irrigation.....	73

Tableau II.22: répartition mensuelle de la consommation.....	74
Tableau II.23: Détermination du volume utile de la retenue (régularisation sans perte).....	75
Tableau II.24: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.....	77
Tableau II.25: Les volumes des pertes dans la retenue.....	77
Tableau II.26: Détermination du volume utile de la retenue (régularisation avec perte).....	78
Tableau II.27 : valeur de γ en fonction de bassin versant.....	80
Tableau II.28 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.....	80
Tableau II.29 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	81
Tableau II.30 : surface débitantes km^2	84
Tableau II.31 : débits de crue (méthode synthétique)	84
Tableau II.32 : débits de crue (méthode SCS-CN)	91
Tableau II.33 : Récapitulatif des résultats de calcul des crues.....	91
Tableau II.34 : Catégories des dommages résultant des crues.....	92
Tableau II.35 : Crues de projet recommandé.....	92
Tableau II.36 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	96
Tableau II.37 : calcul de débit déversant pour différents h_i et b_i	96
Tableau II.38 : Caractéristiques des largeurs de déversoir.....	97
Tableau II.39 : Volumes et débits déversants.....	99
Tableau II.40 : résultats de calcul de Laminage des crues dans la retenue	100
Tableau II.41 : Résultat de calcul de la revanche	103
Tableau II.42 : Résultat de calcul de la hauteur du barrage.....	103
Tableau II.43 : Résultat de calcul de la largeur en crête.....	104
Tableau II.44 : coût de la digue.....	105
Tableau II.45 : coût du déversoir de l'évacuateur de crue	106
Tableau II.46 : résultat de calcul d'optimisation.....	106
Tableau III. 1 : Sélection du type de barrage.....	111
Tableau III. 2: Valeurs indicatives des pentes des talus.....	112
Tableau III. 3 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	113
Tableau III.4 : le gradient admissible en fonction de la Classe de l'ouvrage et de type De fondation.....	114
Tableau III.5 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p	116
Tableau III.6: Epaisseur de l'enrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.....	116
Tableau III.7 : le coût de la digue 1 ^{er} variante.....	119
Tableau III.8 : le coût de la digue 2 ^{er} variante.....	119
Tableau IV.1 : Récapitulatif des résultats de la 1 ^{ère} couche de filtre.....	125
Tableau IV.2 : Récapitulatif des résultats de la 2 ^{ème} couche de filtre.....	125
Tableau IV.3 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	128
Tableau IV.4 : Détermination des rayons max et min en fonction de la pente du talus.....	130
Tableau IV.5 : Caractéristiques géotechniques des sols.....	132
Tableau IV.6 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	132
Tableau IV.7 : Rayon max et min pour chaque talus.....	132

Tableau IV.8 : Coefficients de sécurité pour différentes cas de fonctionnements (méthode de FELLENIUS).....	133
Tableau V.1 : Calcul d'optimisation de la dérivation provisoire.....	138
Tableau V.2 : Résultat de calcul de la revanche	139
Tableau V.3 : Résultat de calcul de la largeur en crête	140
Tableau V.4 : Résultats de calcul.....	141
Tableau V.5 : Temps de vidange pour plusieurs diamètres.....	144
Tableau V.6 : Calcul de ligne d'eau	151
Tableau VI.1 : Engins de terrassement.....	158
Tableau VI.2 : symboles des opérations.....	161
Tableau VI.3 : Devis quantitatif et financier du projet.....	164
Tableau VI.4 : Coût sec des travaux.....	166

Liste des figures

Figure I.1 Situation de la région d'étude.....	24
Figure I.2 Vue aérienne de la région du barrage avec les accès possibles (Google earth).....	24
Figure I.3 : Affleurement de crétacé, Tertiaire et quaternaire dans la rive Gauche.....	26
Figure I.4 : Terrasse alluvionnaire sablo-limoneuse des fonds de la vallée de la rive droite.....	27
Figure I.5 : Coupe à travers Djbel Amour (Nouar 1992).....	27
Figure I.6 : Extrait de la carte géologique de Chott Ech Chergui e : 1/500000.....	28
Figure I.7 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99 version 2003).....	35
Figure II.1 : carte de situation du bassin versant.....	42
Figure II.2 : Le bassin versant de l'oud de Sidi Naceur.....	44
Figure II.3 : Le bassin versant avec réseau hydrographique de l'Oued de Sidi Naceur.....	45
Figure II.4 : Le rectangle équivalent.....	46
Figure II.5 : Courbe hypsométrique.....	47
Figure II.6 : profil en long du cours d'eau principal.....	50
Figure II.7 : Températures moyennes mensuelles	54
Figure II.8 : humidités relatives mensuelles	55
Figure II.9 : Variations mensuelles du vent.....	55
Figure II.10 : Variations mensuelles de l'évaporation dans la retenue	56
Figure II.11 : précipitations mensuelles moyennes sur la période 1970-2010.....	56
Figure II.12 : Ajustement à la loi log normale.....	58
Figure II.13 : Ajustement à la loi de Gumbel.....	59
Figure II.14 : Ajustement à la loi de GEV.....	60
Figure II.15 : Courbes IDF de la station de Stittene.....	62
Figure II.16 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel.....	66
Figure II.17 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen de fréquence 80%.....	69
Figure II.18 : Courbe caractéristique du bassin versant de Sidi Naceur	72
Figure II.19 : hydrogrammes de crue (méthode Sokolovsky).....	82

Figure II.20 : tracé du réseau d'isochrone du bassin versant de Sidi Naceur.....	85
Figure II.21 : hydrogrammes de crue (méthode synthétique).....	86
Figure II.22 : hydrogramme de crue pour une période de 10 ans (Méthode SCS-CN).....	89
Figure II.23 : hydrogramme de crue pour une période de 50 ans.....	89
Figure II.24 : hydrogramme de crue pour une période de 100 ans.....	90
Figure II.25 : hydrogramme de crue pour une période de 1000 ans.....	90
Figure II.26 : hydrogramme de la crue de projet (1000 ans).....	94
Figure II.27 : Laminage de crue pour différentes largeurs de déversoir	97
Figure II.28 : Hydrogrammes de sortis (HEC HMS).....	98
Figure II.29 : Courbe des débits déversants.....	99
Figure II.30 : Hydrogramme entrant et sortant par la méthode de Hildenblat.....	101
Figure II.31 : Courbes d'optimisation	107
Figure III.1 : Coupe type de la variante I -barrage en enrochement avec un noyau central-.....	117
Figure III.2 : Coupe type de la variante II -barrage en BCR-.....	118
Figure IV.1 : Principe graphique de détermination de fuseau granulométrique d'un filtre.....	124
Figure IV.2 : tracé de la ligne de saturation cas d'un barrage homogène.....	127
Figure V.1 : Schéma de calcul de la dérivation provisoire.....	137
Figure V.2 : courbe de tarage.....	137
Figure V.3 : courbe d'optimisation de la dérivation provisoire.....	139
Figure V.4 : Batardeau amont.....	140
Figure V.5 : Orifice d'entrée du portail.....	141
Figure V.6 : Profil Creager.....	150
Figure V.7 : Tracé de la ligne d'eau (avec canal 21)	152
Figure V.8 : cuvette à bord crénelé avec son fonctionnement hydraulique.....	153
Figure V.9 : dispositif de lutte contre la formation des vagues roulantes dans le coursier.....	155
Figure VI.1 : Calcul par C.P.M du réseau a nœud	163
Figure VII.1 : village de sidi naceur.....	169
Figure VII.2 : Oued Sidi Naceur aval.....	169
Figure VII.3 : Chott ech Chargui.....	172

Liste des planches

Planche 1 : Plans d'aménagement du barrage.....	1/6
Planche 2 : Coupe types de la digue.....	2/6

Planche 3: Schéma de calcul de stabilité de la digue	3/6
Planche 4: Schéma de calcul de stabilité de la digue	4/6
Planche 6: Profil en long de la dérivation provisoire.....	5/6
Planche 6: Profil en long de l'évacuateur de crue.....	6/6

Introduction générale

Introduction générale

Au cours de la décennie précédente, l'agriculture avec l'irrigation dans la région d'El Bayadh a connu un développement important. La population se consacre à l'agriculture potagère extensive qui n'a jamais cessé de motiver les investissements ni les activités axées sa sauvegarde, nonobstant l'effort investi par les propriétaires afin de s'approvisionner en eau d'irrigation.

L'objectif primordial de l'Etude de faisabilité du Barrage de Sidi Naceur est de créer une nouvelle ressource hydraulique qui servira au premier lieu pour l'irrigation et, en second lieu pour l'AEP dans le futur proche.

Le contenu comprendra sept chapitres. Il sera fait une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable. Puis, on traitera 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, de 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 un chapitre pour le choix de la variante technico-économique. Une fois la variante choisie on effectuera une étude détaillée pour sa conception. Ensuite, on fera une étude des ouvrages annexes à savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, la dérivation provisoire, les ouvrages de vidanges et de prise d'eau. Un autre chapitre sera consacré à l'organisation de chantier et l'estimation quantitative et financière du projet qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux ainsi que le devis estimatif du projet.

En terminant, un chapitre traitera l'étude environnemental afin d'évaluer l'impact de ce barrage sur l'environnement.

Chapitre I

Chapitre I

Etude topographique, géologique, géotechnique et de sismicité

Introduction

Les études topographique, géologique, sismique et géotechnique du site du barrage ont une importance primordiale dans :

- ❑ Le choix définitif du site et de type du barrage le mieux adaptée au site ;
- ❑ La qualité géotechnique du sol de fondation, la perméabilité des sols de la cuvette et les zones d'emprunts des matériaux de construction.

Le rapport de ces études a été effectué par le bureau d'étude « **Energo projekt Belgrade Yougoslavie** » en Décembre 1986. Par le biais d'un programme de reconnaissance qui a été dressé par le bureau d'études en juin 1986.

I.1. Localisation et accès

La zone d'étude du barrage de sidi Naceur se situe dans la wilaya d'EL Bayadh, en bordure de la région de sud Atlas, sur les versants des Monts des Kseur, dans une zone intermédiaire vers les Haut Plateaux.

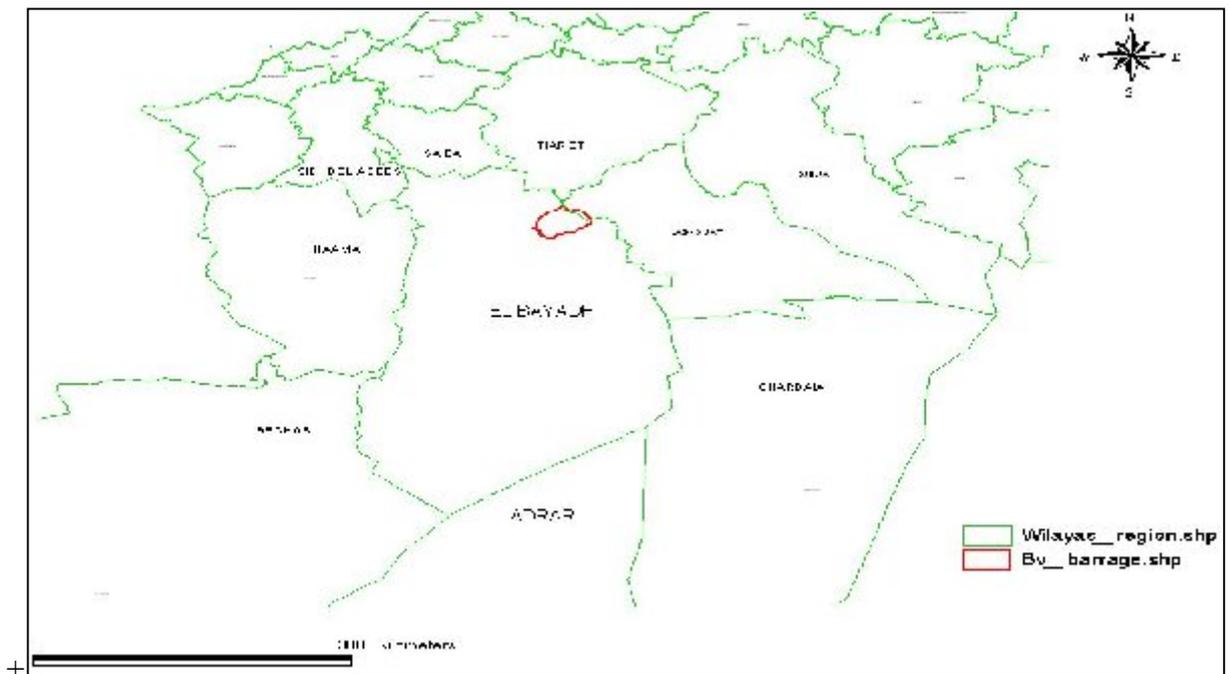
La localisation du site de l'aménagement est montrée dans la figure I.1.

Le site du barrage de sidi Naceur se trouve sur l'oued de Sidi Naceur, situé au niveau de la Commune de stitten, Daïra de Boualem, près de la localité de Teniet Dzain et d'une petite agglomération dénommée Ain Ourakissau. La distance entre le site de barrage et la ville est d'environ 50 Km en ligne de oiseau, et entre le site de la ville d'Aflou est de 70Km environ.

L'accès au site de barrage est possible par une route asphaltée de 60 Km de longueur orientée vers le nord depuis Aflou. Près de Brida, on détourne de la route principale Aflou_ El Bayadh et de la route non asphaltée depuis Anéba sur environ 25 Km le long de l'oued el Kseub.

Les coordonnées Lambert du site sont :

- X = 381.300 Km
- Y = 377.000 Km
- Z = 1147 m



Source : ANRH D'Alger

Figure I.1 : Situation de la région d'étude(Echelle 1 : 7 500 000)



Source : google earth

Figure I.2 : Vue aérienne de la région du barrage avec les accès possibles (echelle 1/500000)

I.2.Géomorphologie, Climat et Végétation de la zone d'étude

La retenue s'étend dans une vallée plate assez large sur plus de 5.5 Km de la localité de Sidi Hadj bou Hous, en amont du point de rencontre de deux oueds, Oued Massine, et Oued d'El Khachkhana, qui forme l'oued de Sidi Naeur sur lequel est prévue de construire le Barrage.

Le site du barrage occupe une partie de la vallée aussi encaissée que possible. La cuvette de retenu en amont s'élargit brusquement. La largeur maximale de la retenue est de 2.5 Km et se trouve à 1.2 Km en amont du barrage.

La zone du barrage et la cuvette de retenue appartient à la région semi désertique.

Les versants de la vallée sont couverts par l'herbes-alfa. On trouve des arbrisseaux le long de lit d'oued. La zone de la cuvette de retenue n'est pas habitée, pourtant il y a des maisons et des terres cultivées sur les collines voisines.

I.3.Les données topographiques existantes

Pour les besoins de ce projet on a eu comme données le suivant :

- ❑ Cartes topographiques de la cuvette à l'échelle **1 : 5 000** ;
- ❑ Photo aérienne de l'emplacement du barrage de Sidi Naceur ;
- ❑ Cartes topographiques à l'échelle **1 : 1 000** du site du barrage Sidi Naceur.

I.4. Contexte géologique du site

I.4.1. Encadrement géomorphologique

La région où se site le bassin de l'oued sidi Naceur fait partie du grand domaine géomorphologique de l'Atlas Saharien, au sud des Hauts Plateaux. La distance du site à la mer Méditerranée est 550 km, environ.

L'Atlas Saharien forme une longue suite de reliefs orientés NE-SW de formation mésozoïques qui se détachent d'une plaine constituée principalement par des terrains tertiaires et quaternaires qui reposent en discordance stratigraphique avec le substratum (voir figure II.1).

L'aspect général de la région d'étude est celui d'une vaste plaine à l'altitude de 1170-1200 m interrompue par des reliefs rocheux dénudés allongés suivant la direction structurelle NE-SW. La plaine est creusée par un réseau hydrographique non hiérarques constitué par des vallées larges et peu profondes et des ravines peu développées. Les vallées principales semblent suivre les directions structurelles du substratum, notamment N-S, NW-SE et NE-SW.

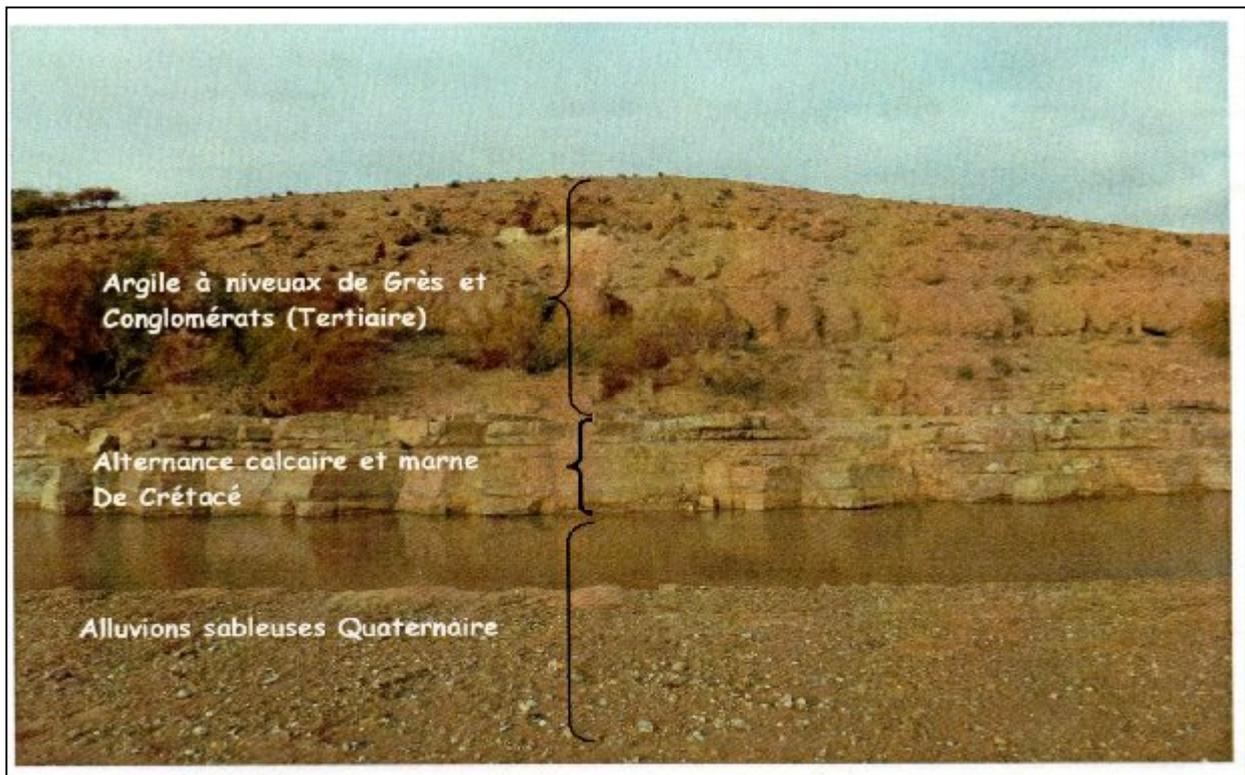
I.4.2. Géologie

La région d'étude appartient au domaine Atlasique et fait partie de l'Atlas saharien, une chaîne intracontinentale, et qui constitue l'avant-pays déformé de la chaîne alpine d'Afrique Nord ou chaîne des Maghrébines. L'orogénèse atlasique est l'héritage d'un sillon où la sédimentation mésozoïque, soit marine mais de faible profondeur, soit continentale.

Le site du barrage présente des affleurements du part et d'autre des rives, dont on distingue des bancs conglomératiques et gréseux alternés avec des niveaux du Tertiaire avec des épaisseurs d'ordre 15 à 20m (selon l'étude de faisabilité) qui surmonte l'alternance de marne et de calcaire de Crétacé inférieur dans la rive gauche. Tandis que la rive droite présente une terrasse alluvionnaire sableuse d'une épaisseur d'ordre 5m sur un substratum marno-calcaire de Crétacé (voir figure II.4 et figure II.5)

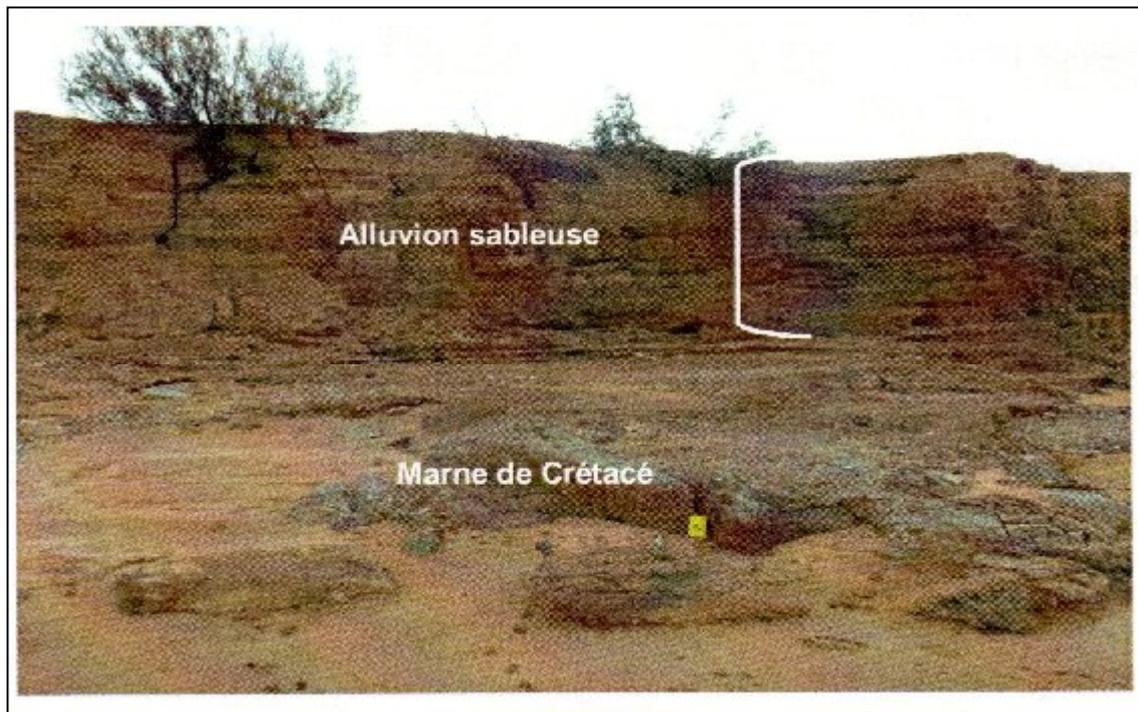
Le site du barrage se situe dans une section plus étroite de la vallée de l'oued sidi Naceur taillée dans le substratum marno-calcaire de crétacé et dans les conglomérats du tertiaire qui forment un plateaux assez régulier et ondulé à l'altitude moyenne de 1182 m, c'est-à-dire presque au même niveau de la crête du barrage.

Du point de vue géotechnique le faciès gréseux et conglomératique ou le substratum marneux offre une bonne assise pour les fondations de la digue.



Source ANBT d'Alger

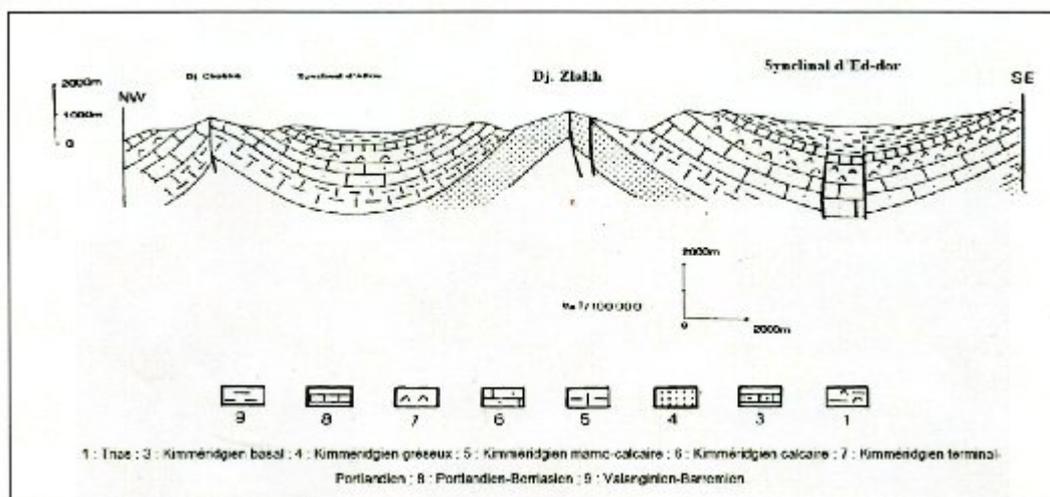
Figure I.3: Affleurement de crétacé, Tertiaire et quaternaire dans la rive Gauche



Source ANBT d'Alger

Figure I.4: Terrasse alluvionnaire sablo-limoneuse des fonds de la vallée de la rive droite

La tectonique de la région est résumée dans la coupe géologique de la (figure II.5). L'anticlinal est à cœur jurassique ou les séries les plus anciennes sont du Malm (Kimméridgien inférieur), Tandis que les cœurs des synclinaux sont du crétacé inférieur et même du tertiaire.

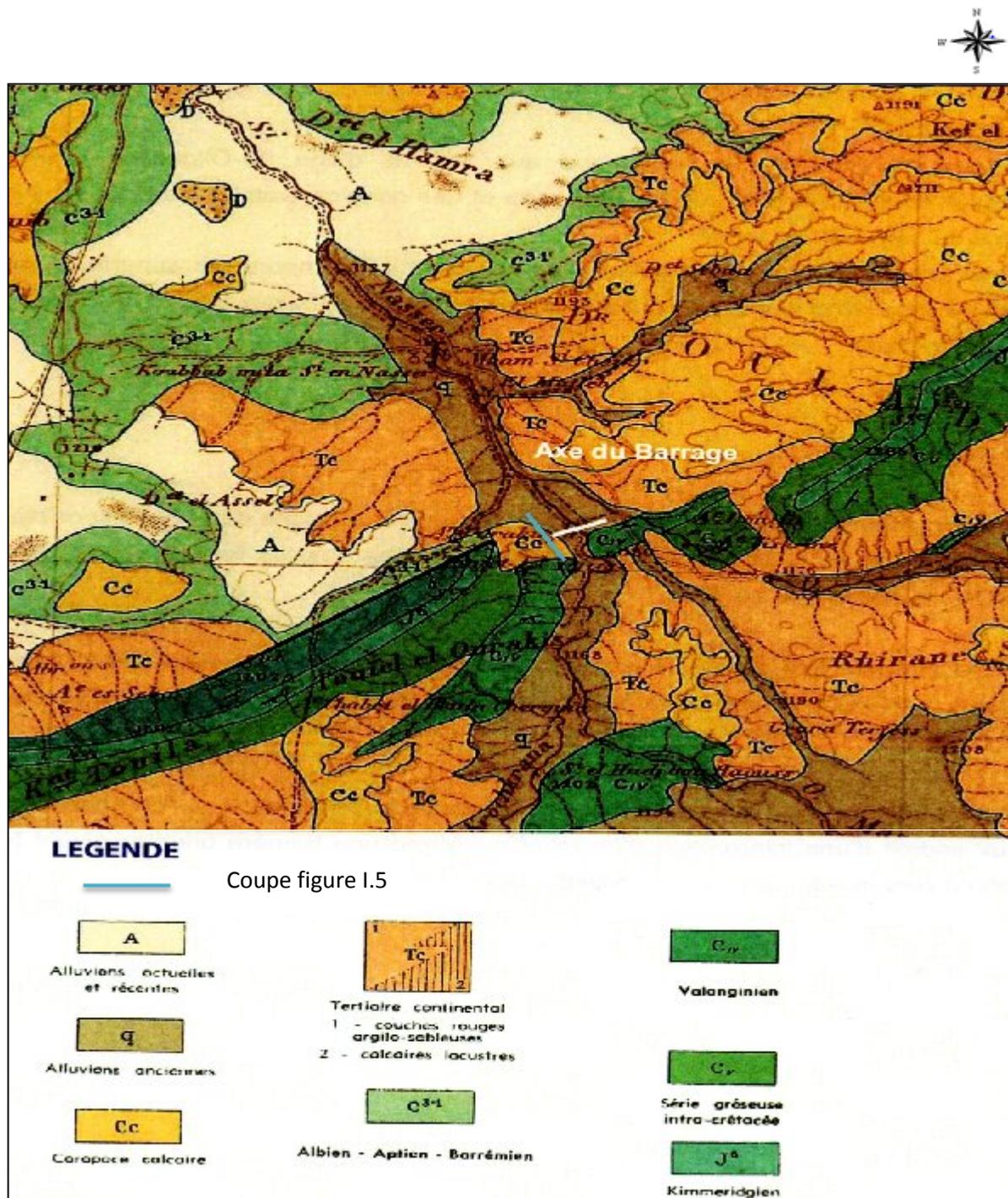


Source ANBT d'Alger

Figure I.5: Coupe à travers Djbel Amour (Nouar 1992)

I.4.3. Stratigraphie

La consultation de la carte géologique de Chott Ech chergui au 1/500 000^{ème} (figure II.8), montre qu'on est en présence des d'âge Méso-cénozoïque.



Source ANRH d'Alger

Figure I.6: Extrait de la carte géologique de Chott Ech Chergui e : 1/5000000

Le fond de la vallée de l'oued, est formée de terrains alluvionnaire sableux quaternaire indifférenciés (cartés A et q).

Les unités géologiques apparaissent comme formations dominantes la région sont :

□ **Le jurassique : le Malm**

a) **Le kimméridgien supérieur**, la sous série d'Aflou : constituée par un ensemble marno-calcaire à la base subdivisé en deux formations : **1-** La formation basale des calcaires massifs ; **2-** La formation sommitale des calcaires en plaquettes ; et d'un ensemble argilo-gréseux sommital par une alternance de barres gréseuses décamétriques et de couches d'argiles un plus épaisse.

□ **Le Crétacé :**

a) **Le Crétacé inférieur**, montre deux séries détritiques : néocomien-Barrémien et Albien inférieur, séparées par l'intervalle carbonaté de l'Aptien.

i. **La Néocomien-Barrémien** : formation fluviatile représentée par une épaisse série continentale de grés grossiers à dragées de quartz (Grés à dragées Inférieurs) intercalés de minces niveaux argileux souvent rouges.

ii. **L'Aptien** : caractérisé par une formation carbonatée (20 à 30 m d'épaisseur) qui se présente comme une corniche formant un excellent repère géomorphologique. Ce repère disparaît dans la série crétacée du Milok à Laghouat, où l'Aptien apparaît sous forme d'une combe argileuse (argiles vertes à gypses) avec intercalation de quelques bancs gréseux à géodes de gypse.

iii. **L'Albien** : qui comprend une formation inférieure fluviatile détritique de grés à dragées de quartz (Grés Supérieurs) à grandes stratifications (Albien inférieur) et une formation supérieure essentiellement marneuse où s'intercalent des bancs calcaires fins, blancs, parfois dolomitiques algaires de type Stromatolithes (Albien supérieur).

□ **Le tertiaire continental** : il correspond aux terrains d'âge Eo-Oligocène essentiellement continentaux avec des argiles rouges, des grés et des conglomérats, dans lesquels s'intercalent des bancs de calcaires lacustres.

□ **Le quaternaire** : Les terrains quaternaires couvrent une importante superficie dans l'Atlas Saharien au sens large, constitués principalement de dépôts alluviaux parfois (plusieurs dizaines)

I.4.4. Hydrographie

Sur le plan hydrographique, les eaux de l'oued suivent une ligne de pente insensible à l'œil au milieu de la steppe étendue et s'épandent souvent dans des bassins fermés et vont alimenter les dayas et les chotts situés plus au Nord.

L'oued sidi Naceur peut être considéré comme le principal collecteur des eaux des bassins versants correspondants.

Le barrage sera réaliser sur l'oued Sidi Naceur, il occupe une vallée aussi encaissé que possible aux endroit d'une interruption d'un relief qui forme une barrière orienté suivant NE-SW. La retenue s'étend vers le Sud jusqu'à la localité de sidi El Hadj Haoussa.

II. 5. Travaux de reconnaissance

II. 5.1. Prospection géophysique

Les prospections géophysique ont été exécutées par sismique réfraction et par sondage électriques.

La prospection sismique réfraction a été exécutée sur une base sismique de 82.5 m de longueur. La prospection a été effectuée en 10 bases sismiques dont deux ont été localisées sur le flanc gauche et 8 sur le flanc droit.

La prospection par sondages électriques a été effectuée moyennant le dispositif quadripôle (Schlumberger) d'une longueur de ligne maximale des électrodes de $AB = 600$ m. d'où l'écartement du quadripôle a été approximativement parallèle au cours de l'oued Sidi Naceur. La distance des sondes électriques était de 100 m sur les flancs et d'environ 40 m dans la vallée de l'oued.

I.5.1.1. Résultats obtenus des prospections géophysique

Les résultats obtenus montrent :

- Que l'épaisseur des alluvions récentes (terrasses éoliennes et fluviales) va jusqu'à 10 mètres dans les parties plus basses du flanc de la vallée de l'oued. Ce terrain est plus représenté sur le flanc droit (10 m d'épaisseur) que sur le flanc gauche (5 m d'épaisseur) ;
- Le substratum des terrains est constitué de marnes gris blanc à intercalations de calcaires blanchâtres. Toute la série présente un pendage léger vers l'aval et vers la rive gauche ;

- ❑ Les flancs de la vallée sont composés de puissantes couches (même jusqu'à 20 m d'épaisseur) de conglomérats grossiers, surmontés d'une couche d'éboulis argileux, dont l'épaisseur ne dépasse pas 5 m.

II.5.2. Géotechnique - Matériaux de construction disponibles

Afin de définir les quantités de matériaux imperméables, de ceux pour filtre, et du remblai pour le massif du barrage ainsi que de déterminer leur qualité. Une certaine quantité de travaux a été effectuée. Qui sont les suivants :

- ❑ 10 tranchées et 3 puits de reconnaissance ont été prévus sur le site de barrage et dans les zones d'emprunt.
- ❑ Parmi les essais in situ, 8 essais de pénétration standard ont été faits dans un sondage SPT jusqu'à 8 m de profondeur (à chaque mètre un essai) au droit de la semelle du barrage.
- ❑ Au cours de l'essai de pénétration, à l'aide de carottier, les échantillons ont été transportés au laboratoire de Belgrad, ainsi que les échantillons provenant des tranchées SPN et SNT.

Ces matériaux ont fait l'objet d'une classification macroscopique selon l'USCS et des essais spéciaux.

I.5.2.1. Essai de laboratoire

❑ Essais de classification

La composition granulométrique, la limite de consistance, le poids spécifique, la teneur en matière organique et en carbonate ont été examinées selon les méthodes standards qui permettent la classification d'après l'USCS.

❑ Essais spéciaux

a) Compactage selon Proctor

L'essai Proctor a été effectué sur des fractions de matériaux inférieur a 4 mm à l'énergie de compactage $E = 60 \text{ KN/m}^3$ (essai standard), soit $E = 1200 \text{ KN/m}^3$ (essai modifié).

b) Compression triaxiale

Les essais ont été effectués sur les échantillons consolidés dans des cellules de dimension $d = 3.80 \text{ cm}$ et $h = 7.62 \text{ cm}$.

Les essais ont été faits sur les échantillons consolidés à une teneur en eau voisine de celle optimale (+/- 2 %) et à densité selon Proctor standard. Les deux types d'essais suivants ont été effectués :

- Essais non consolidés non drainés (UU) ;
- Essais consolidés non drainés avec mesure de pressions interstitielles ;

Les charges latérales dans les deux essais ont été $\sigma = 100, 200$ et 400 KN/m^2 , soit $\sigma = 50, 100$ et 150 KN/m^2 .

- Essais drainés (cisaillement direct).

Ces essais ont été faits aux appareils de cisaillement direct de dimension $6 * 6 \text{ cm}$. Les essais ont été effectués sur les échantillons compactés selon Proctor standard.

c) Compressibilité à l'oedomètre

Les essais de compressibilité ont été effectués aux oedomètres de dimension $d = 7.62 \text{ cm}$ et $h = 1.87$ sous les charges suivantes $\sigma = 25, 50, 100, 200, 400$ et 800 KN/m^2 . Les échantillons ont par la suite déchargés jusqu'à $\sigma = 25 \text{ KN/m}^2$ et ensuite chargés à nouveau jusqu'à $\sigma = 800 \text{ KN/m}^2$.

d) Essais de perméabilité

Cet essai a été fait sur les échantillons compactés selon Proctor standard. Les essais ont été effectués dans les appareils à une pression constante d'eau jusqu'à 4 atm .

I.5.2.2. Résultats obtenus des essais de laboratoire

□ Semelle de fondation du barrage

La rive gauche et le fond du lit de l'oued sont mis à nu. La rive droite est recouverte de dépôts alluviaux récents jusqu'à 5m d'épaisseur, qui dépassent la terrasse alluviale classification des matériaux prélevés en une tranchée de reconnaissance SNP-1 et du sondage qui a fait l'objet de l'essai de pénétration standard a été mis en évidence qu'il s'agit de tous les matériaux sableux à granulométrie similaire et à une compacité moyenne (matériaux appartenant aux groupes SP et SM) qui sont localement dans la zone superficielle (jusqu'à $1,5\text{m}$), recouverts d'argiles fort limoneuses à grains fins de sable (matériaux appartenant au groupe CL) .

□ **Zone d’emprunt des matériaux**

Sur la base des travaux de reconnaissance et des essais de laboratoire, ont été déterminées les caractéristiques et les quantités de matériaux imperméables et de ceux pour filtres prévues pour la constitution du massif du barrage. Tous les résultats des travaux de reconnaissance géotechnique et d’essais de laboratoire figurent en annexes correspondants (tableau annexe II.1, 2, 3).

A proximité immédiate du site de barrage. 7 emplacements possibles des zones d’emprunts de ces matériaux ont été délimités au total, dont 3 emplacements sur le plateau haut au flanc droit (zone d’emprunt A, B et C) et 4 emplacements dans les terrasses fluviales (zone d’emprunt D, E, F et G).

a) Zone d’emprunt des matériaux argileux (matériaux pour noyau)

Les zones d’emprunt des matériaux argileux nécessaires à la réalisation du noyau pour le barrage ont été délimités les emplacements sont donnés sur le **tableau II.1**, Ainsi que les quantités possibles de matériaux nécessaires à l’exploitation.

Les matériaux provenant des autres emplacements ne se prêtent pas à la réalisation du noyau (matériaux limono-sableux **SM** des zones d’emprunt B, F et G et les graviers sablo-limoneux **GC /GM** de la zone d’emprunt C. les matériaux argileux **CL** fournis par les zones F et G ne sont pas aptes à l’exploitation, étant qu’il se situent à des profondeurs supérieurs à 3 m)

Tableau I.1 Résultat de recensement des zones d’emprunts pour les matériaux étanches

Zone D’emprunt	Distance de l’axe du barrage	Surface m²	Profondeur de l’exploit	Volume M³
A	600	380 000	2.0	760 000
D	500	58 750	3.0	176 000
E	150	32 200	1.0	48 000
Total :				984 000

Sur la base des résultats des essais au site et au laboratoire, les matériaux pour le noyau étanche du barrage appartiennent au groupe **CL, CL/ML** et **CL/SC**

Selon les tableaux d’annexe II.1, 2, 3 :

- Le pourcentage de particule inférieur à 0.002 varie de [6 à 28 %] ;
- Les valeurs de limite de liquidité (LL) se situent dans l'intervalle [19.7 - 41.0%] ;
- Les valeurs de limite de plasticité (PL) se situent dans l'intervalle [12.7-20.6%] ;
- L'indice de plasticité (IP) varie de [4.1 à 20.4 %] ;
- Le poids spécifique γ va de [2.7 à 2.84] ;
- La teneur en matière organique est de [1.4 à 3.2 %], en carbonate est de [15.2 à 35.4%] ;
- La teneur en eau optimale se situe de [9.7 à 15.2 %], et la compacité maximale est de [18.4 à 21.6 KN/m³];
- Les essais triaxiaux non consolidé non drainés UU ont fournis les paramètres de résistance suivants : $\Phi_u = 0.0 - 30.1^\circ$ et $C_u = 35 - 170 \text{ KN/ m}^3$;
- Les essais triaxiaux consolidés non drainés avec mesure des pressions interstitielles CU_p ont fourni les paramètres en contrainte effective : $\Phi = 20.0 - 32.2^\circ$ et $C = 0 - 70 \text{ KN/ m}^3$;
- Les essais de cisaillement direct drainés ont donné les valeurs suivantes de l'angle de frottement interne et de cohésion : $\Phi' = 20.1 - 32.2^\circ$ et $C' = 5 - 20 \text{ KN/ m}^3$;
- Les essais de consolidation à l'oedomètre ont fourni les valeurs du module œnométrique M en fonction de la charge σ :

$\sigma =$	100	400	800	KN/ m ²
$M =$	8.5 – 15.5	16.0 – 33.5	29.0 – 55.0	MN/ m ²

- Les essais de perméabilité révèlent que la valeur du coefficient de perméabilité K varie de 30.63 % 10⁻⁸ à 1.3 % 10⁻⁷ cm/s.

b) zone d'emprunt de matériaux pour les recharges

Aux alentours de site de barrage, les matériaux pour les recharges seront recherchés dans les conglomérats du Tertiaire et dans les alluvions de l'oued à l'intrados des méandres.

Dans les conglomérats les zones à choisir doivent être à faible couverture de sables éoliens et facilement désagréables pour obtenir des matériaux grossiers de granulométrie étalonnée.

Les conglomérats bien cimentés pourront nécessiter d'abatage à l'explosif et présentes des difficultés de mise en place en remblais.

Les alluvions sableuses et graveleuses seront utilisées sur certaines conditions et en fonction des besoins.

c) Zone d'emprunt des matériaux de filtres et d'agrégats

La zone d'emprunt des matériaux pour filtres se trouve dans le lit de l'oued en amont du site du barrage à une distance de 1 km environ. Dans la partie amont du barrage de la zone d'emprunt, les matériaux appartiennent au groupe GW (gravier sableux à granulométrie bien

étalée), et dans la partie aval, ils appartiennent au groupe SW (à granulométrie bien étalée). Les matériaux se situent à une profondeur jusqu'à 3 (3.5) m et sont convenables pour l'exploitation en masse. Au-dessous de ces matériaux, sont présents des matériaux argileux de plasticité moyenne à grande, aptes à la réalisation du noyau étanche du barrage.

La surface supposée de la zone d'emprunt est de 165000 m² ce qui avec une profondeur d'exploitation de 3 m fournit une quantité disponible de matériaux sableux et graveleux de presque 500.600 m³ qui seront mis en place dans les zones filtrantes du : massif du barrage.

d) Eau pour la construction te chantiers

Vu les conditions climatiques et les périodes assez longues de sécheresse, l'eau sera exploitée dans les alluvions de l'oued et emmagasiné en petits barrages à l'amont. Le recours à forage ou puits ne devra pas satisfaire les besoin en eau.

II.6. Étude de sismicité

D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003), la wilaya d'El Bayadh est classée zone «I» c'est-à-dire zone à sismicité faible (figure II.6).

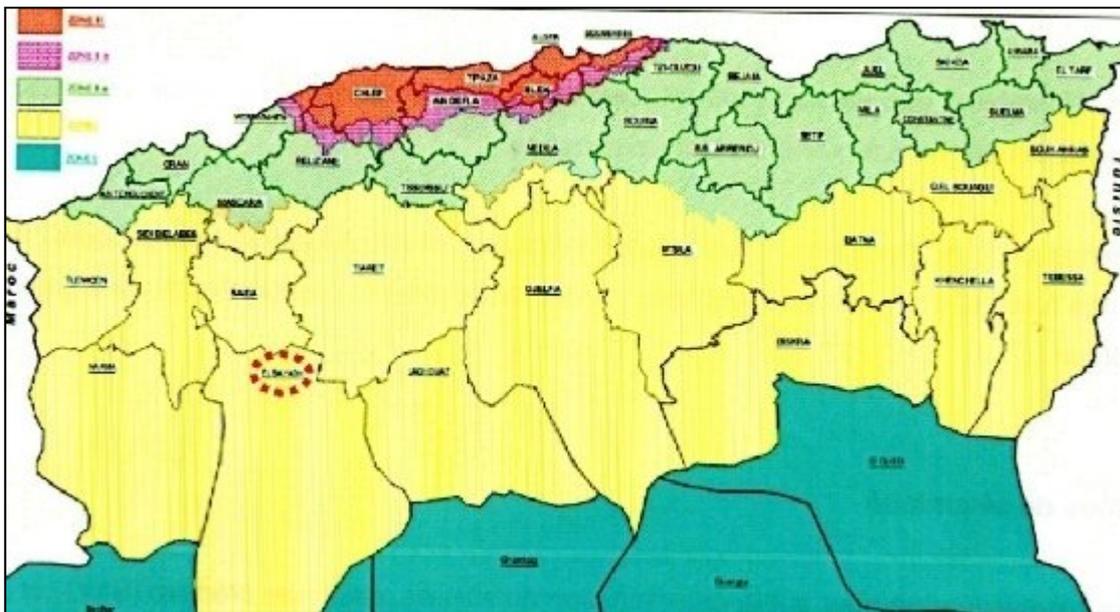


Figure I.7: Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99 version 2003)

Pour l'analyse dynamique du barrage, on devra également tenir en compte les conditions géologiques du site, parce que l'action sismique est influencée par la réaction des matériaux meubles à travers lesquels cette-là se propage. A ce propos, on peut dire que les dépôts alluvionnaires, sur le massif rocheux, provoquent une amplification de l'accélération.

Dans l'étude sismique, on aura aussi en compte l'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction des couches des sables, qui puissent exister dans la fondation du barrage.

Conclusion

L'hydrogéologie prévoit le risque d'y avoir des fuites d'eau vers l'aval du barrage et vers la vallée de l'oued Cheba Saouth Chick dont le lit se trouve assez proche de la limite Est de la retenue.

Sachant que les épaisseurs des gites d'argiles sont réduites, 1 à 3 m et les conditions géologique et climatique de la région, on doit compter avec quelque problème spécifique, notamment :

- ❑ La nature et les caractéristiques géotechniques des argiles ;
- ❑ L'état naturel du sol probablement très sec, nécessitant des corrections de la teneur en eau et d'un traitement d'homogénéisation importants.

Ces conditions obligent à la reconnaissance d'un volume garanti supérieur en 50% à 100% aux besoins.

Les matériaux nécessaires pour le noyau étanche se trouvent dans les zones d'emprunt A, D et E en quantité totale de **984.000 m³**. Il s'agit de matériaux appartenant aux groupes CL, CL/ML et CL/SC qui se trouvent à une profondeur jusqu'à 2 à 3 mètres.

La zone d'emprunt des matériaux pour filtres est située dans le lit de l'oued en amont du site du barrage. On y observe des matériaux sableux et graveleux à granulométrie bien étalée aptes à la réalisation des zones filtrantes du massif du barrage. Les quantités totales de ces matériaux sont estimées à **500.000 m³**, Alors que Les alluvions fluviales nécessitent un traitement supplémentaire de ces alluvions (criblage et lavage).

Les matériaux pour les recharges seront recherchés dans les conglomérats du Tertiaire et dans les alluvions de l'oued à l'intrados des méandres, le volume de ces matériaux n'a pas été précisé dans ce rapport mais les géologues ont estimé leur quantité qui est de **650.000 m³**.

Chapitre II

Etude hydrologique

Introduction

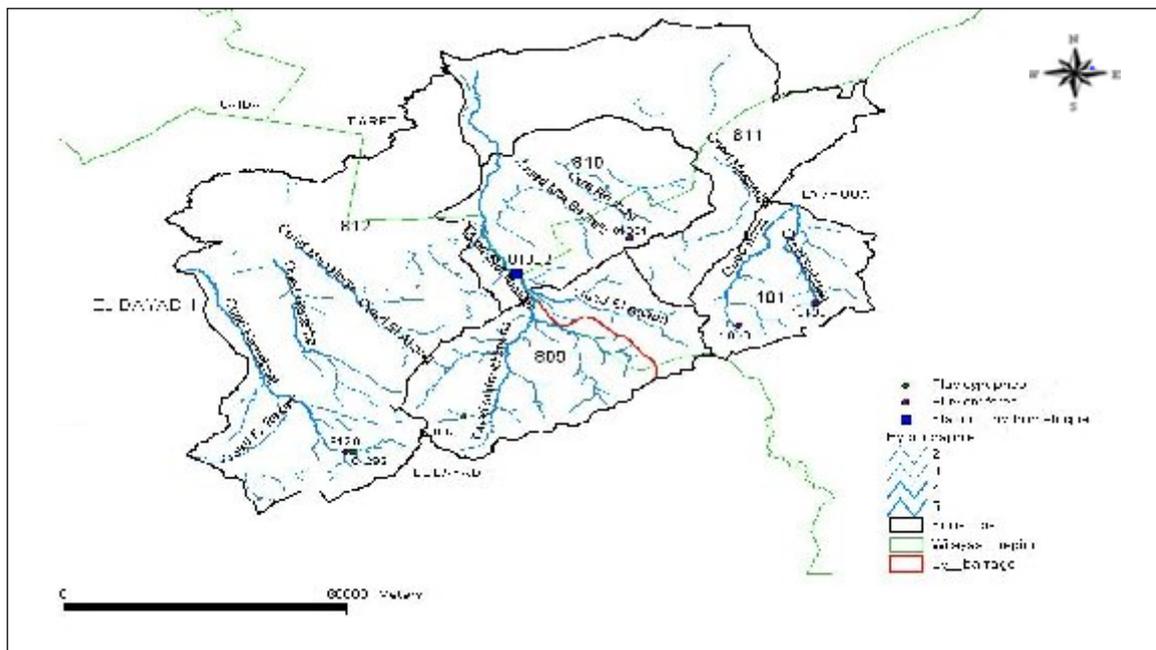
La présente étude a pour objet de déterminer les principales caractéristiques hydrologiques de l’oued de Sidi Naceur qui sont indispensables pour le projet du barrage de Sidi Naceur.

L’étude a été élaborée d’après les données hydrologiques et météorologiques existant à l’Agence National des ressources Hydrauliques (ANRH) à Alger.

La fiabilité des résultats obtenus dépend considérablement de la qualité et de longueur de l’unique série d’observation de la station pluviométrique de Stitten 08 09 02 voir Figure II.1.

II.1. Étude des caractéristiques morphométriques du bassin versant

Le bassin versant se situe suivant la codification de l’ANRH (Figure III.1) dans le grand bassin N°8 sous bassin N°09 qui englobe la région du Sud Atlas.



Source l’ANRH ALGER

Figure II.1 : carte de situation du bassin versant (Echelle 1 : 1500000)

Les différents paramètres morphologiques et hydrologiques du bassin versant ont été calculés à l'échelle 1/200 000 Sur la base du modèle de l'ANRH, qui fait recours au logiciel **ArcGis**.

II.1.1. Délimitation du bassin versant

Le bassin versant est caractérisé par un contour suivant la ligne conventionnelle de partage des eaux, dont la totalité de sa surface est drainée par le cours d'eau principal.

La Figure II.2 représente la délimitation du bassin versant d'oued de Sidi Naceur. Il se caractérise par un relief relativement plat avec un dense réseau hydrographique, ce dernier, est constitué de deux affluant principales « Oued El Khochkhane et Oued Massine » qui se jettent dans le cours d'eau principal.

II.1.2. Caractéristiques du bassin versant

- **Superficie :**

$$S = 1\,050 \text{ km}^2$$

- **Périmètre :**

$$P = 167 \text{ km}$$

- **Indice de compacité de Gravelius :**

Permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de forme.

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{II.1})$$

Où :

K_G : Indice de compacité de Gravelius ;

S : surface du bassin versant [km^2] ;

P : périmètre du bassin [km].

A.N : $K_G = 1,44$

$K_G > 1$ donc c'est un bassin versant de forme allongée

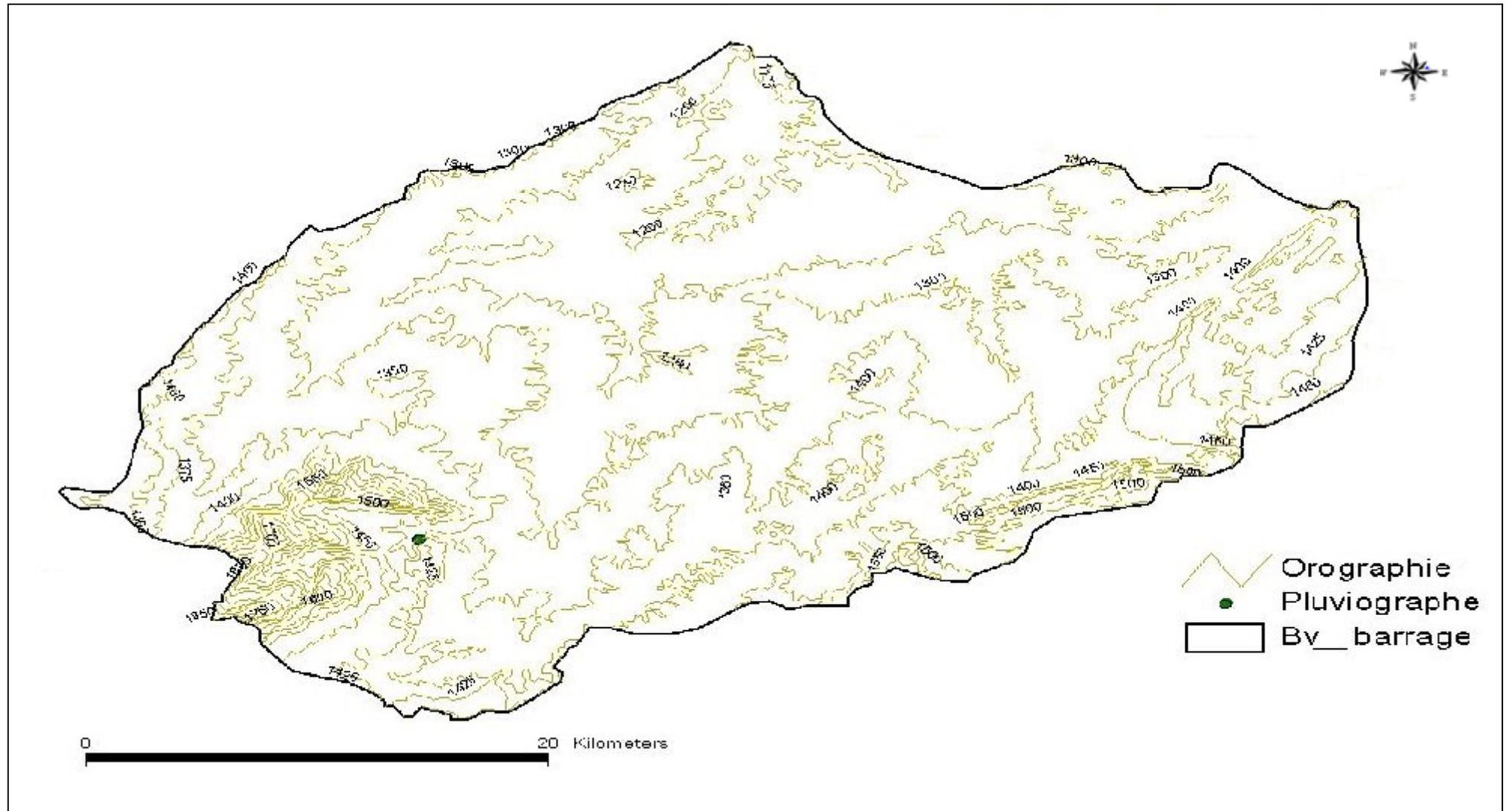
- **Coefficient d'allongement :**

Il est donné par la formule suivante :

$$K_P = \frac{P^2}{S} \quad (\text{II.2})$$

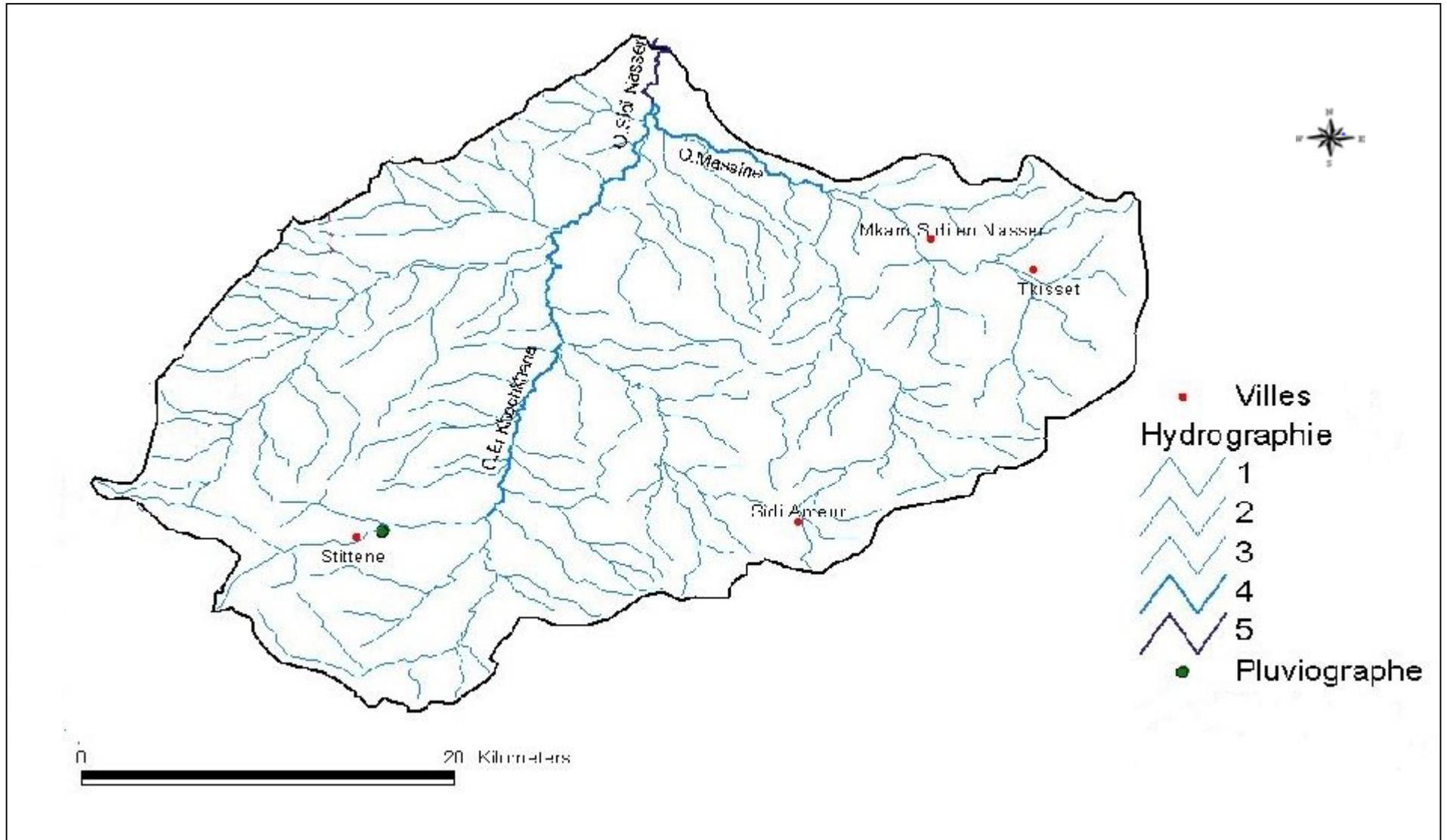
A.N :

$K_p = 26.5$



Source l'ANRH ALGER

Figure II.2 : Le bassin versant de l'oud de Sidi Naceur (Echelle 1 : 250 000)



Source l'ANRH d'Alger

Figure II.3 : Le bassin versant avec réseau hydrographique de l'Oued de Sidi Naceur (Echelle 1 : 300 000)

La représentation du rectangle équivalent est donnée dans la **Figure II.4**

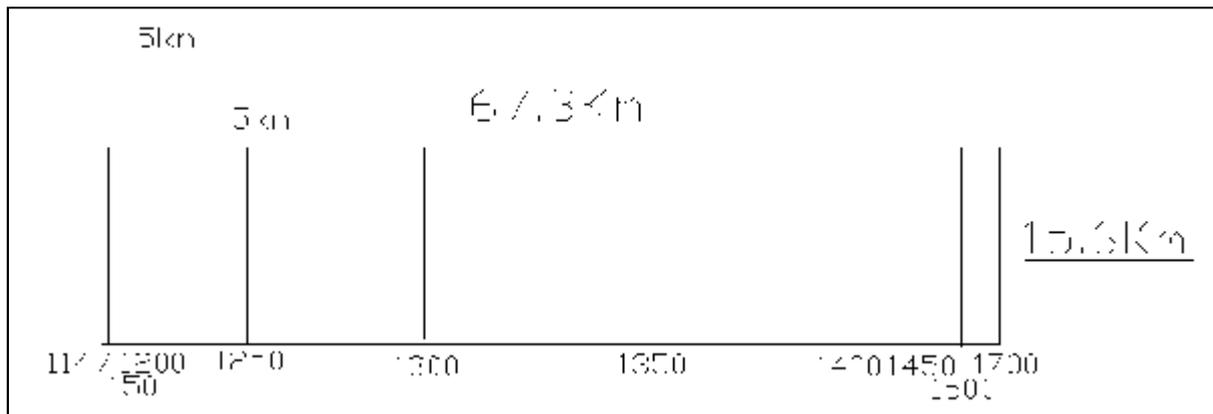


Figure II.4 : Le rectangle équivalent

II.1.3. Paramètres du relief

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin. Notre but recherché est la détermination de la classe de relief.

II.1.3. 1. Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. C'est un outil pratique qui peut servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage. La courbe hypsométrique est donnée dans la Figure III.5 à partir du **Tableau II.1**

Tableau II.1 : Surfaces partielles par tranche d'altitude

Altitude (H) (m)	Altitude moyenne (m)	Surfaces partielles (km ²)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (km ²)	Surfaces cumulées (%)
1500-1750	1625	33.8	2.2	1050.0	100.0
1450-1500	1475	135.0	8.7	1016.2	96.8
1400-1450	1425	207.8	13.3	881.2	83.9
1350-1400	1375	256.6	16.5	673.5	64.1
1300-1350	1325	233.2	15.0	416.8	39.7
1250-1300	1275	89.1	5.7	183.6	17.5
1200-1250	1225	45.1	2.9	94.5	9.0
1147-1200	1173.5	49.4	3.2	49.4	4.7

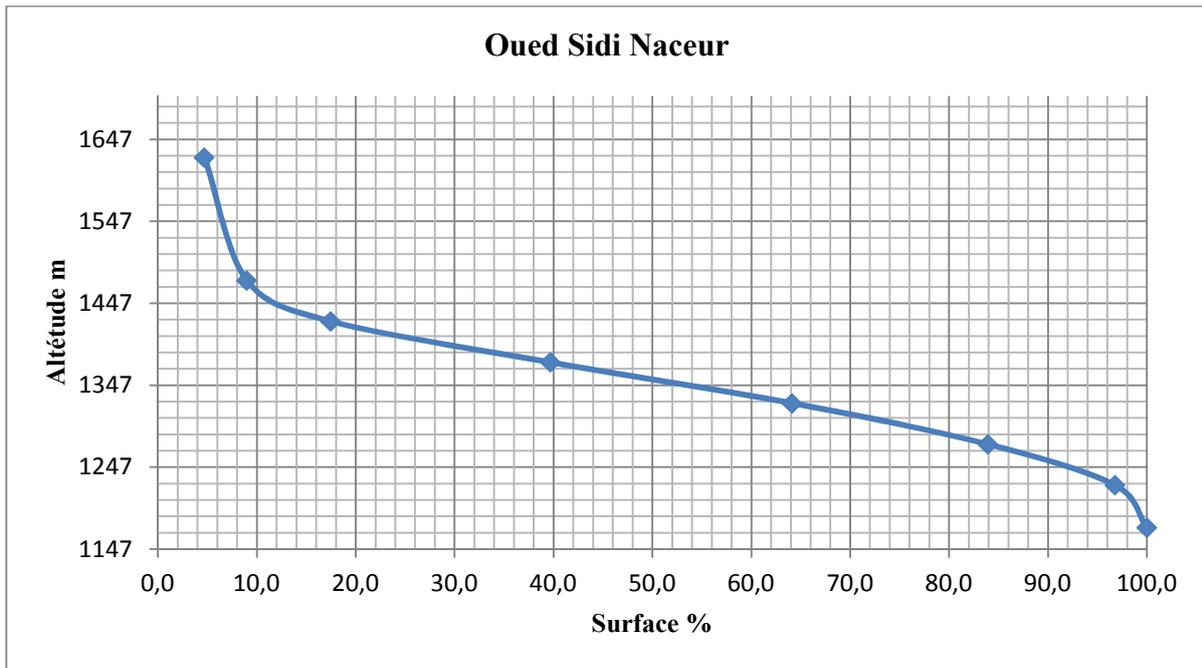


Figure II.5 : courbe hypsométrique

III.1.3.2. L'altitude moyenne du bassin versant

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

Elle est Définie comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{S_i \cdot H_i}{S} \quad (\text{II.4})$$

Où :

- H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;
- S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;
- H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;
- S : superficie totale du bassin versant [km²].

A.N : $H_{\text{moy}} = 1\ 338\ \text{m.}$

□ L'altitude médiane

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique **Figure II.4** on a :

$$H_{50\%} = 1\ 347\ \text{m.}$$

Tableau II.2 Détermination des altitudes

Altitude	Valeur m
H _{moyenne}	1 338
H _{médiane}	1 347
H _{95%}	1 240
H _{5%}	1 625
H _{max}	1 760
H _{min}	1 147

II.1.3.3. 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 :

$$I_m = \frac{\Delta H.(0,5I_1 + I_2 + I_3 + \dots + 0,5I_n)}{S} \quad (II.5)$$

Où :

- Im : pente moyenne [%] ;
- li : longueur totale de courbes de niveau [km] ;
- D : équidistance entre deux courbes de niveau [m] ;
- S : surface du bassin versant [km²].

A.N : $I_m = 4.6\%$

L'indice de pente moyenne est fort, donc on assistera à un écoulement rapide.

II.1.3.4. Indices des pentes

□ L'indice de pente globale I_g

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

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (II.6)$$

Où :

- L : la longueur du rectangle équivalent ;

A.N : $I_g = 6\text{m/km}$

□ **L'indice de pente M.ROCHE I_p**

Cet indice se calcule à partir du rectangle équivalent. Il est égal à la somme des racines carrées des pentes moyennes de chacun des éléments pondérés par la surface intéressée, soit :

$$I_p = \frac{1}{L} \cdot \sum_{i=1}^n \left(x_i \cdot \sqrt{\frac{d}{x_i}} \right) \quad (II.7)$$

Où :

- I_p : indice de pente [%];
- L : longueur du rectangle [m];
- x_i : distance qui sépare deux courbes sur le rectangle [m];
- d : distance entre deux courbes de niveau successives [m];
- d/x_i : Pente moyenne d'un élément [%].

A.N : $I_p = 0.8 \%$

II.1.3.5. Dénivelée spécifique

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 bassin quelle que soit sa surface. Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad (II.8)$$

A.N : $D_s = 194.4 \text{ m}$

Tableau III.3 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

Relief		Ds (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez fort	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

On déduit d'après le tableau précédant que notre relief est Modéré.

II.1.4. caractéristiques hydrographiques du bassin versant

Le réseau hydrographique est l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent dans l'écoulement. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes, et selon la classification de Schum, notre bassin versant est d'ordre 5. Voir **figure II.2.**

II.1.4.1. 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 :

$$L = 5 \text{ km}$$

II.1.4.2. Le profil en long du cours d'eau

On a l'habitude de représenter graphiquement la variation altimétrique du fond du cours d'eau en fonction de la distance à l'émissaire. Le profil en long d'un cours d'eau permet de définir sa pente moyenne.

L'oued Sidi Naceur présente un profil en long assez régulier. Le profil est représenté dans la **Figure II.5.**

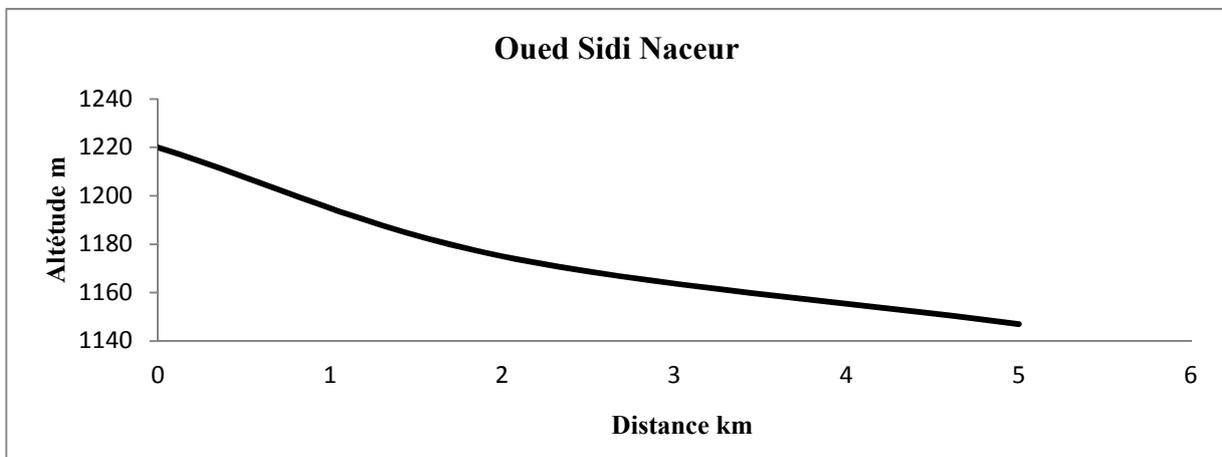


Figure II.6 : profil en long du cours d'eau principal

II.1.4.3. La pente moyenne d'un cours d'eau

Ce paramètre a pour but la détermination de vitesse d'écoulement jusqu'à arriver à l'exutoire du bassin, donc elle a une influence sur le temps de concentration et par conséquent, elle agit sur le débit maximal observé,

$$I = \frac{\Delta H_{\max}}{L} \quad (\text{II.9})$$

Où :

- I : pente moyenne du cours d'eau [m/m] ;
- ΔH_{\max} : dénivellation maximale de la rivière [m] ;
- L : longueur du cours d'eau principal [km].

A.N :

$$I_{\text{D moy}} = 0.015 \text{ m / m}$$

ans notre cas la pente est douce d'où elle donne à l'eau le temps nécessaire à s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

II.1.4.4. 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 donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} L_i}{S} \quad (\text{II.10})$$

Où :

- Dd : densité de drainage [km/km²] ;
- Li : la somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i [km] ;
- S : surface du bassin versant [km²].

A.N : $D_d = \frac{1990.15}{1050} = 1.9 \text{ km/km}^2$

II.1.4.5. La densité hydrographique et coefficient de torrentialité

- **La densité hydrographique** : représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S} \quad (\text{II.11})$$

Où :

- F : densité hydrographique [km-2] ;
- Ni : nombre de cours d'eau d'ordre i.

A.N :

$$F = 2.83 \text{ talweg/km}^2$$

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

$$C_t = D_d \cdot F \quad (\text{II.12})$$

Où :

Dd : Densité de drainage km/km²;

F : Densité hydrographique.

A.N : $C_t = 5.38$

II.1.4.6. Le 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 et l'exutoire de ce dernier.

Les méthodes et les formules utilisées reflètent un caractère régional, traduit par des paramètres propres à la région dans laquelle sont développées ces formules. Normalement on donne la priorité à celle qui nous semble applicable, élaborées dans les conditions physico-géographiques analogues à celles de la partie Nord de l'Algérie.

□ **Formule de GIANDOTTI :**

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \quad (\text{II.13})$$

Où :

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principale en [Km].

A.N : $T_c = 12.4$ heures

On prendra $T_c = 13$ heures

II.1.4.7. Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \quad (\text{II.14})$$

Où :

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T_c : temps de concentration en [heure].

A.N : $V_R = 0.4$ km/h

Tableau II.4 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	Km ²	1050
Périmètre		P	Km	167
Longueur du thalweg principal		L	Km	5
Pente du thalweg principal		I	%	1.46
Indice de compacité		K _G	-	1,44
Coefficient d'allongement		Ca	-	26.5
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	67.3
	largeur	l _r	Km	15.6
Altitudes	maximale	H _{max}	M	1 760
	moyenne	H _{moy}	M	1 338
	médiane	H _{med}	M	1 347
	minimale	H _{min}	M	1 147
Pente moyenne de B.V		I _m	%	4.6
Indice de pente globale		I _g	m/Km	6
Indice de pente de M Roche		I _r	%	0.8
Dénivelée spécifique		D _s	M	194.4
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	1.9
Coefficient de torrentialité		C _t	-	5.38
Temps de concentration		T _c	H	12.4
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	0.4

II.2. Caractéristiques climatologiques de la région d'El Bayadh

Le climat de la zone d'étude est semi-aride et aride. D'après le tableau II.5 Le mois le plus chaud est juillet et le mois le plus froid est janvier. L'humidité relative est proportionnellement peu élevée au cours de toute l'année. Elle a un maximum uniforme est étendue sur toute l'année. Son maximum se situe au novembre et le minimum en juillet.

Tableau II.5 : Données climatologiques de la station d'EL Bayadh de 1973 à 2000

Mois	Températures moyennes °C	Humidité relative	Nébulosité en dixième	Nombre de jours de pluie	Vitesse de vent (m/s)	Nombre de jours d'orage	Nombre de jour de gelée blanche
S	21	39	4.3	7	4.9	4	0
O	15	53	4.1	6	4.9	1	2
N	8	66	5.3	8	5.1	0	2
D	5	63	4.9	8	5.7	0	5
J	4	58	5.2	9	6.1	0	3
F	5	52	5.1	8	6.7	0	2
M	8	45	5.1	8	6.9	1	2
A	12	42	4.2	6	6.5	1	1
M	16	43	4.4	6	6.1	3	1
J	22	30	3.7	5	5.7	3	0
J	25	23	3.2	4	5.1	3	0
A	25	27	3.5	5	4.9	4	0
Moy annuelle	14	45	4.4	80	5.7	20	18

Source l'ANBT ALGER

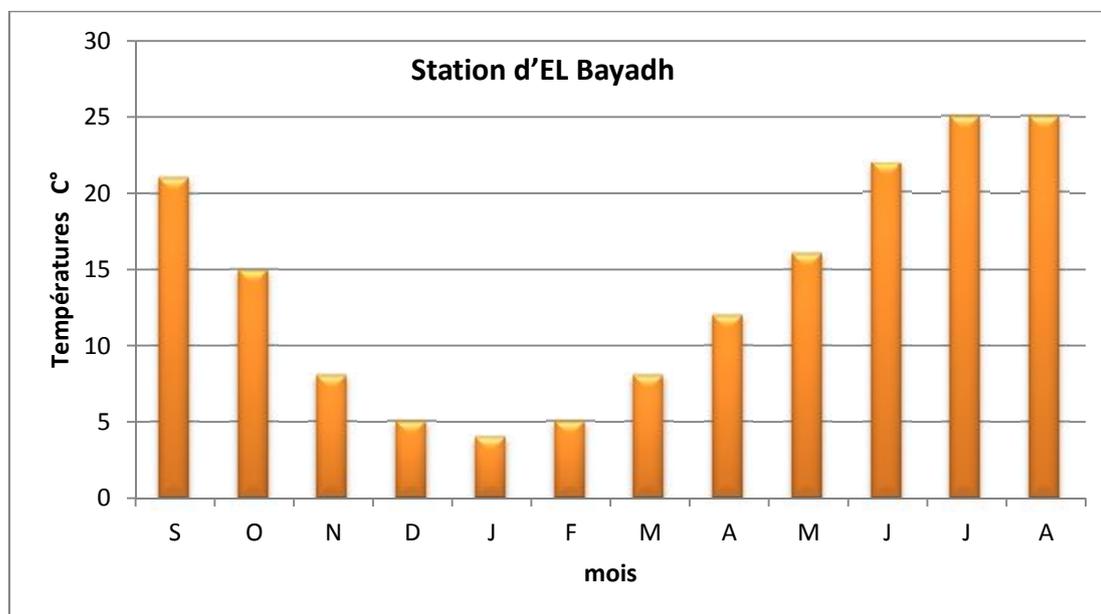


Figure II.7 : Températures moyennes mensuelles

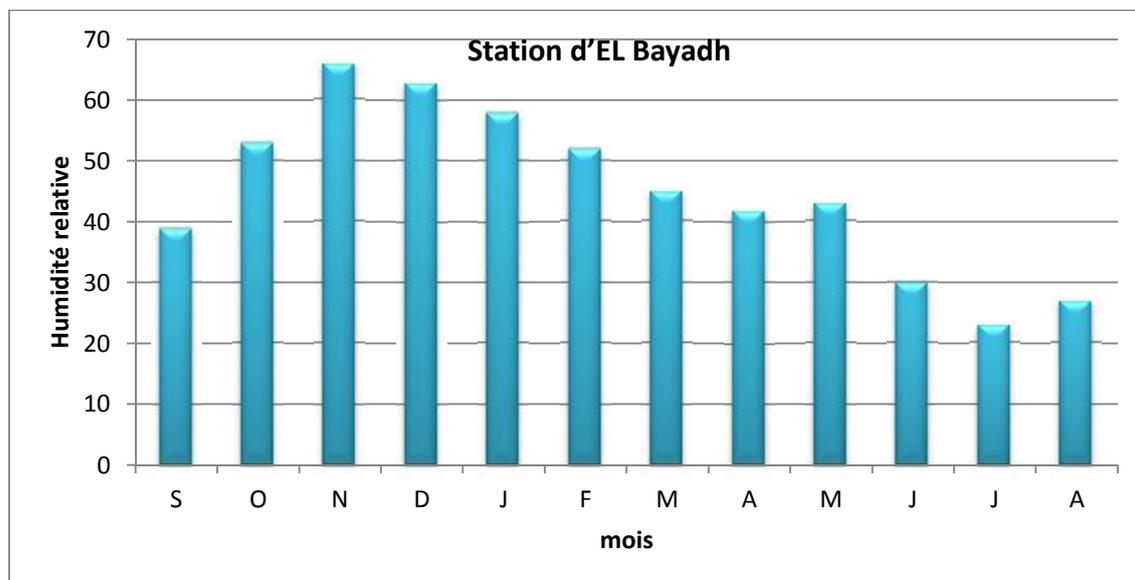


Figure II.8 : humidités relatives mensuelles

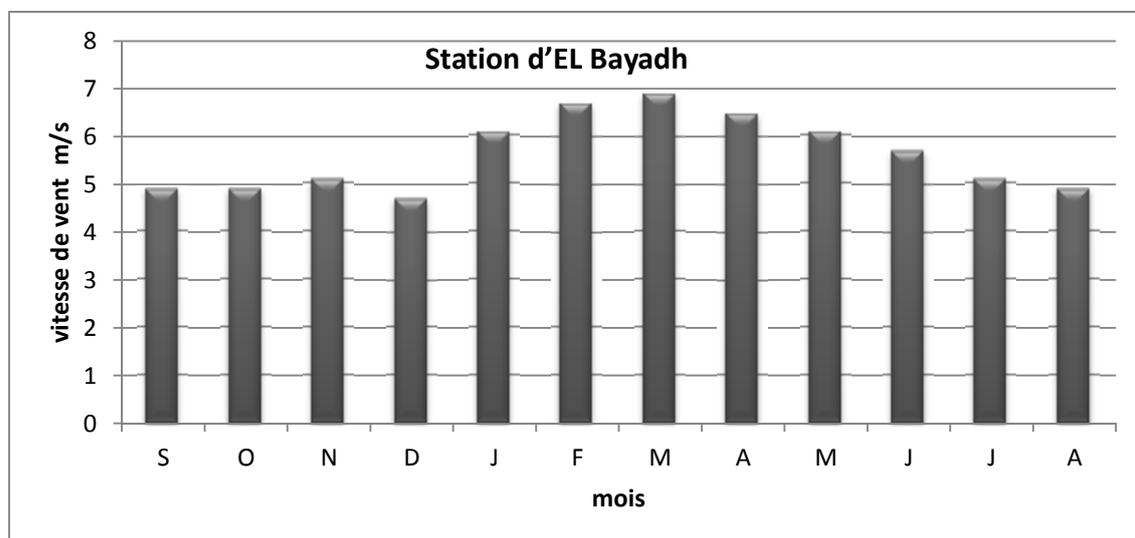


Figure II.9 : Variation mensuelle du vent

Tableau II.6 : Les valeurs mensuelles moyennes d'évaporation de la station d'Ain Skouna de 1973 à 2000

Station Ain Skouna	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	E _{an}	Amplitude
E° (mm) au bac	239	138	74	46	44	66	115	161	210	299	384	341	2116	340
E=E ₀ *0.8 à la retenue	191	110	59	37	35	53	92	129	168	239	307	273	1693	272

Source ANBT ALGER

L'allure de l'évaporation à l'aide d'un bac Colorado ; démontre que l'évaporation atteint son maximum en juillet et le minimum en janvier. L'amplitude annuelle est très élevée et atteint 272 mm et les variations mensuelles des évaporations sont très élevées.

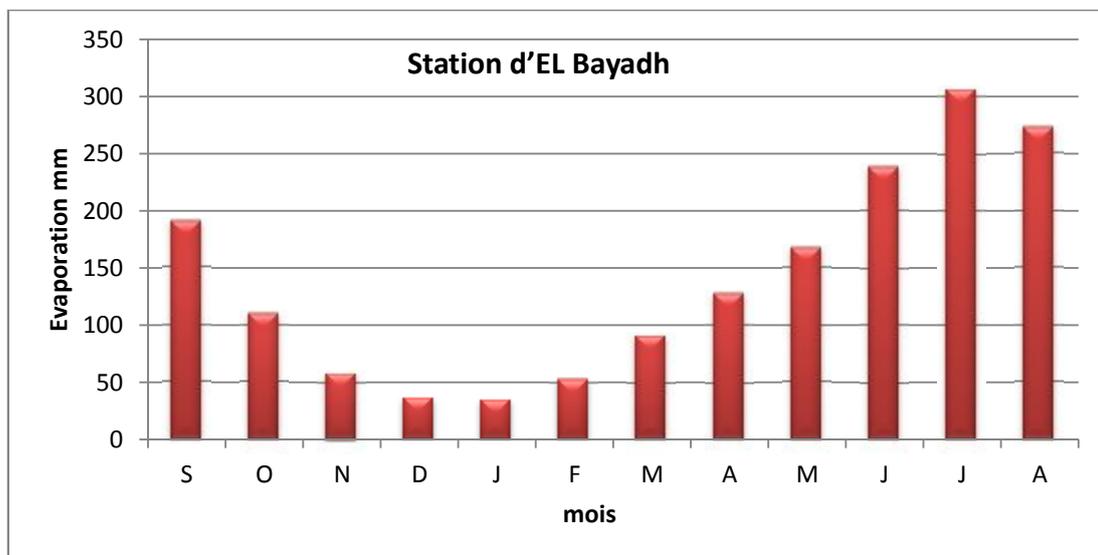


Figure II.10 : Variation mensuelle de l'évaporation dans la retenue

□ **Pluviométrie moyenne annuelle**

Les valeurs traitées sont celles de la station de Stitten 08 09 02 (X = 364.4 , Y = 352.2, Z = 1410).qui sont représentatives de notre zone d'étude couvrant la période allant de 1970 à 2010. La répartition moyenne des pluies donne un maximum caractéristique de la région au mois de mars (32.3mm), accentué par les effets orageux de saison. Les valeurs, plus ou moins homogènes sur toute l'année, sont indiquées comme suit :

Tableau II.7 : Pluie en millimètres Station de Stitten 1970-2010

MOIS	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mrs	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout
P.Moy	25,6	27,5	25,1	22,5	22,6	21,4	32,3	22,8	21,9	16,4	4,7	11,4
P. Cumulé	25,6	53,1	78,2	100,7	123,3	144,7	177	200	222	238	243	254

Source ANRH ALGER

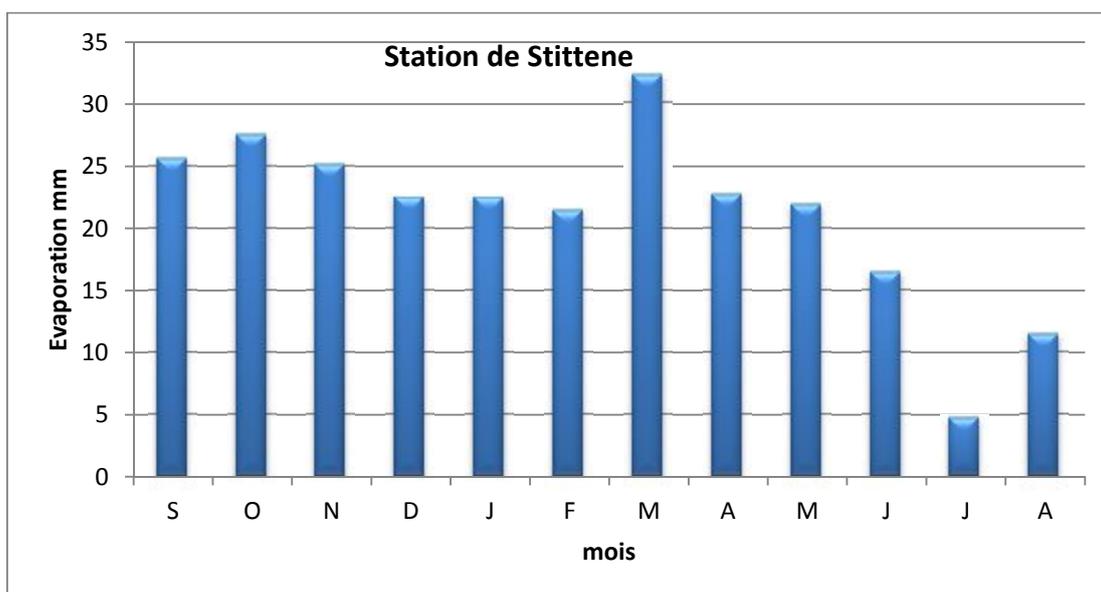


Figure II.11 : précipitations mensuelles moyennes sur la période 1970-2010

II.3. Étude des précipitations

L'étude des précipitations consistera à la détermination du débit moyen du Bassin versant. En outre, on déterminera les pluies fréquentielles de différentes périodes de retour, en passant par l'ajustement de la série aux différentes lois statistiques (Galton, Gumbel, et GEV) et le choix de la loi adéquate. Ensuite, on déterminera les pluies de courtes durées.

II.3.1. Ajustement des pluies maximales journalières

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale), et GEV à l'aide de logiciel Hyfran, Ainsi que les tests d'adéquation.

II.3.1.1. Ajustement à la loi Log normale (loi de GALTON)

Elle résulte de la loi normale mais rendus dissymétrique par le changement de variables, sa fonction de répartition pour des fréquences au non dépassement est la suivante :

$$F(X) = \int_{-\infty}^u \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\mu^2}{2}} .d\mu \quad (II.15)$$

La fonction de densité :

$$f(x) = \frac{1}{b(x-c)\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2b^2}(\ln(x-c)-a)^2} . \quad (II.16)$$

Où :

a : Paramètre de position = μ y;

b : paramètre de forme = σ y $y = \ln(x-c)$;

c : borne inferieur de la distribution on prend $c = 0$.

L'équation de la droite d'ajustement reportée sur le papier Gosso -logarithmique est donnée par :

$$X = \exp(a + b \mu) \quad (II.17)$$

Où : μ : variable normale centré réduite de la table GAUSS.

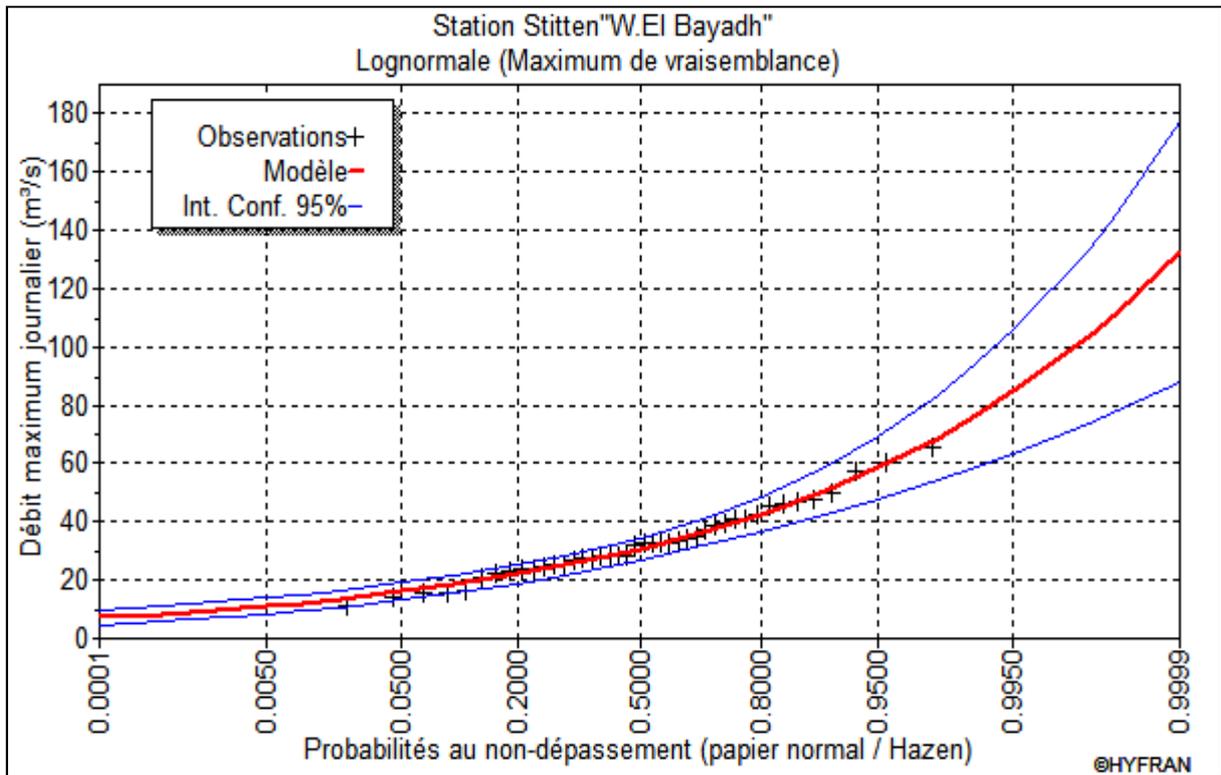


Figure II.12 : Ajustement à la loi log normale

II.3.1.2. Ajustement à la loi doublement exponentielle (loi de Gumbel)

La fonction de répartition de la loi Gumbel pour des fréquences au dépassement est la suivante:

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}} \quad (II.18)$$

La fonction de densité :

$$f(X) = \frac{1}{b} e^{-\frac{x-a}{b}} \cdot e^{-\frac{x-a}{b}} \quad (II.19)$$

Où :

- b : paramètre d'échelle (gradex) ;
- a : le paramètre de position.

L'équation de la droite de Gumbel représentée sur papier Gumbel est donnée par :

$$X = \frac{1}{b} \mu_g + a \quad (II.20)$$

Où : variable réduite de Gumbel : $\mu_g = -[\ln (-\ln (F(x)))]$;

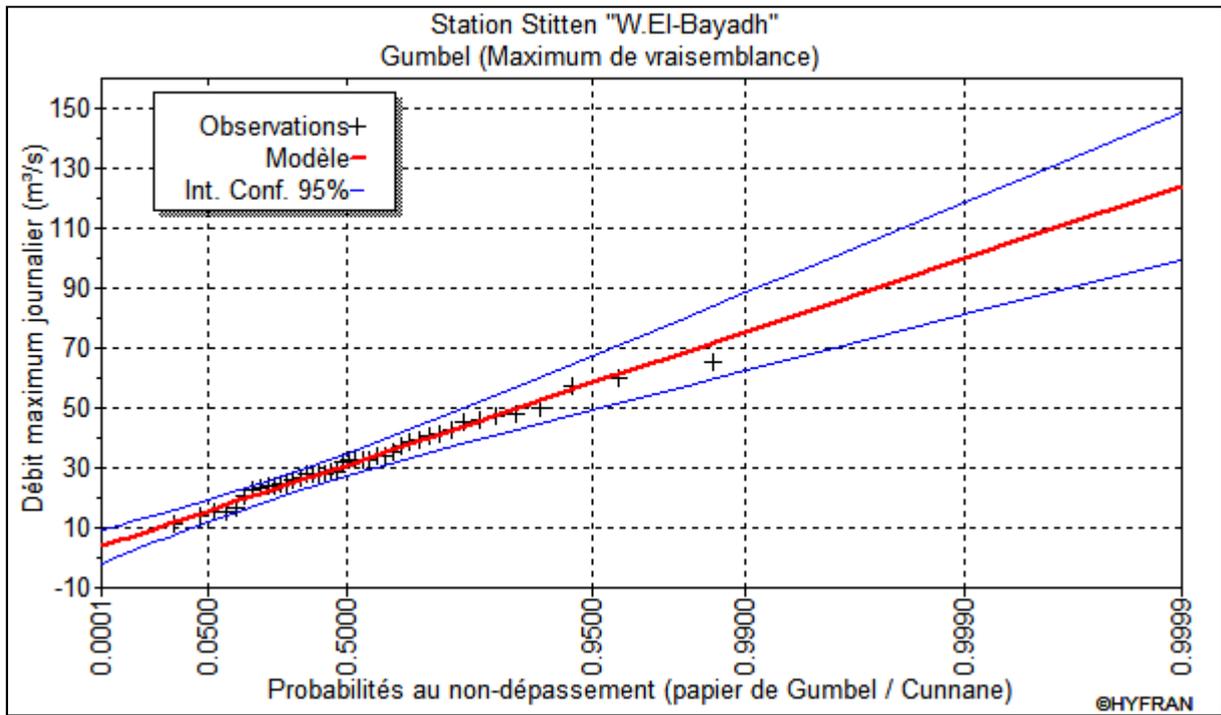


Figure II.13 : Ajustement à la loi de Gumbel

II.3.1.3. Ajustement à la loi des extrêmes généralisés (loi GEV)

C'est une généralisation de la loi de Gumbel, sa fonction de répartition pour des fréquences au dépassement est la suivante:

$$F(X) = e^{-\left(1-c\frac{x-a}{b}\right)^{\frac{1}{c}}} \quad (II.21)$$

La fonction de densité :

$$f(x) = \frac{1}{b-c(x-a)} e^{-\frac{1}{c} \ln\left(1-c\frac{x-a}{b}\right)} e^{-\left[1-\left(1-c\frac{x-a}{b}\right)^{\frac{1}{c}}\right]} \quad (II.22)$$

Où :

- a : Paramètre de position;
- b : paramètre de dispersion;
- c : paramètre de forme pour $c = 0$, on obtient une loi de Gumbel.

L'équation de la droite est donnée par :

$$X = \frac{b}{c} \left[1 - (-\ln F(x))^c \right] + a \quad (II.23)$$

Où : variable réduite de GEV : $\mu_{gv} = -\frac{1}{c} \left[\ln \left(1 - c \frac{x-a}{b} \right) \right]$;

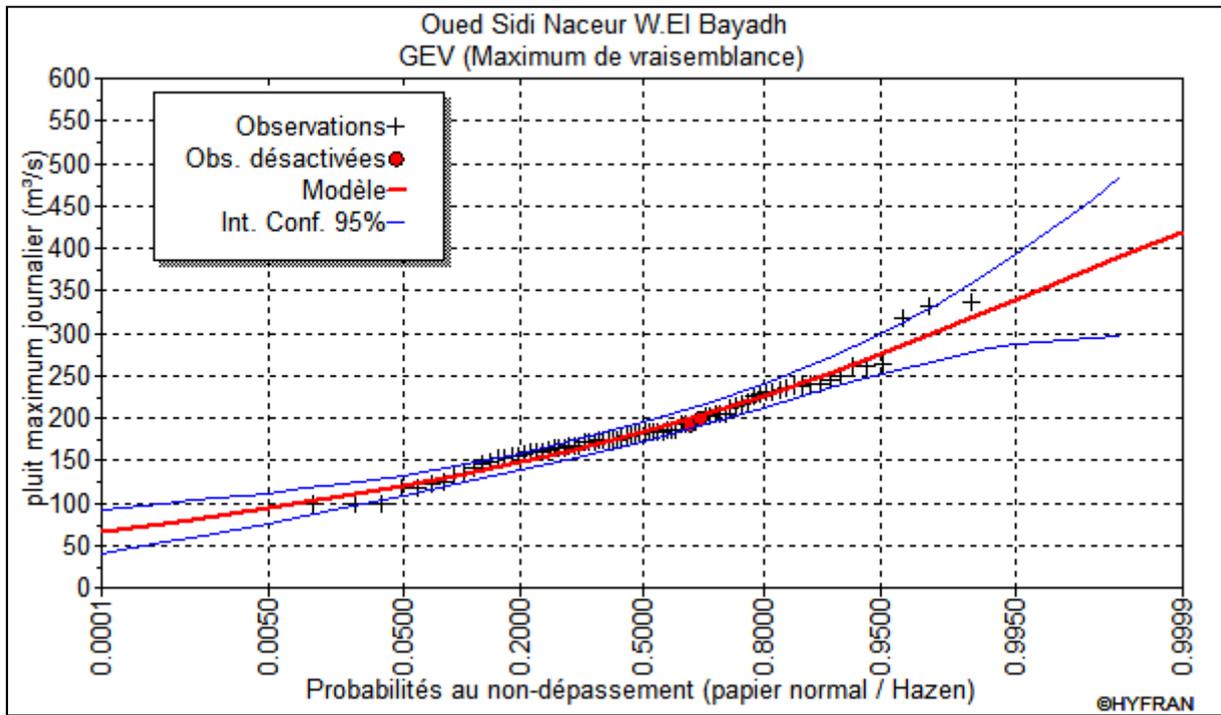


Figure II.14 : Ajustement à la loi de GEV

□ Test d'adéquation pour les trois lois

On a choisi comme test d'adéquation de l'ajustement celui de Khi 2, qui est utilisé pour un seuil de signification $\alpha = 5\%$ et un nombre de degré de liberté $\gamma = K - 1 - m$,

avec : K : nombre de classe;
m : nombre de paramètre de la loi.

$$\chi^2_{\text{cal}} = \sum_1^k \frac{(n_i - u_i)^2}{u_i} \quad (\text{II.24})$$

Où :

n_i : nombre d'observation contenues dans la classe i ;

u_i : nombre d'observation théoriques calculées dans la classe i avec $u > 5$;

χ^2 : variable aléatoire calculée.

On pose les deux hypothèses suivantes :

H0 : L'échantillon provient de la loi choisie ;

H1 : L'échantillon ne provient pas de la loi choisie.

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 % si $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$.

Ou : $\chi^2_{\text{théorique}}$ est tiré de la table de χ^2 en fonction de γ et $\alpha = 5\%$.p164^[1]

Le tableau suivant donne les paramètres de test χ^2

Tableau II.8 : paramètre de test de χ^2

La loi choisie	Degré de liberté γ	χ^2 calculé	χ^2 théorique
Log normale	5	2.95	11.070
Gumbel	5	2.95	11.070
GEV	7	10.58	14.067

Les résultats des tests montrent que la série s'ajuste aux trois lois.

D'après la Figure II.13, la loi de Gumbel ne s'ajuste pas, car l'origine de la droite théorique coupe l'axe des ordonnées sur une valeur négative, et par définition une pluie (grandeur physique ne peut être négative). Visuellement la série s'ajuste mieux à la loi de log normale et elle a moins de paramètres donc on a choisi la loi log normale.

II.3.1.4. Résultats d'ajustement à la loi choisie (log-normale)

Les paramètres de la loi log-Normale sont représentés dans le tableau suivant :

Nombre d'observations: $n = 42$;

Quantiles : $q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement) $T = 1/(1-q)$ (période de retour)

Tableau II.9 : Caractéristiques de la série pluviométrique

Paramètres	Caractéristiques de la série
Minimum	11.5
Maximum	65.3
Moyenne	33.0
Ecart-type	12.4
Médiane	32.5
Coefficient de variation (Cv)	0.376
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.619

Le tableau au-dessous récapitule les quantiles pour différentes période de retour suit à l'ajustement de la série à la loi de log normal.

Tableau II.10 : Les précipitations des différentes fréquences

Période de retour (ans)	Probabilité q	Précipitation mm	Ecart-type	Intervalle de confiance $q = 95\%$
1000.0	0.9990	104	15.3	73.7 – 134
100.0	0.9900	76.7	9.05	59.0 - 94.5
50.0	0.9800	68.9	7.44	54.3 - 83.5
10.0	0.9000	50.8	4.19	42.6 - 59.1

II.3.2. Pluies de courte durée I.D.F (courbes : Intensité _ Durée _ Fréquence)

Après avoir introduit les paramètres suivant dans le modèle de l'ANRH on obtiendra les IDF de figure II.13.

Pluie journalière décennale : P_{j10}	=	41.6	(en mm)
Gradex des pluies journalières : g	=	9.6	(en mm)
Coefficient de Montana : b	=	0.8	(sans unité)
Coefficient correctif de Weiss : K_w	=	1.06	(sans unité)

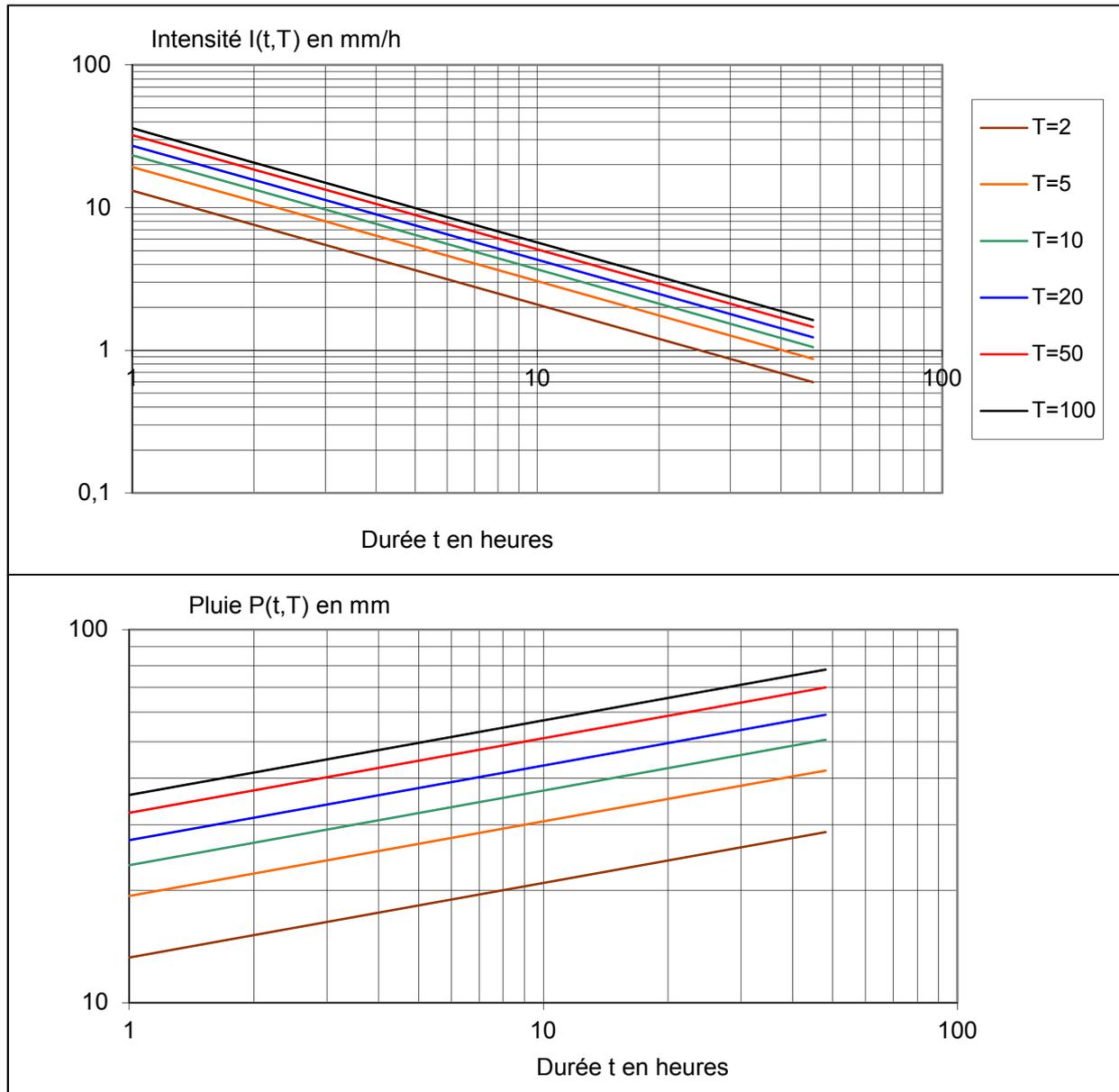


Figure II.15 : Courbes IDF de la station de Stitten

Tableau II.11 : Valeurs des précipitations des courbe IDF en mm

Fréquence [%]	Période de retour [Ans]	Temps [Heure]							
		1	2	4	6	10	14	18	24
10	10	20.00	23.00	28.00	31.00	35.00	38.00	41.00	44.00
2	50	28.00	33.00	39.00	43.00	49.00	53.00	56.00	61.00
1	100	31.00	37.00	44.00	48.00	55.00	59.00	63.00	68.00
0.1	1000	42.00	50.00	59.00	65.00	73.00	80.00	85.00	91.00

Tableau II.12 : Valeurs des intensités des courbe IDF en mm/h

Fréquence [%]	Période de retour [Ans]	Temps [Heure]							
		1	2	4	6	10	14	18	24
10	10	20.40	24.00	7.10	5.20	3.50	2.70	2.30	1.80
2	50	28.10	16.60	9.80	7.20	4.90	3.80	3.10	2.50
1	100	31.40	18.60	11.00	8.10	5.50	4.20	3.50	2.80
0.1	1000	42.30	25.00	14.70	10.80	7.30	5.70	4.70	3.80

II.4. Évaluation des apports liquides

Pour évaluer le volume utile optimal de la retenue, il faudra d'abord synthétiser des séries des apports liquides et d'évaporations mensuelles le long d'une période pas inférieur à 30 ans et incluant les enregistrements les plus récent possible, pour incorporer aux changements climatiques récents.

Comme on a un manque de donné des apports nous allons utiliser les formules empiriques les plus employer en Algérie à l'instar, de la formule de l'ANRH, la formule de SAMIE et celle de TURC et CHAUMONT. De plus nous allons estimer les apports fréquentiels et répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.

II.4.1. Apport moyen interannuel (A_0)

La détermination se fera par les formules empiriques suivantes :

□ Formule de l'ANRH

$$A_0 = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^0 \quad (\text{II.26})$$

Où :

P_0 : Pluie moyenne annuelle (m) ;

S : Superficie du bassin versant (Km²).

$$\text{AN : } A_0 = 10.15 \text{ M m}^3$$

□ Formule de TURC

$$A_0 = L_e * S \quad (\text{II.27})$$

Où :

P_0 : Pluie moyenne annuelle (mm) ; $L_e = P_0 - D$;

$$\text{AN : } L_e = 6.29 \text{ mm} \quad ; \quad A_0 = 6.29 \text{ M m}^3.$$

□ Formule de SAMIE

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \quad (\text{II.28})$$

Où :

P_{moy} : Pluie moyenne en [m] ;

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

$$\text{A.N : } L_e = 16.94 \text{ mm} \quad ; \quad A_0 = 17.78 \text{ Mm}^3.$$

□ Formule de CHAUMONT

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

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \quad (II.29)$$

Où :

P : précipitation moyenne (m).

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

$$L_e = P.C_e$$

A.N : $C_e = 0,036;$ $Le = 10.18 \text{ mm};$ $A_0 = 10.7 \text{ Mm}^3.$

Tableau II.13: récapitulatif des apports

La formule	L'apport moyen annuel (Mm ³)
Formule de l'ANRH	10.15
Formule de TURC	6.29
Formule de SAMIE	17.78
Formule de CHAUMONT	10.7
La valeur moyenne	11.30

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisi Formule de CHAUMONT car c'est la plus proche de la moyenne $A_0 = 10.7 \text{ Mm}^3$.

II.4.1.1 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen

D'après le schéma de répartition mensuelle de la pluviométrie exprimé en pourcentage, sa transformation en schéma de répartition mensuelle des apports, s'effectue en faisant le produit du (%) pluviométrique de chaque mois par l'apport annuel retenu, le tableau ci-dessous résume les apports mensuels.

Tableau II.14: répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel station El bayadh

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mrs	Avr	Mai	Jun	Jul	Aut	Annuelle
Pluies mm	26.6	28.5	25.1	27.7	26.6	31.4	33.3	22.8	21.9	16.4	4.7	11.4	276.4
Pluies %	10.5	11.2	9.9	10.9	10.5	12.4	13.1	9.0	8.6	6.5	1.8	4.5	100.0
Apport M m3	1.1	1.2	1.1	1.2	1.1	1.3	1.4	1.0	0.9	0.7	0.2	0.5	10.7

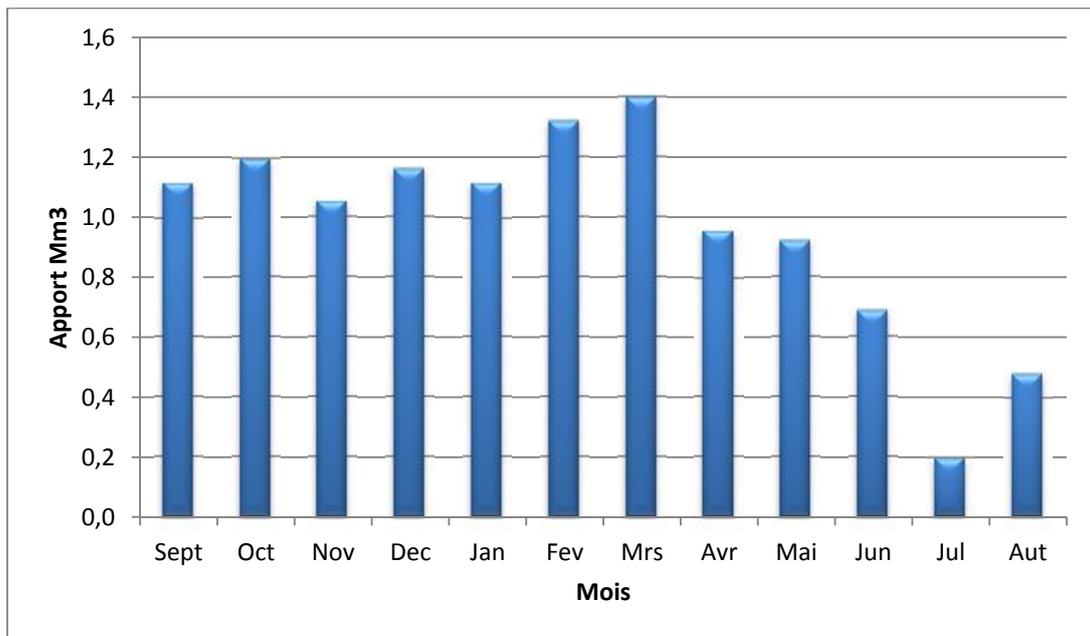


Figure II.16: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel

II.4.1.2 Caractéristiques de l'écoulement

□ Module de l'écoulement relatif (débit spécifique)

On a :
$$M_0 = Me / S_{bv} \quad (II.30)$$

Où :

M_0 : Module de l'écoulement (l/s) ;
 S : Superficie du bassin (Km²) ;
 Me : module d'écoulement (m³ /s) ;
 $Me = A_{moy} / T$

A_{moy} : Apport moyen annuel ;
 T : Temps d'une année en secondes.

A.N: $Me = 338.66 \text{ l/ s}; \quad M_0 = 0.32 \text{ l/s/Km}^2.$

□ lame d'eau écoulée

On a :
$$Le = A_{moy} / S_{BV} \quad (II.31)$$

A.N : $Le = 10.17 \text{ mm}.$

□ Coefficient de l'écoulement

On a :
$$Ce = Le / P_{moy} \quad (II.32)$$

A.N : $Ce = 0.037.$

II.4.2. Apports fréquentiels

Pour le dimensionnement de notre barrage, une étude des apports fréquentiels paraît nécessaire. Pour cela, il faut tout d'abord calculer le coefficient de variation.

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

$$A_{\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \quad (\text{II.33})$$

Où :

$A_{\%}$: Apport de fréquence donnée ;

μ : Variable réduite de Gauss tiré de la table de Foster pour $C_s = 2.C_v$ Annexe 3^[1];

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3) ;

C_v : Coefficient de variation.

Pour la détermination du coefficient de variation C_v des apports annuels du barrage Sidi Naceur, on a utilisé des formules empiriques, à savoir :

□ Formule Algérienne de N.N PADOUN

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du CV de plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds du nord de l'Algérie elle est donnée par :

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \quad (\text{II.34})$$

Où :

K : coefficient de réduction $K = [0.25-1.00]$ on prend $K=0.65$;

M_0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km^2).

A.N : $C_v = 0.78$.

□ Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \quad (\text{II.36})$$

Où :

M_0 : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km^2) ;

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

A.N : $C_v = 0.74$.

Tableau II.15 : récapitulatif de calcul des Cv

Formule	Le coefficient de variation Cv
Algérienne de N.N. PADOUM	0.78
KRISTEKLY MENKEL	0.74
La valeur Moyenne	0.75

On opte pour la formule Algérienne de KRISTEKLY MENKEL, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne donc **Cv = 0.74**.

L'apport fréquentiel a partir de la formule III.33 est : $A_{\%} = 8.6 e^{0.49\mu}$

Les résultats de calcul pour les différentes fréquences sont donnés dans le Tableau suivant :

Tableau II.16 : Les apports de différentes fréquences

Période de retour	5/4	10	20	50
Fréquence P (%)	80	10	5	2
variable de Gauss	-0.822	1.33	0.98	-0.235
Apport (Mm ³)	5.75	16.50	13.90	7.76

□ Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 5.75 \text{ Mm}^3$ (Remplissage garanti de 8 années sur 10).

Tableau II.17: répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel de fréquence 80%

mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mrs	Avr	Mai	Jun	Jul	Aut
Pluies %	10.5	11.2	9.9	10.9	10.5	12.4	13.1	9.0	8.6	6.5	1.8	4.5
Apport 80% Mm ³	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.7	0.8	0.5	0.5	0.4	0.1	0.3

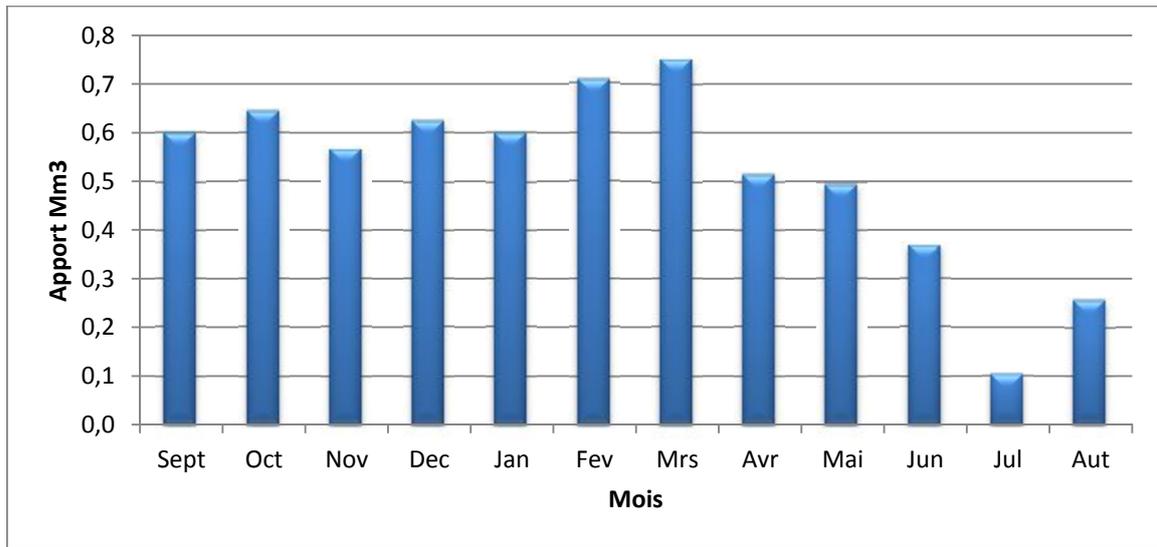


Figure II.17: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen de fréquence 80%

III.5. Étude de l'envasement de la retenue

L'étude de l'envasement de la retenue aura pour but principal la fixation de son volume mort et, par conséquence, la fixation de son Niveau Minimal d'Exploitation.

Le volume de sédiments qui s'accumulera dans la retenue pendant sa vie utile (au mois 50 années) sera évalué moyennant les deux formules empiriques de Tixeront et Gravitovitch.

❑ Formule de TIXERONT

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$Ts = \alpha \cdot L_0^{0.15} \tag{II.37}$$

Où :

Ts : le transport solide en (t/Km2/an) ;

L0 : la lame écoulée en (mm), Le = 10.17 mm ;

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=75$ (moyenne perméabilité).

Tableau II.18 : valeur de α en fonction de la perméabilité

Variation de perméabilité	α
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

A.N : $T_s = 106.21 \text{ (t/Km}^2\text{/an)}$.

Le volume mort est estimé avec la formule suivante :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(II.38)}$$

Où :

- Q_s : Le débit solide (t/an) $Q_s = S \cdot T_s$;
- δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.2 \text{ t/m}^3$) ;
- S : Superficie du bassin versant ;
- T : Délai de service ; $T = 50$ ans.

A.N : $Q_s = 111\,519 \text{ t/an}$;

$V_m = 5 \text{ Mm}^3$.

□ Formule de GAVRILLOVIC

Cette relation largement utilisée en Algérie, elle fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant :

$$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s} \quad \text{(II.39)}$$

Tel que $T_0 = T_{sp} * G_{rm}$

$$T_{sp} = T \cdot P_{moy} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \quad \text{Tel que} \quad \left[T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \right]$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0,2(L + 10)}$$

Où :

- T_0 : taux d'abrasion [t/Km²/an] ;
- T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en [m³/km²/an] ;
- G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin ;
- T : coefficient thermique ;
- Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du B.V $Z = 0.4$;
- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [mm] ;
- t : température moyenne annuelle [°C] ;
- P : périmètre du bassin versant [Km] ;
- L : longueur du talweg principal [Km] ;
- H_{moy} : Altitude moyenne [km].

A.N : $T=2.18$; $T_{sp}=479.3 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$; $G_{rm}=0.69$; $T_0 = 329.27 \text{ t/Km}^2/\text{an}$;
 $V_m = 4.03 \text{ Mm}^3$.

Les résultats de calcul sont présentés dans le Tableau.

Tableau II.19: récapitulatif des résultats de calcul de volume mort

Formule	Volume mort pour (Mm ³)
TIXERONT	5
GAVRILLOVIC	4.03

On opte pour la formule de **TIXERONT**, Le volume mort est donc $V_m = 5 \text{ Mm}^3$.

II.6. Étude de la régularisation de la retenue

Pour faire la régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base telles que :

- ❑ les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration ;
- ❑ la courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant de dépouillement de la carte topographique de la cuvette ;
- ❑ les besoins en eau des utilisateurs.

II.6.1. Courbes caractéristiques de la retenue

Si on suppose que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 65 m et une côte maximale de 105m.

L'approximation des volumes est donnée par l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad (\text{II.40})$$

Où :

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m²

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m²

ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³)

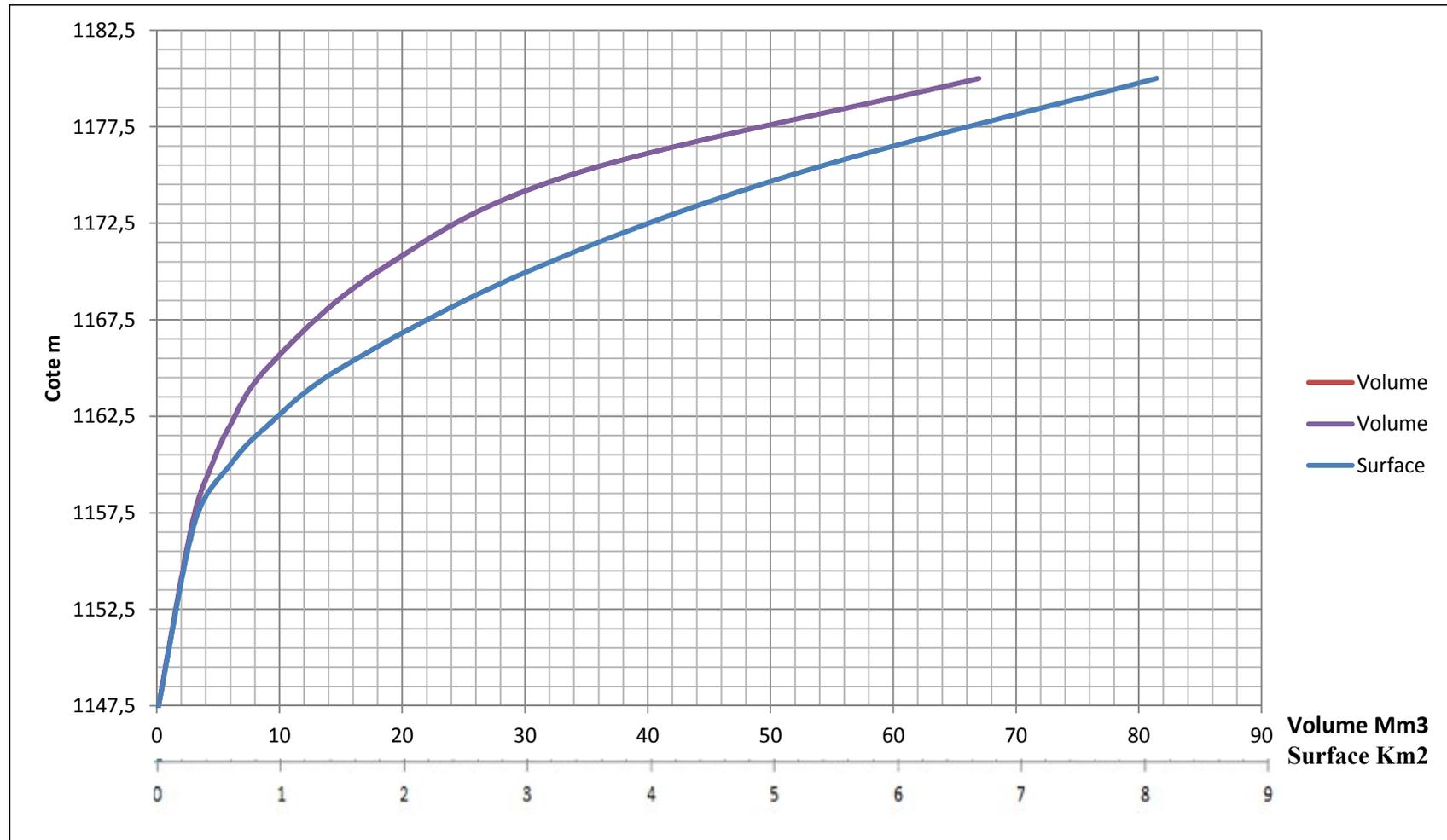


Figure II.18: Courbes capacité hauteur

Le Tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau II.20 : Caractéristiques topographiques de la retenue

Hauteur [m]	Cotes [mNGA]	S [Km ²]	V [Mm ³]
0	1147	0	0
10	1157	0.076	2,9
13	1160	0.215	4,5
15	1162	0.395	5,95
18	1165	0.922	9
23	1170	3.022	18
28	1175	5.189	33.7
33	1180	8.144	66.98

II.6.2. Besoins d'irrigation

La question posée consiste de déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irriguant. Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins de l'assolement des cultures suivantes : céréales, sorgho grain, sudan gras et luzern, comptant les quantités d'eau nécessaires au lessivage des sels et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois : avril, mai, juin, juillet, août et septembre, durant lesquels on prend les quantités nécessaires du barrage la retenue. Les restitutions mensuelles exprimées en m³ pour une surface irriguée de 1ha, figurent dans le tableau III.20.

Tableau II.21: Les besoins mensuels pour l'irrigation

Mois	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Année
m³/ha	12	11	0	0	0	0	8	8	8	8	8	8	71
%	16.9	15.5	0.0	0.0	0.0	0.0	11.3	11.3	11.3	11.3	11.3	11.3	100

Source ANBT Alger 2014

II.6.2.1. Détermination de la garantie de la restitution

La garantie de restitution est généralement prise égale à $P = 80\%$ qui répond à une marge de risque pondéré qui est lié à un ou plusieurs facteurs influençant directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture. Dans notre cas le barrage aura comme but la réalisation d'un stock d'eau pour l'irrigation de la région d'El-Bayadh.

II.6.2.2. Détermination de la surface irrigable

Pour un taux de régularisation 80% la surface de parcelle irriguée est donnée par :

$$S_i = \frac{A_u}{N} \text{ ha} \quad (\text{II.41})$$

Où :

Au : Apport utilisable pour 80% de l'apport annuel;

N : besoin annuel ;

Si : Surface irrigable.

A.N : $S_i = 84000 \text{ ha}$.

II.6.2.3. Répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation

La répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation est donnée par :

Tableau II.22: répartition mensuelle de la consommation

Mois	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Juin	Juill	Août	Sep
Mm ³	1	0.9	0	0	0	0	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7

II.6.3. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

II.6.3.1. Calcul de volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage on a besoin de :

- ❑ L'apport annuel A80% ;
- ❑ La consommation U80% ;
- ❑ Le volume mort de la retenue.

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau", d'où le procédé de calcul est le suivant :

- ❑ 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.
- ❑ détermination du volume à évacuer.

Résultat de calcul :

- La période de bonne hydraulité est du mois de novembre jusqu'au mois de mars.
- Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau III.23.

$$V_s = 31.2 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 27.6 \text{ Mm}^3.$$

- La retenue fonctionne à un seul temps, on remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V_u = V_d = 27.6 \text{ Mm}^3$$

- Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m$$

$$V_m = 5 \text{ Mm}^3 \quad \Rightarrow \quad \text{NV m} = 1160 \text{ m.NGA}$$

$$V_{\text{NNR}} = 32.6 \text{ Mm}^3 \quad \Rightarrow \quad \text{NNR} = 1174.4 \text{ m.NGA}$$

Tableau II.23: Détermination du volume utile de la retenue (régularisation sans perte)

Mois	W80% [Mm3]	U80% [Mm3]	W-U [Mm3]	V [Mm3]
Novembre	7.2	0	7.2	31.2
Décembre	7.2	0	7.2	
Janvier	7.2	0	7.2	
Février	8.4	0	8.4	
Mars	9.6	8.4	1.2	
Avril	6	8.4	-2.4	27.6
Mai	6	8.4	-2.4	
Juin	4.8	8.4	-3.6	
Juillet	1.2	8.4	-7.2	
Août	3.6	8.4	-4.8	
Septembre	7.2	12	-4.8	
Octobre	8.4	10.8	-2.4	

II.6.3.2. Calcul des deux consignes d'exploitation

□ 1^{ère} Consigne d'exploitation :

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après, L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

On se fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

□ 2^{ème} Consigne d'exploitation :

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond, Remplir le barrage enfin restituer au consommateur.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau annexe III.

II.6.4. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

II.6.4.1. Calcul des pertes et des deux consignes d'exploitation

Les pertes dans la retenue sont dues a :

- L'évaporation.
- L'infiltration.

□ Pertes par évaporation

On a:

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \quad (II.42)$$

Où :

V_{ep} : volume perdu a cause de l'évaporation ;

E_s : Evaporation mensuelle (mm) ;

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}) ;

V_{moy} : volume moyenne ; $V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2}$.

$V_{rf,i}$ 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 :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \quad (II.43)$$

Où :

V_{inf} : volume perdu a cause de l'infiltration ;

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.24 ;

V_{moy} : volume moyenne.

Tableau II.24: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	Δ	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

Dans notre cas, on a un sol à perméable moyenne alors on opte pour $\delta=1$. Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.25: Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	V_{moy} [Mm ³]	S_{moy} [km ²]	Es [mm]	V_{ep} [Mm ³]	V_{inf} [Mm ³]	Pertes [Mm ³]
Novembre	6.1	1.6	191	0.0003	0.0610	0.0613
Décembre	15.8	3.4	110	0.0004	0.1580	0.1584
Janvier	23	4.15	59	0.0002	0.2300	0.2302
Février	30.8	4.9	37	0.0002	0.3080	0.3082
Mars	34.4	5.2	35	0.0002	0.3440	0.3442
Avril	32	5	53	0.0003	0.3200	0.3203
Mai	29	4.75	92	0.0004	0.2900	0.2904
Juin	26	4.4	129	0.0006	0.2600	0.2606
Juillet.	20.6	3.92	168	0.0007	0.2060	0.2067
Août	14.6	3.2	239	0.0008	0.1460	0.1468
Septembre	9.8	2.42	307	0.0007	0.0980	0.0987
Octobre	6.2	1.7	273	0.0005	0.0620	0.0625

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec pertes sont donnés dans le tableau III.26. $V_s' = 30.1 \text{ Mm}^3$ et $V_d' = 29 \text{ Mm}^3$.

$$V'_u = V'_d = 29 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 34 \text{ Mm}^3 \Rightarrow \text{NNR} = 1174.7 \text{ m.NGA}$$

Tableau III.26: Détermination du volume utile de la retenue (régularisation avec perte)

Mois	W80% [Mm3]	U80% [Mm3]	Pertes [Mm ³]	W-U-P[Mm3]	V [Mm3]
Novembre	7.2	0	0.0613	7.139	30.098
Décembre	7.2	0	0.1584	7.042	
Janvier	7.2	0	0.2302	6.970	
Février	8.4	0	0.3082	8.092	
Mars	9.6	8.4	0.3442	0.856	
Avril	6	8.4	0.3203	-2.720	28.986
Mai	6	8.4	0.2904	-2.690	
Juin	4.8	8.4	0.2606	-3.861	
Juillet	1.2	8.4	0.2067	-7.407	
Août	3.6	8.4	0.1468	-4.947	
Septembre	7.2	12	0.0987	-4.899	
Octobre	8.4	10.8	0.0625	-2.462	

□ **Estimation de l'erreur**

En finalité il faut vérifier le non dépassement de l'erreur relative donnée par la formule suivante:

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad (\text{II.44})$$

Avec $\varepsilon < 5\%$

Où :

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes ;

V'_u : volume utile en tenant compte des pertes.

La condition $\varepsilon < 5\%$ est vérifiée.

II.7. Étude des crues

Pour estimer les débits de pointe de crue pour les différentes périodes de retour, on utilisera et comparera les méthodes suivantes :

Méthodes empiriques, éventuellement la formule de Mallet-Gauthier, formule de Sokolovsky, et la formule de Turraza qui sont les plus utilisées en Algérie.

La méthode des isochrones, qui nous permettra d'obtenir, non seulement les débits de crue, mais aussi les hydrogrammes complets, nécessaires pour calculer les laminages.

La méthode de SCS CN, pour cette dernière nous allons faire recours au logiciel HEC-HMS.

II.7.1. Détermination de la crue par formules empiriques

II.7.1.1. Estimation de débit de crue par les formules empiriques :

□ **Formule de MALLET-GAUTHIER :**

On a :

$$Q_{\max p\%} = 2K \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (\text{II.45})$$

Où :

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

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m) ;

S : Superficie du bassin versant km²;

L : Longueur du talweg principal km;

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [$A = 25$].

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

On prend $K = 1$;

T : Période de retour (an).

□ **Formule de SOKOLOVSKY :**

On a :

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28 * (P_{ct} - H_0) * \alpha p\% * F * \bar{S}}{T_m} \quad (\text{II.46})$$

Où :

H_0 : pertes initiales en mm. $H_0 = 8$ mm ;

$\alpha p\%$: coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée ;

$$\alpha p\% = \frac{\sqrt{P_{\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{\%}} + \sqrt{H_0}}$$

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

Tableau II.27 : valeur de γ en fonction de bassin versant

Condition	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4.$

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

S : Superficie du bassin (Km2) ;

Tm : temps de monté Tm = Tc = 12.4 h.

□ **Formule de TURRAZA:**

On a:

$$Q_{\max\%} = \frac{C * I_t * S}{3.6} \quad (\text{II.47})$$

Où :

S : Superficie du bassin versant (Km2) ;

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

$$C = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2})$$

I_t : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h).

Le tableau suivant nous donne tous les résultats de calcul de toutes les méthodes de calcul.

Tableau II.28 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour

Formule	Période de retour	10	50	100	1000
MALLET-GAUTHIER	Q_{max,P} % (Mm³/s)	470.3	892.6	1067.8	1650.4
SOKOLOVSKY		525.8	852.0	1000.3	1545.2
TURRAZA		716.9	972.4	1082.5	1467.7
Moyenne		571.0	1243.3	1426.0	1554.5

On opte pour les résultats de la formule de SOKOLOVSKI pour les simples raisons suivantes : La formule donne des résultats très proche de la moyenne, mais aussi elle est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, car elle tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, le temps de monté de la crue, ainsi que de la pluie fréquentielle génératrice de celle-ci.

II.7.1.2. Construction des hydrogrammes des crues (SOKOLOVSKY) :

La méthode de Sokolovsky divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de décrue.

- **Pour le temps de montée:**

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \tag{II.48}$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

- **Pour la décrue:**

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \tag{II.49}$$

Avec: $T_d = \delta T_m$ (Sokolovski)

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Tableau II.29 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

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

Pour notre bassin $\delta = 2,5$.

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau annexe III.3. Les hydrogrammes de crue sont illustrés dans la figure suivante.

Résultats de calcul

Le temps de montée de la crue : 13 h

Le temps de décrue de la crue : 32.5 h

Le temps de base : 45.5 h

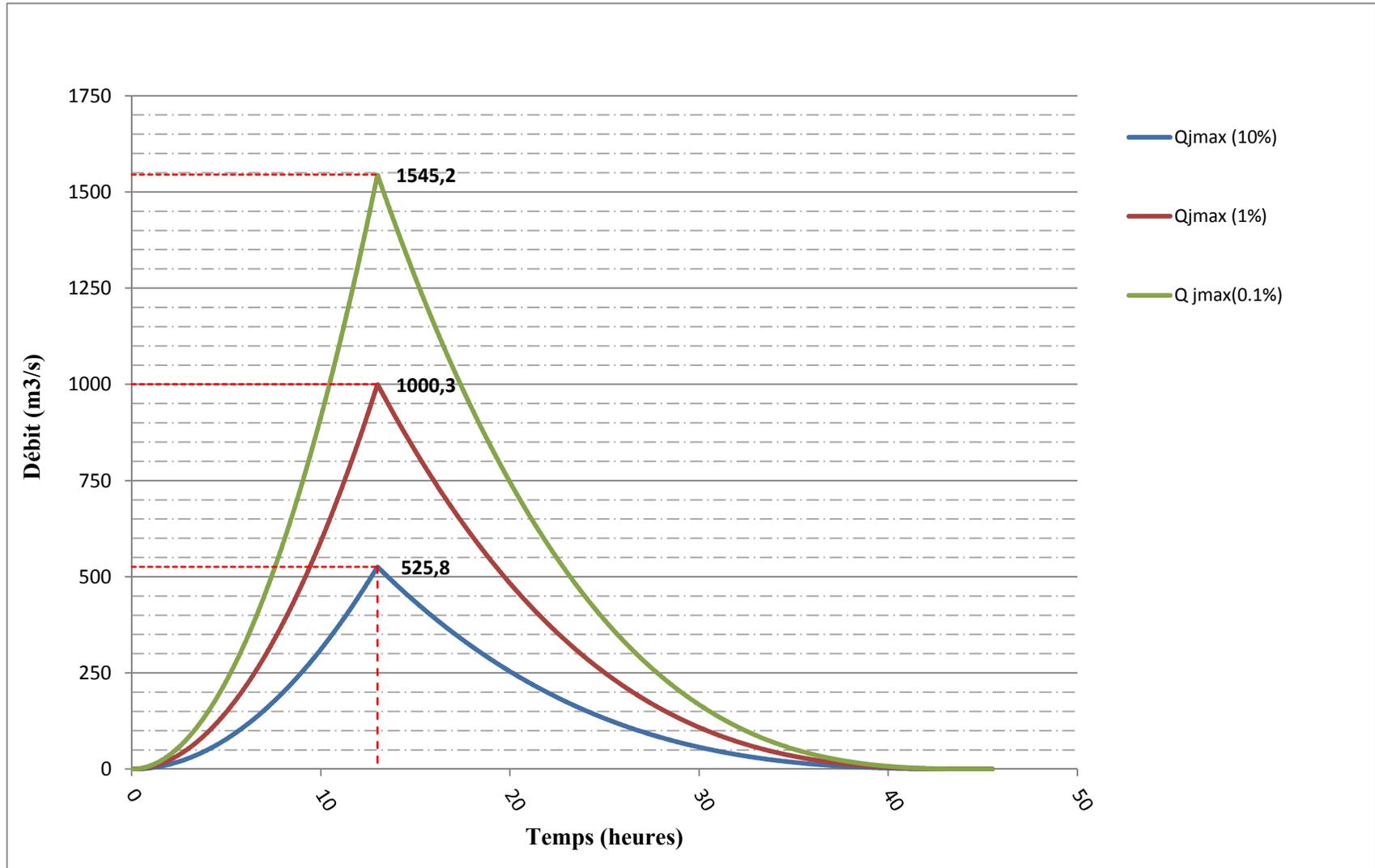


Figure II.19: hydrogrammes de crue (Sokolovsky)

II.7.2. Construction des hydro grammes des crues (méthode synthétique)

La méthode synthétique développée par LARRIEU est basée sur la concentration des eaux du bassin versant et le tracé des isochrones. Elle est fondée sur les hypothèses suivantes ;

- ❑ Vitesse de transfert des eaux est constante de l'amont à l'aval ;
- ❑ Formule de Giandotti reste valable pour le calcul de Tc ;
- ❑ Pluie efficace est calculée à partir d'une réduction des pertes.

Pour l'application de la méthode, il faut tracer les courbes isochrones sur le bassin versant figure II.18.

II.7.2.1 : Calcul du débit maximum

Le débit de crues est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max} = \frac{S_{\max} \cdot I_{\text{eff}}}{3,6} \quad (\text{II.50}).$$

Où :

S_{\max} : surface maximum débitante (km²) ;

I_{eff} : intensité efficace (mm/h).

$$I_{\text{eff}} = \frac{P_{\text{eff}}}{t_{\text{eff}}} \quad (\text{II.51})$$

Avec :

P_{eff} : pluie efficace en mm : $P_{\text{eff}} = P_{\text{nette}} - D$;

P_{nette} : pluie nette en mm déterminée à partir de l'Excel de l'ANRH;

t_{eff} : temps efficace en heure ;

D : déficit d'écoulement $D = 18 \%$ (source l'ANRH d'Alger).

Les isochrones sont tracées sur le bassin versant après avoir calculé la vitesse de transfert des eaux V_t défini comme étant le rapport entre la longueur du cours d'eau principal et le temps de concentration des eaux.

Les surfaces débitantes S_i sont déterminées par logiciel Autocad. Ces surfaces sont déterminées pour chaque pas de temps, comme le montre le tableau II.14.

Tableau II.30 : surface débitantes km²

Si t	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S Débitante
2	55.3	85.2	240	289.7	230.1	130.9	18.8	55.3
4		140.5	325.2	529.7	519.8	361	149.7	140.5
6			380.5	614.9	759.8	650.7	379.8	380.5
8				670.2	845	890.7	669.5	670.2
10					900.3	975.9	909.5	900.3
12						1031.2	994.7	1031.2
12.4							1050	1050

II.7.2.3. Calcul des ordonnées de l'hydrogramme synthétique

Les ordonnées de l'hydro gramme synthétique de crue pour la probabilité (P %) sont calculées par la formule :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{I_{\text{eff. max}} \sum_{i=1}^n S_i}{3.6} = a \sum_{i=1}^n S_i \quad (\text{II.52})$$

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux annexe III.2.. les débit de pointes sont données dans le tableau suivant et les hydrogrammes de crue sont illustrés dans la figure III.19.

Tableau II.31 : débits de crue (méthode synthétique)

Période de retour	10	20	100	1000
$Q_{\max, P\%} \text{ (Mm}^3\text{/s)}$	630	840	945	1283.3

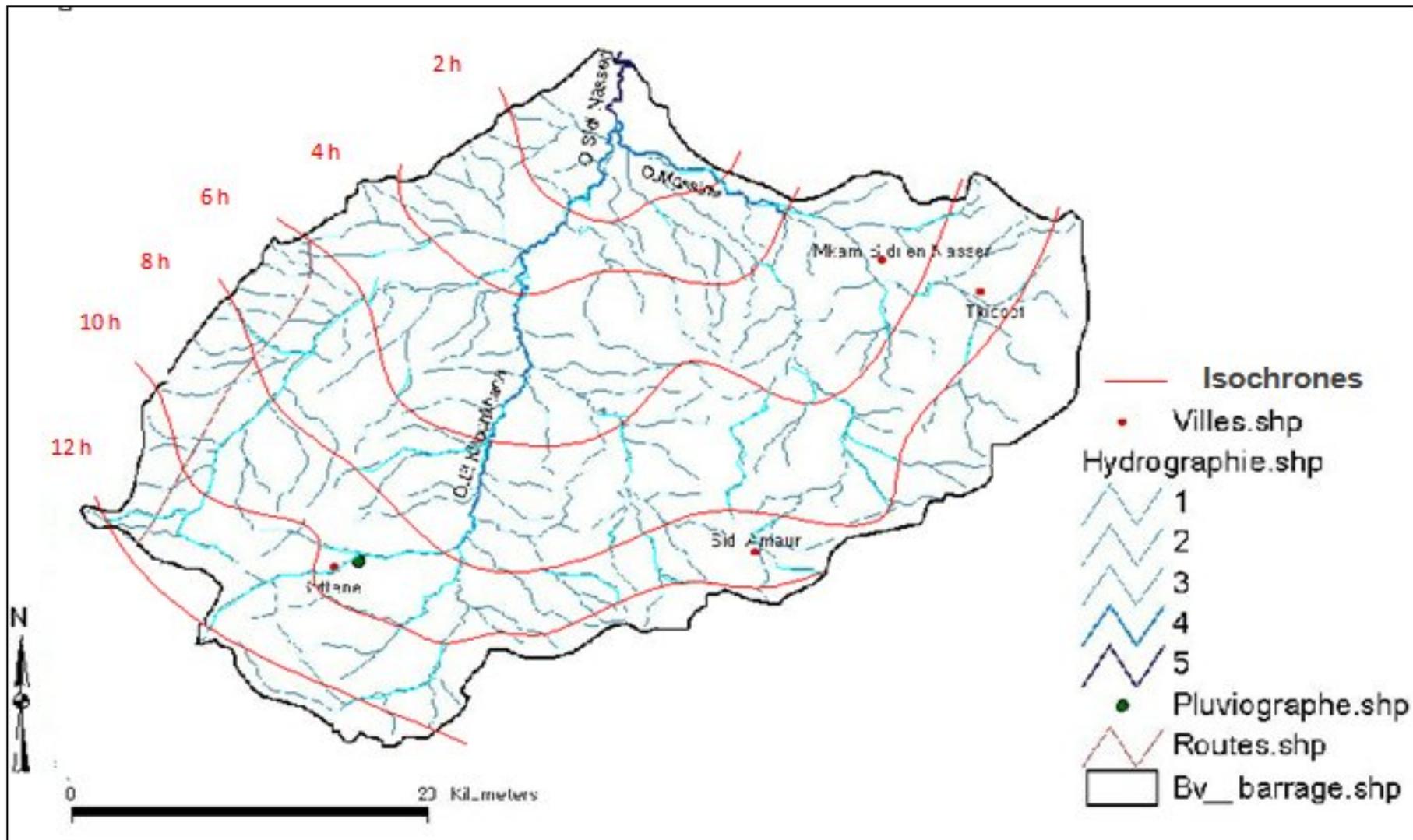


Figure III.18: tracé du réseau d'isochrone du bassin versant de Sidi Naceur

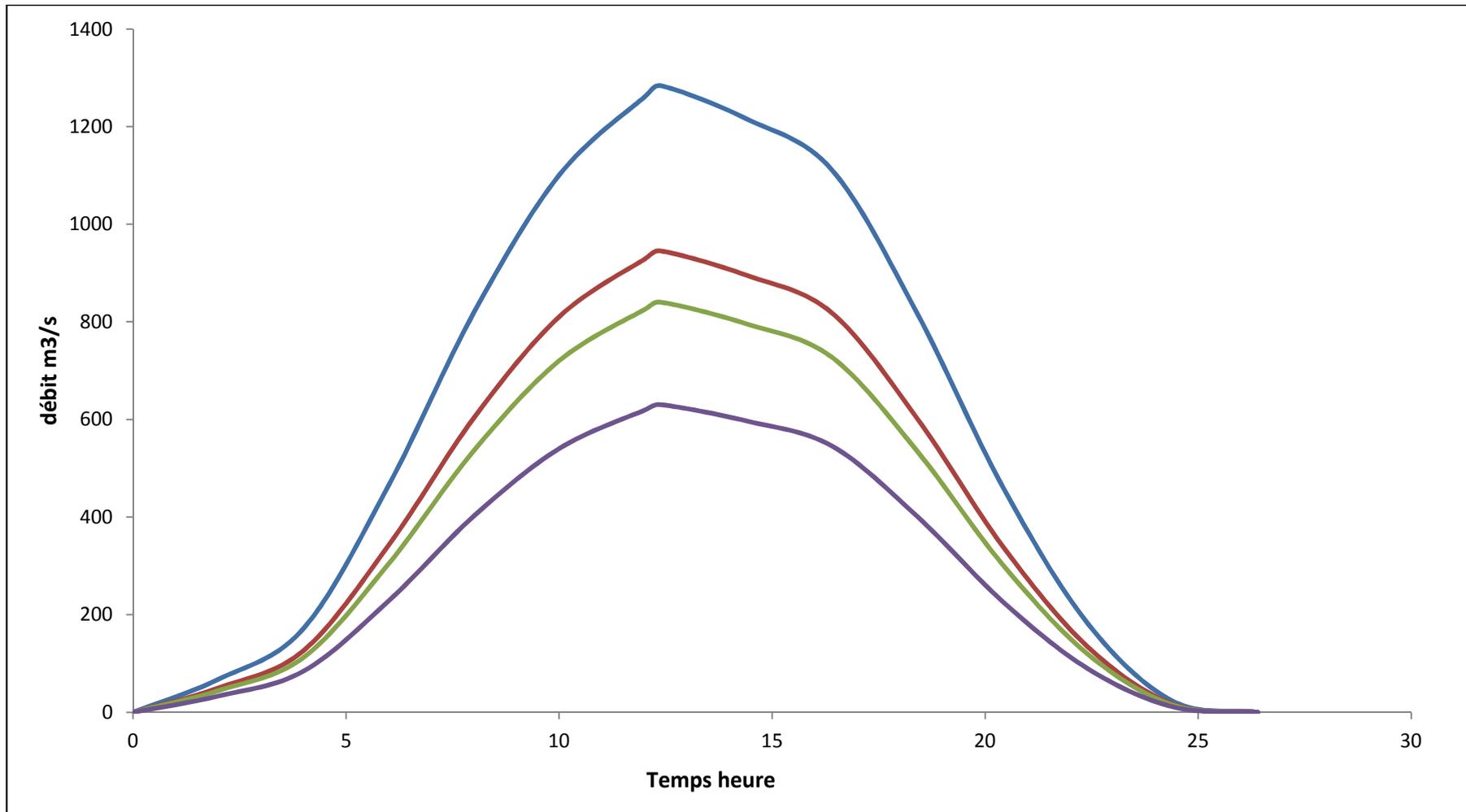


Figure II.20: hydrogrammes de crue (méthode synthétique)

II.7.3. Construction des hydrogrammes des crues (méthode SCS-CN)

II.7.3.1. Simulation par le modèle SCS-CN (Soil Conservation Service of U.S.A.)

Le modèle SCS-CN est une technique internationale, basées sur l'étude du passage des précipitations aux débits.

Le concept essentiel du modèle est de déterminer les propriétés hydrodynamiques de la couverture du sol à l'aide de courbes numérotées (CN) (Curve Number). Le CN est aussi décrit comme étant un coefficient d'aptitude au ruissellement (Gaume, 2002).

II.7.3.1.1. La fonction de production de la méthode SCS-CN

Cette fonction de production est basée sur quelques hypothèses simplificatrices facilement acceptables :

- Soit J la capacité d'infiltration ; on admet qu'elle tend vers 0 lorsque le temps augmente ainsi il existe une lame d'eau maximale infiltrable :

$$S = \int_0^{\infty} J(t) dt \quad (II.53)$$

Ceci est compatible avec la loi de Horton :

$$J_t = J_1 + (J_0 - J_1) e^{-\alpha t} \quad (II.54)$$

Où :

J_1 : l'intensité limite d'infiltration qui ne dépend que des caractéristiques hydrodynamiques du sol (J_1 varie de 0 à 2 mm/mn);

J_0 : l'intensité d'infiltration au début de l'averse (J_0 dépend en plus de l'humidité initiale);

β : est une constante pur d'un sol donné ;

t : est le temps depuis le début de l'averse.

- On admet que le ruissellement ne peut apparaître qu'après qu'il soit tombé une certaine quantité S_0 de pluie interceptée par les végétaux ou servant à remplir les dépressions de la surface du sol. On appellera par la suite "pluie utile", de quantité :

$$P_u(t) = P(t) - S_0 \quad (II.55)$$

Où :

$P(t)$: la quantité totale de pluie tombée entre les intervalles de temps $[0, t]$.

- Enfin, l'hypothèse principale est que le rapport du ruissellement $R(t)$ à la pluie utile $P_u(t)$

est égal au rapport de ce qui s'est déjà infiltré $\int_0^t J(t) dt$ à ce qui peut s'infiltrer au maximum S .

$$\frac{R(t)}{P(t) - S_0} = \frac{\int_0^t J(t) dt}{S} \quad (II.55)$$

Ces trois hypothèses ont donné naissance à fonction de production du SCS :

$$R(t) = \frac{[P(t) - 0.2S]^2}{P(t) - 0.8S} \quad (II.56)$$

Où :

- P (t) : hauteur de pluies tombée entre les instants 0 et t ;
- R (t) : hauteur de pluie ruisselée entre instants 0 et t (pluie nette) ;
- S : capacité maximale d'infiltration.

Cette formule semble être assez bien représentative de ce qui se passe dans la nature. Un seul paramètre S sert au calage du modèle, qui est en fonction de la nature du sol ("géologie"), de son couvert végétal, et de son état d'humectation initial. Ces dernières étant représentées par la CN. Une relation entre S et CN est donnée par :

$$S = \frac{25400}{CN - 254} \quad (\text{II.57})$$

Le paramètre CN est directement déterminé à partir du tableau (perte par ruissellement).

II.7.3.1.2. La fonction de production de la méthode SCS-CN

Nous venons de voir une technique qui permet de passer de la quantité de pluie tombée durant un intervalle de temps dt à la quantité d [R (t)] qui va se mettre à ruisseler. Il nous reste à savoir maintenant à quel moment arrivera ce ruissellement à l'exutoire. Ce passage sera étudié par le biais de la fonction de transfert, celle de l'hydrogramme unitaire due à L.K. SHERMAN.

On appellera averse unitaire, une averse de durée faible ($t_u < t_c/10$) provoquant un ruissellement d'intensité constante $r = d/dt R(t)$, Une averse unitaire génère donc une crue dite unitaire Q (t), c'est à dire une crue de durée t_c .

On appellera hydrogramme unitaire la fonction :

$$q(t) = \frac{Q(t)}{S \cdot R(t)} \quad (\text{II.58})$$

Où :

- Q (t) est l'hydrogramme de la crue (en m³/s) ;
- R (t_u) est la lame d'eau ruisselée au cours de l'averse unitaire ayant généré la crue ;
- S : surface du bassin versant.

L'Hydrogrammes unitaire du Soil Conservation Service (méthode du S.C.S) :

Ce service utilise un hydrogramme triangulaire dont le temps de montée t_m est égal au 3/8 du temps de concentration t_c , et le temps de réponse (lag time) est de 0.6 t_c , et le temps est 5 fois le lag time.

II.7.3.2. Outil de simulation HEC HMS

HEC HMS fait la simulation du processus de la transformation Pluie-Débit dans un bassin versant ou dans un ensemble de bassins versants (rural et urbain).

La simulation passe par la modélisation :

- De l'entité physique où se produisent ces phénomènes : modélisation conceptuelle de type réservoir linéaire (schéma de Maillet)
- D'un certains nombres de phénomènes naturels : modélisation statique de la ;
- Météorologie (Pluie, ETP et fonte des neiges);
- Les pertes, passage de la pluie brute à la pluie nette par **la fonction de Production**.
- Les écoulements (ruissellement de surface et de subsurface)
- Passage de la pluie nette (hyétogramme) à travers le bassin versant par **la fonction de transfert et d'acheminement**.

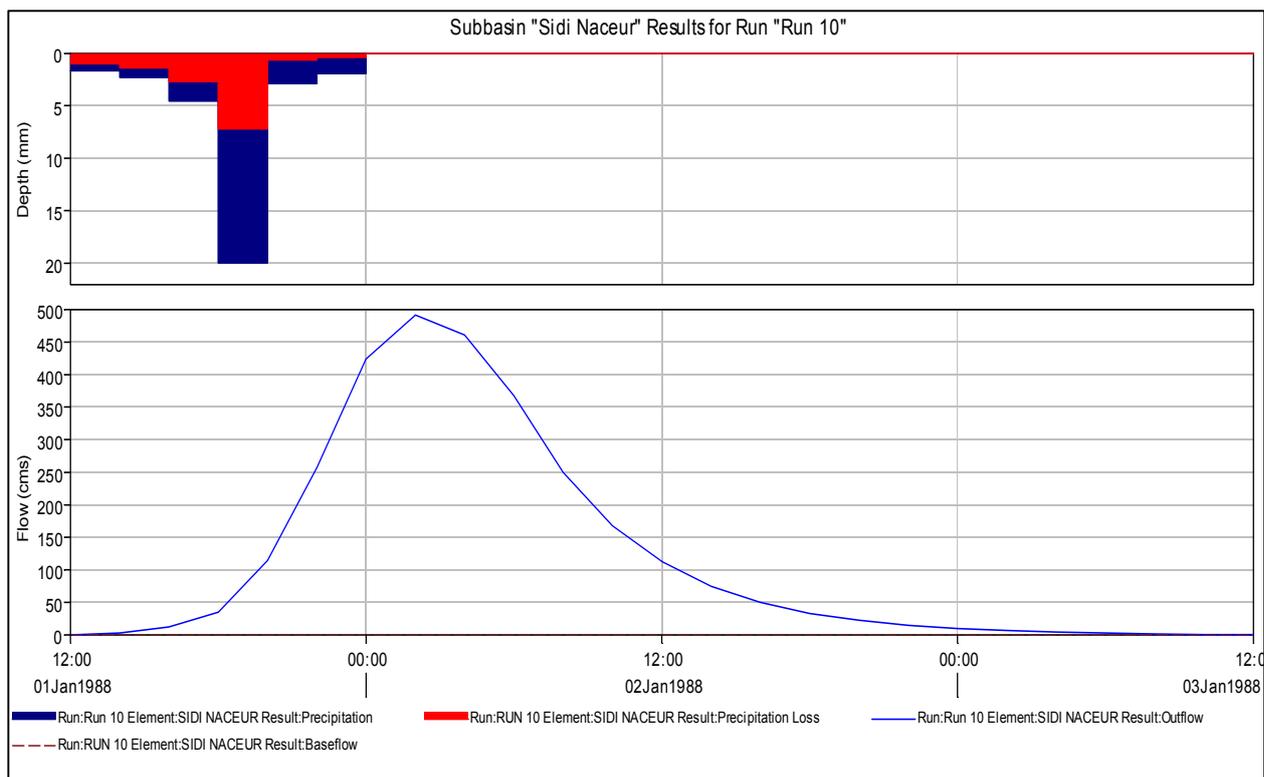


Figure II.22: hydrogramme de crue pour une période de 10 ans (Méthode SCS-CN)

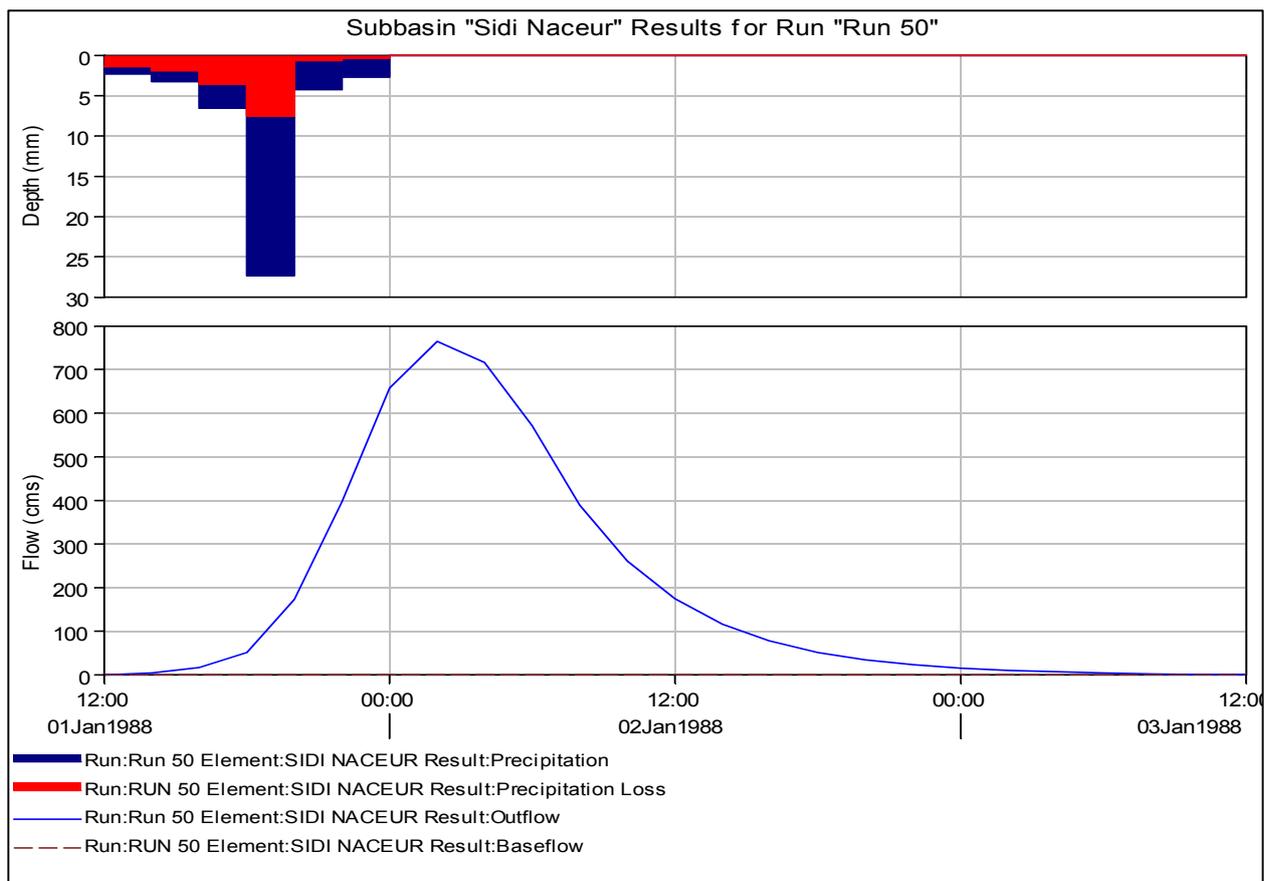


Figure II.23: hydrogramme de crue pour une période de 50 ans

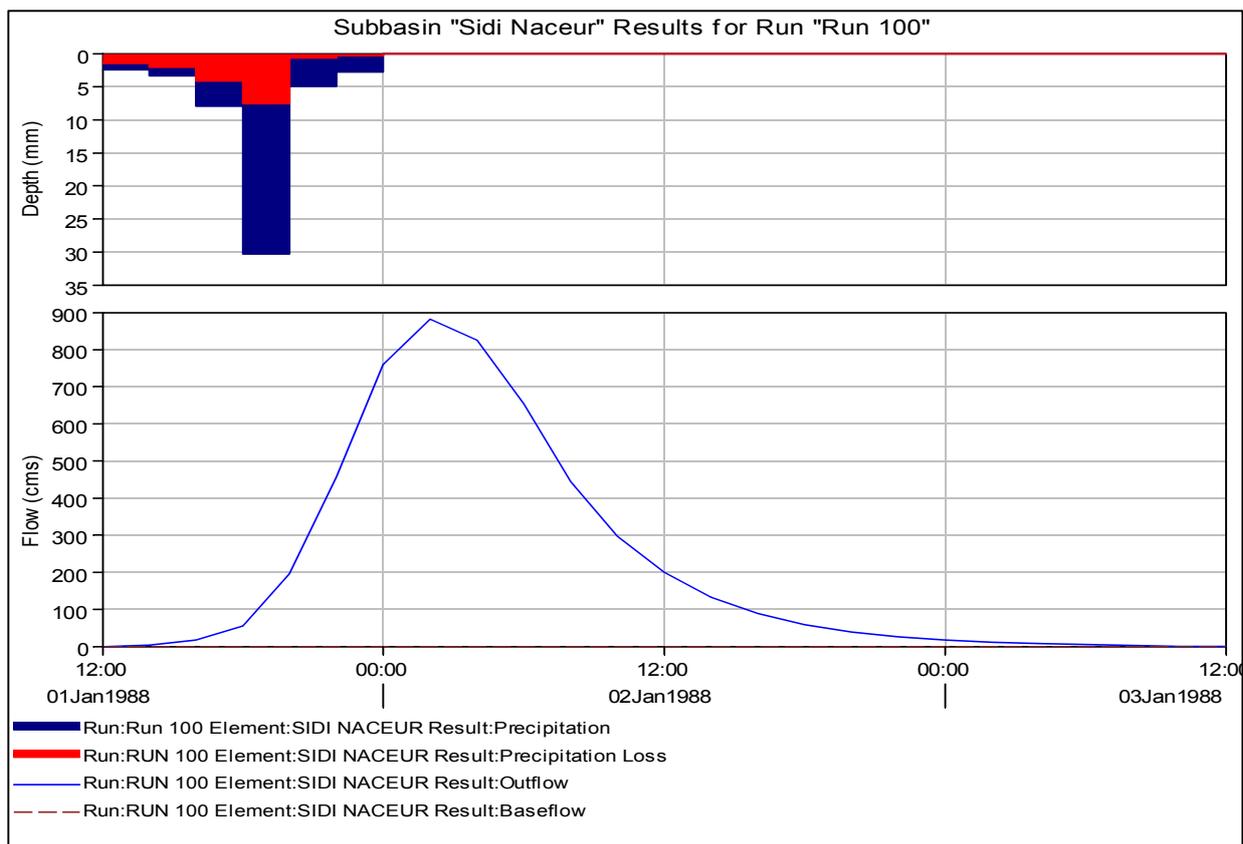


Figure II.24: hydrogramme de crue pour une période de 100 ans

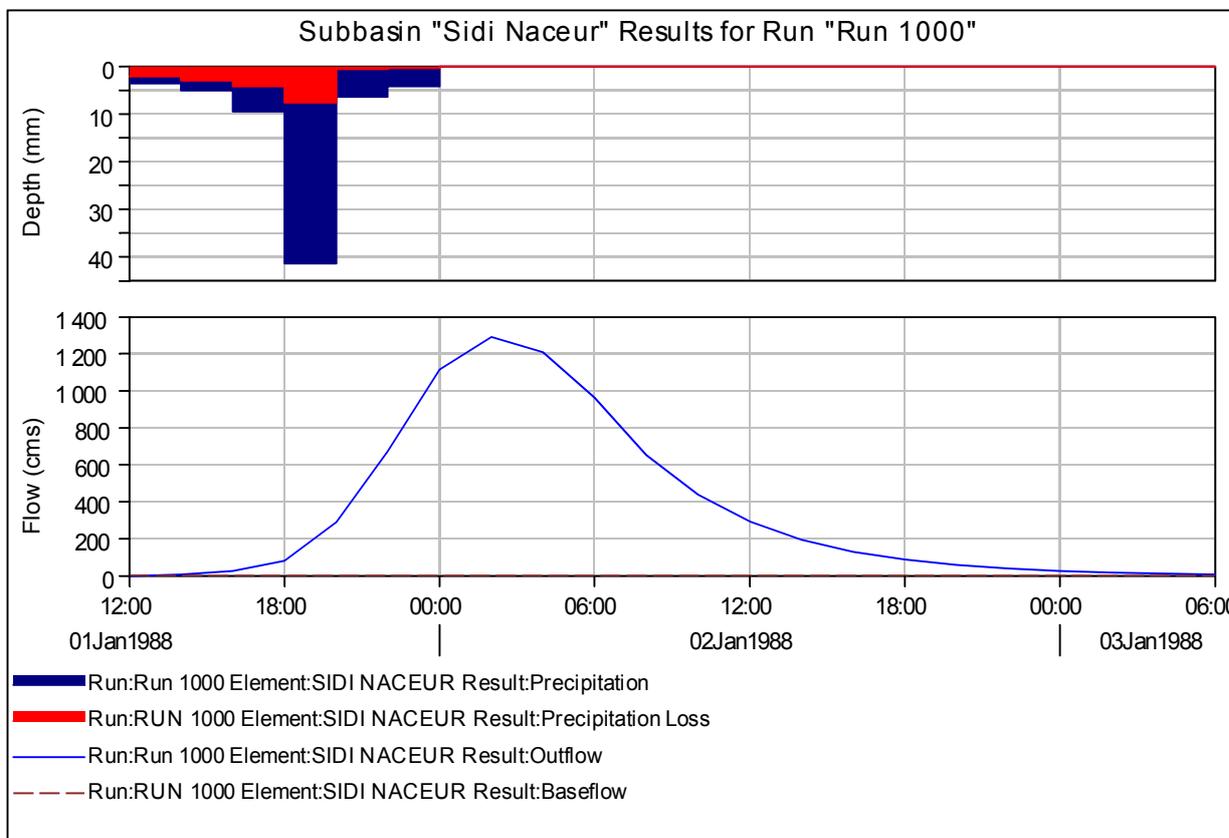


Figure II.25: hydrogramme de crue pour une période de 1000 ans

Tableau II.32 : débits de crue (méthode SCS-CN)

Période de retour	10	50	100	1000
$Q_{\max,P}$ % (Mm ³ /s)	491.3	764.3	882.4	1292.4

Résultats de calcul

Le temps de montée de la crue : 13 h ;

Le temps de décrû de la crue : 29 h ;

Le temps de base : 42 h.

II.7.4. Le choix de la méthode de calcul de la crue**Tableau II.33** : Récapitulatif des résultats de calcul des crues

	Période de retour	10	50	100	1000
SOKOLOVSKY	$Q_{\max,P}$ % (Mm ³ /s)	525.8	852.0	1000.3	1545.2
Synthétique		630	840	945	1283.3
SCS-CN		491.3	764.3	882.4	1292.4

La méthode de Sokolovsky est purement empirique sans fondement hydrologique sain, alors que la méthode des isochrone quant à elle s'est fondé sur l'hypothèse d'une vitesse moyenne sur le long du cours d'eau principal, alors que la méthode SCS prend en considération la variation de l'humidité et du type du sol ainsi que l'interception du au végétaux et aussi le routage.

Donc on opte pour la méthode SCS-CN vu son fondement scientifique, et selon les résultats visualisés dans le tableau ci-dessous elle est la plus proche de la moyenne.

III.8. Estimation 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 conséquence 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.

II.8.1. Conditions du site d'imploration du barrage de Sidi Naceur

On peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines impact sur l'environnement minimal). Et puisque le barrage est en remblais la submersion n'est plus tolérée.

II.8.2. Estimation de la crue de projet

Pour notre choix nous reportons aux recommandations du comité national australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau II.34 : Catégories des dommages résultant des crues

Domages élevés	Domages importants	Domages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toutefois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Tableau II.35 : Crues de projet recommandé

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Selon les conditions de notre site, on est dans la catégorie des dommages faibles donc on choisira une crue entre 100 et 10000 ans. Mais aussi on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie-perméabilité...etc.).

D'où une autre méthode sera prise en compte tout en calculant l'indice global "I_g" qui est

$$I_g = I_a \cdot I_d \cdot I_r \quad (II.59)$$

Lié à tous ces paramètres tel que :

I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques) ;

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques) ;

I_r : représente les risques.

Si le risque est faible (I_g=1), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

Si le risque est moyen ou modéré (I_g=2), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

Si le risque est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Comme le risque est modéré on optera pour une crue millénaire.

II.9. Étude de laminage de la crue

L'amortissement d'une crue qui dépasse le niveau normal de la retenue NNR dans la retenue nécessite un étalement dans le temps de l'hydrogramme de crue par laminage. Ce qui permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. Il existe plusieurs procédés de laminage (Sorensen, Blackmore, Kotcherine, Potoboy, et autre méthodes graphique).

Eventuellement nous allons utiliser la méthode de KOTCHERIN car l'information qu'elle utilise est facilement accessible.

Et comme KOTCHERIN nous donne juste les dimensions de l'évacuateur, on construira l'hydrogramme de sortie de la crue de projet avec la méthode grapho-analytique de Hildenblat et la Méthode modified pulse (impulsion modifiée) au moyen de l'outil HEC-HMS.

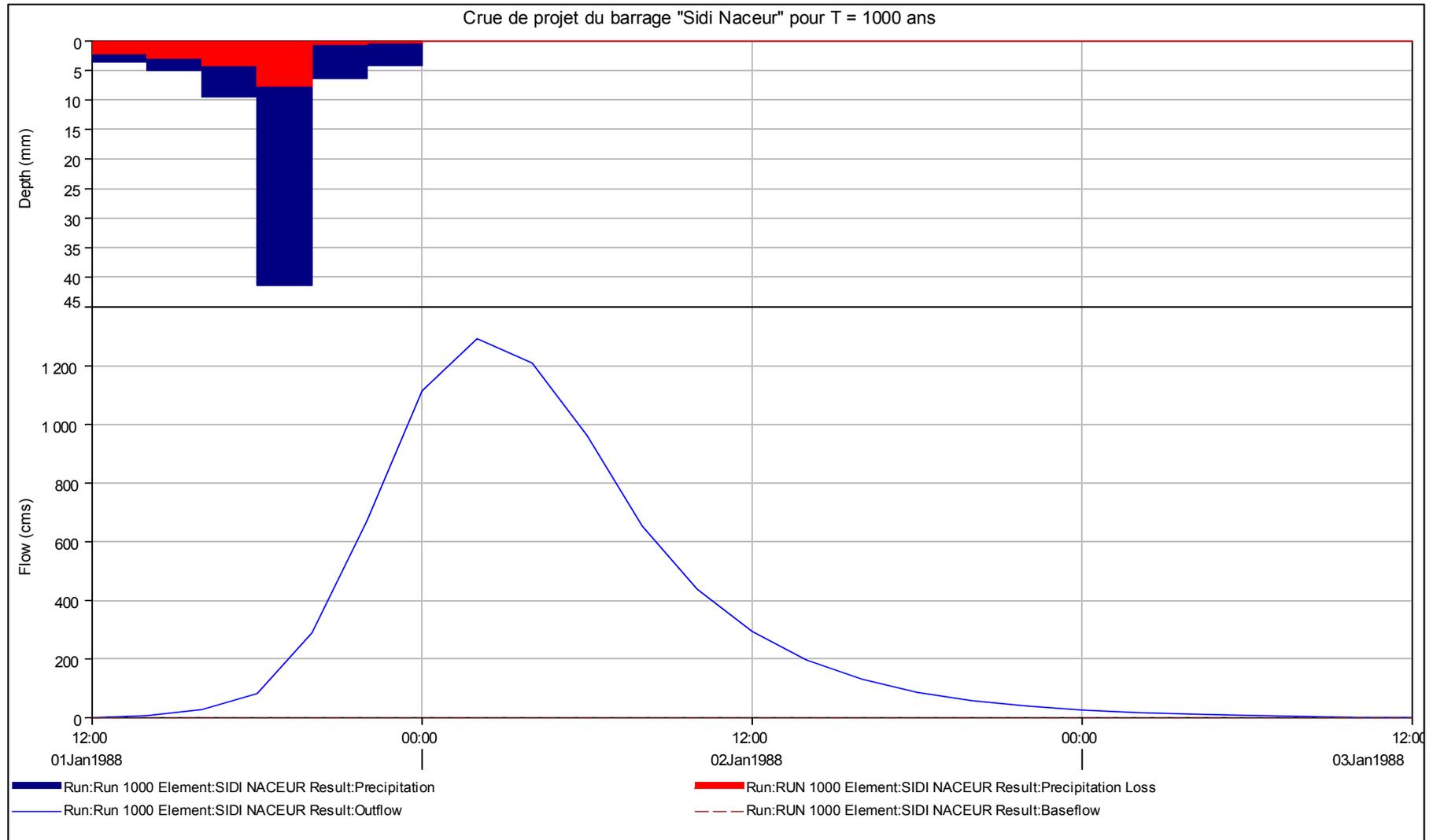


Figure II.26 : hydrogramme de la crue de projet (1000 ans)

II.9.1. Le calcul de laminage avec la méthode de KOTCHERIN

C'est un calcul grapho-analytique qui est basé sur les données suivantes :

- L'hydrogramme de crue est assimilé à un triangle ou un trapèze ;
- Les débits transitant par l'évacuateur se déversent selon une fonction linéaire ;
- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR ;
- Les pertes par infiltration et l'évaporation sont considérées comme nulle au moment de la crue.

Ces hypothèses simplifient énormément nos calculs de laminage sans réduire la précision.

Le procédé de calcul est le suivant :

□ Calcul de débit d'évacuation

Supposant que l'hydrogramme est de forme triangulaire le débit laminé est donné par la formule suivante :

$$q_{\text{laminé}} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{\text{ch}}}{V_{\text{cr}}}\right) \quad (\text{II.60})$$

$q_{\%}$: débit maximum de crue considérée en m^3/s ;

V_{ch} : volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur ;

V_{cr} : volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 ;

T : temps de base.

$$V_{\text{cr}} = \frac{1}{2} Q_{\%} T \quad (\text{II.61})$$

Comme la crue de projet est évacuée à partir d'un déversoir rectangulaire de dimension b et H_0 , le débit laminé est donné en fonction de la charge déversé H_0 par la formule suivante :

$$q = mb\sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \quad (\text{II.63})$$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir $m=0.49$;

b: largeur du déversoir (en m) ;

H_0 : charge globale d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

Le débit est calculé en variant la largeur b de 40 à 100 m et la charge de 1.5 à 3 m.

□ Le calcul de la charge déversant

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \quad (\text{II.64})$$

Où :

H_0 : charge d'eau sur le déversoir ;

V_0 : vitesse d'écoulement dans le canal d'approche déterminée d'après la formule :

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{Avec : } S = b.H$$

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe $q_{\text{lam}} = f(h)$.

Les Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE ainsi que les résultats de calcul de laminage de la crue de projet sont donnés dans les tableaux suivant et la figure II.40.

Tableau II.36 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

données		Largeur m	Hauteur M	Débit m3/s	Surface m2	Vitesse m/s	Volume
g	9,81	50	2	306,95	100	3,07	10
a	1	55	2,5	471,87	137,5	3,43	13,5
2*g	19,6	60	3	676,67	180	3,76	17
2.g0,5	4,43	70	3,5	994,82	245	4,06	20,5
Q1%	1300	80	4	1389,1	320	4,34	24
V1%	112,3	90	4,5	1864,7	405	4,60	27
m=	0,49	100	5	2426,6	500	4,85	28

Tableau II.37 : calcul de débit déversant pour différents h_i et b_i

hauteur m	PHE m	VPHE Mm3	VF Mm3	q = Q(1- vf/vc) m3/s	Débit $q = C L H^{3/2}$ m3/s						
					50	55	60	70	80	90	100
2	1176,7	44	10	1184	306,9	337,6	368,3	429,7	491,1	552,5	613,9
2,5	1177,2	47,5	13,5	1144	429,0	471,9	514,8	600,6	686,3	772,1	857,9
3	1177,7	51	17	1103	563,9	620,3	676,7	789,5	902,2	1015,0	1127,8
3,5	1178,2	54,5	20,5	1063	710,6	781,6	852,7	994,8	1136,9	1279,1	1421,2
4	1178,7	58	24	1022	868,2	955,0	1041,8	1215,4	1389,1	1562,7	1736,3
4,5	1179,2	61	27	987	1035,9	1139,5	1243,1	1450,3	1657,5	1864,7	2071,9

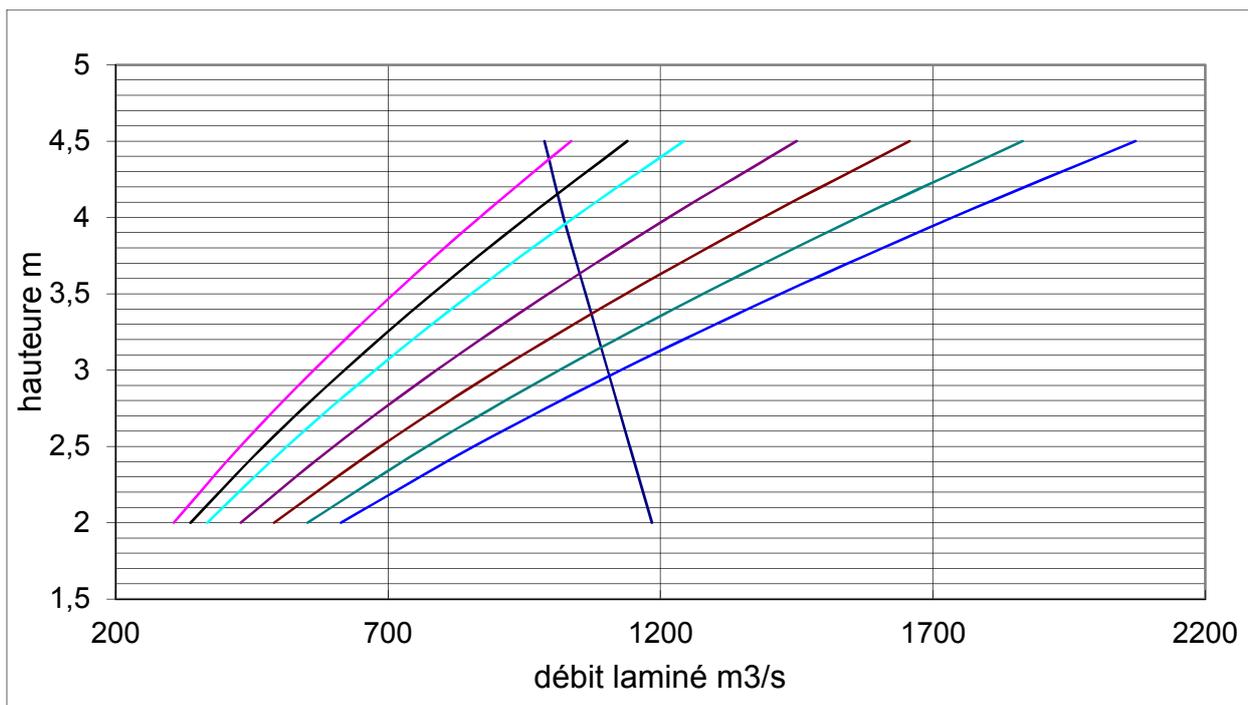


Figure II.27 : Laminage de crue pour différentes largeurs de déversoir

Tableau II.38 : Caractéristiques des largeurs de déversoir

Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit Laminé (m ³ /s)	Cote PHE (m)
50	4.4	1276,9	1176,7
55	4.15	1271,1	1177,2
60	3.95	1265,3	1177,7
70	3.6	1259,5	1178,2
80	3.35	1253,7	1178,7
90	3.15	1247,9	1179,2
100	2.95	1242,1	1176,7

II.9.2. Le Calcul de laminage de la crue de projet

□ La méthode de HEC HMS

On a calculé le laminage de crue avec la méthode de HEC HMS, l'hydrogramme de débit sortant est donné par la figure II.28.

Résultat de calcul

Le débit entrant : 1300 m³/s ;

Le débit sortant : 1260 m³/s.

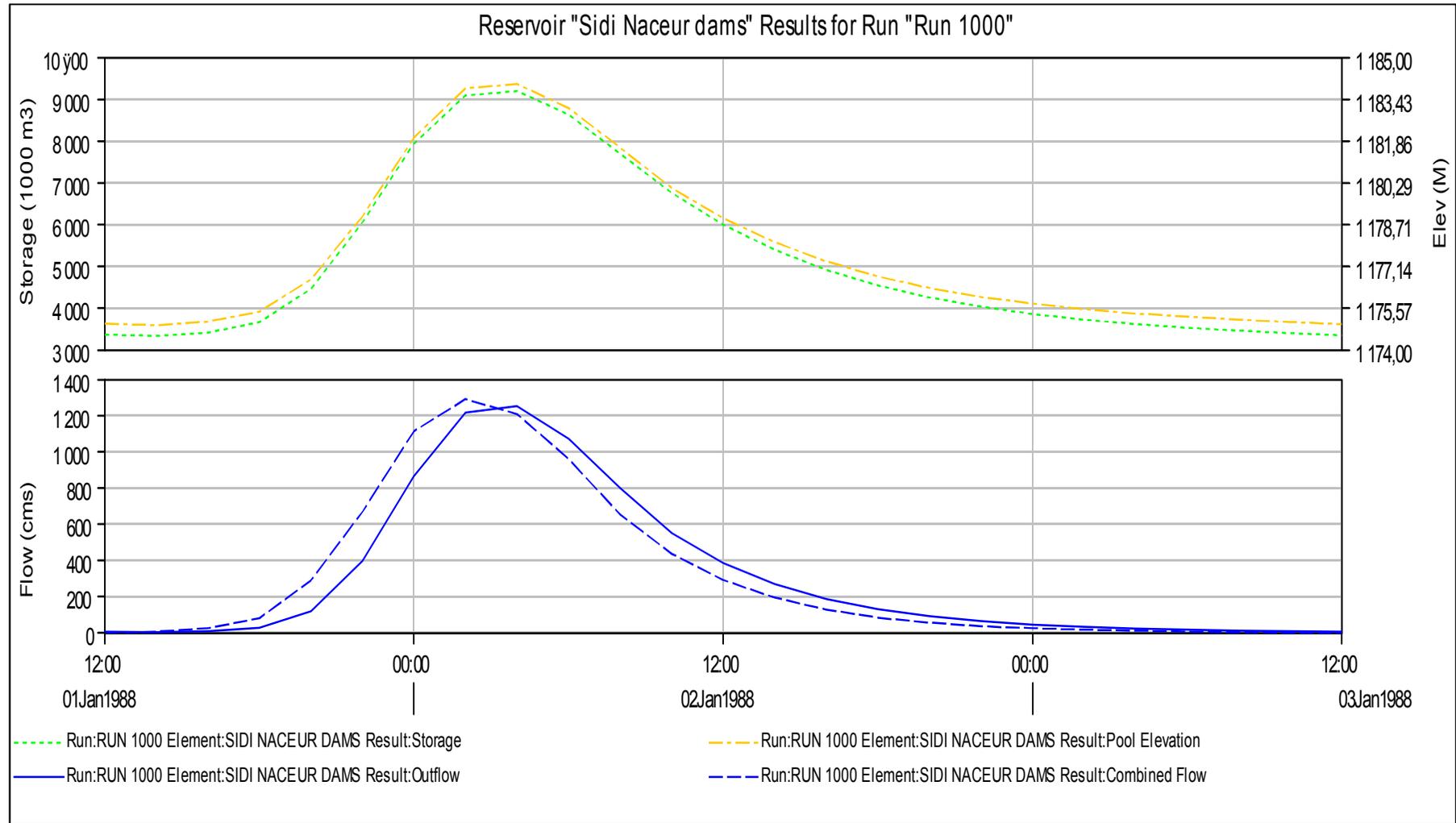


Figure II.28 : Hydrogrammes de sortis (HEC HMS)

□ **La méthode de Hildenblat**

Comme la largeur de déversoir a été déterminée après le calcul d'optimisation à partir de méthode de KOTCHERIN. la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus déversoir sera tracée comme suite :

$$q = f (V + 0.5 q \Delta t)$$

Tableau II.39 : Volumes et débits déversants

cote m	H M	q m3/s	1/2 q Δt Mm3	V (H) Mm3	v + 1/2 q Δt Mm3
1174,7	0	0,0	0,000	34,0	34,00
1174,9	0,2	17,5	0,031	35,0	35,03
1175,1	0,4	49,4	0,089	36,0	36,09
1175,3	0,6	90,8	0,163	37,0	37,16
1175,5	0,8	139,8	0,252	38,5	38,75
1175,7	1	195,3	0,352	40,5	40,85
1175,9	1,2	256,8	0,462	42,0	42,46
1176,1	1,4	323,6	0,582	43,0	43,58
1176,3	1,6	395,3	0,712	44,0	44,71
1176,7	2	552,5	0,995	46,0	46,99
1177,1	2,4	726,3	1,307	48,5	49,81
1177,5	2,8	915,2	1,647	52,0	53,65
1177,9	3,2	1118,2	2,013	54,0	56,01
1178,9	4,2	1681,4	3,026	60,0	63,03

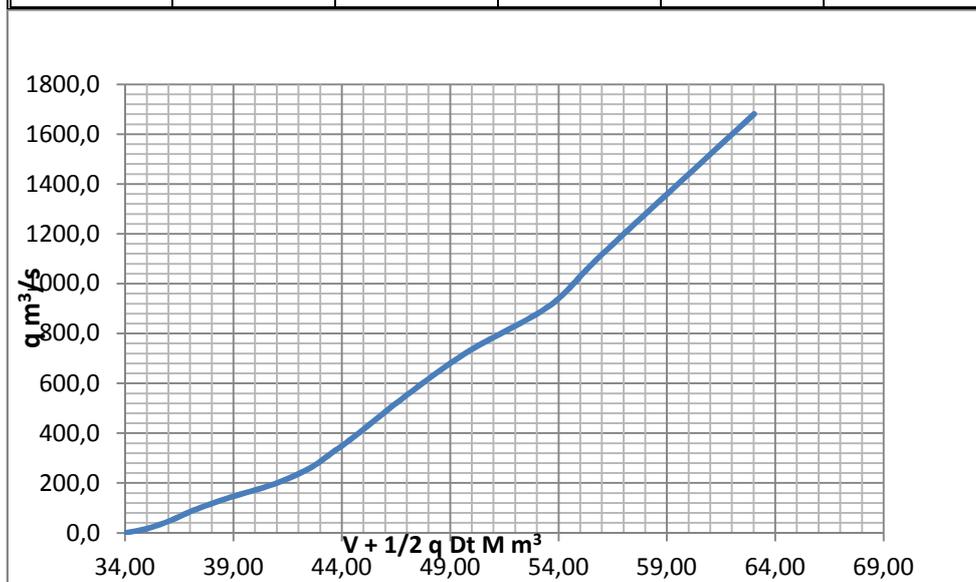


Figure II.29 : Courbe des débits déversants

Le laminage sera fait à l'aide des trois courbes $Q = f(t)$; $V = f(H)$; $q = f(V + \frac{1}{2} q \Delta t)$.

Tableau II.40 : résultats de calcul de Laminage des crues dans la retenue

t	Q m ³ /s	Q _{moy} m ³ /s	Q moy - q m ³ /s	(Q _{moy} - q)Δt Mm ³	V + 1/2qΔt Mm ³	Q m ³ /s
0	0					0
2	5,7	2,85	2,85	0,02	34,0	0
4	26,6	16,15	11,15	0,08	34,02	5
6	81,6	54,1	44,1	0,32	34,10	10
8	289,1	185,35	163,35	1,18	34,42	22
10	671,6	480,35	450,35	3,24	35,59	30
12	1114,7	893,15	745,15	5,37	38,84	148
14	1296,4	1205,55	795,55	5,73	44,20	410
16	1209,5	1300	540	3,89	49,93	760
18	961,4	1085,45	-114,55	-0,82	53,82	1200
20	652,9	807,15	-312,85	-2,25	52,99	1120
22	438	545,45	-394,55	-2,84	50,74	940
24	293,4	365,7	-414,3	-2,98	47,90	780
26	195,3	244,35	-355,65	-2,56	44,92	600
28	130,5	162,9	-247,1	-1,78	42,36	410
30	85,9	108,2	-211,8	-1,52	40,58	320
32	57,5	71,7	-168,3	-1,21	39,05	240
34	38,5	48	-142	-1,02	37,84	190
36	25,7	32,1	-127,9	-0,92	36,82	160
38	17,2	21,45	-128,55	-0,93	35,90	150
40	11,9	14,55	-105,45	-0,76	34,97	120
42	7,6	9,75	-74,25	-0,53	34,21	84
44	4,1	5,85	-44,15	-0,32	33,68	50
46	1,1	2,6	-42,4	-0,31	33,36	45
48	0,3	0,7	-39,3	-0,28	33,05	40
50	0	0,15	-19,85	-0,14	32,77	20
56	0	0	-17	-0,12	32,36	17
58	0	0	-16	-0,12	32,24	16
60	0	0	-15	-0,11	32,12	15
62	0	0	-14	-0,10	32,02	14
64	0	0	-10	-0,07	31,92	10
66	0	0	-8	-0,06	31,84	8
68	0	0	-5	-0,04	31,79	5
70	0	0	0	0,00	34,00	0

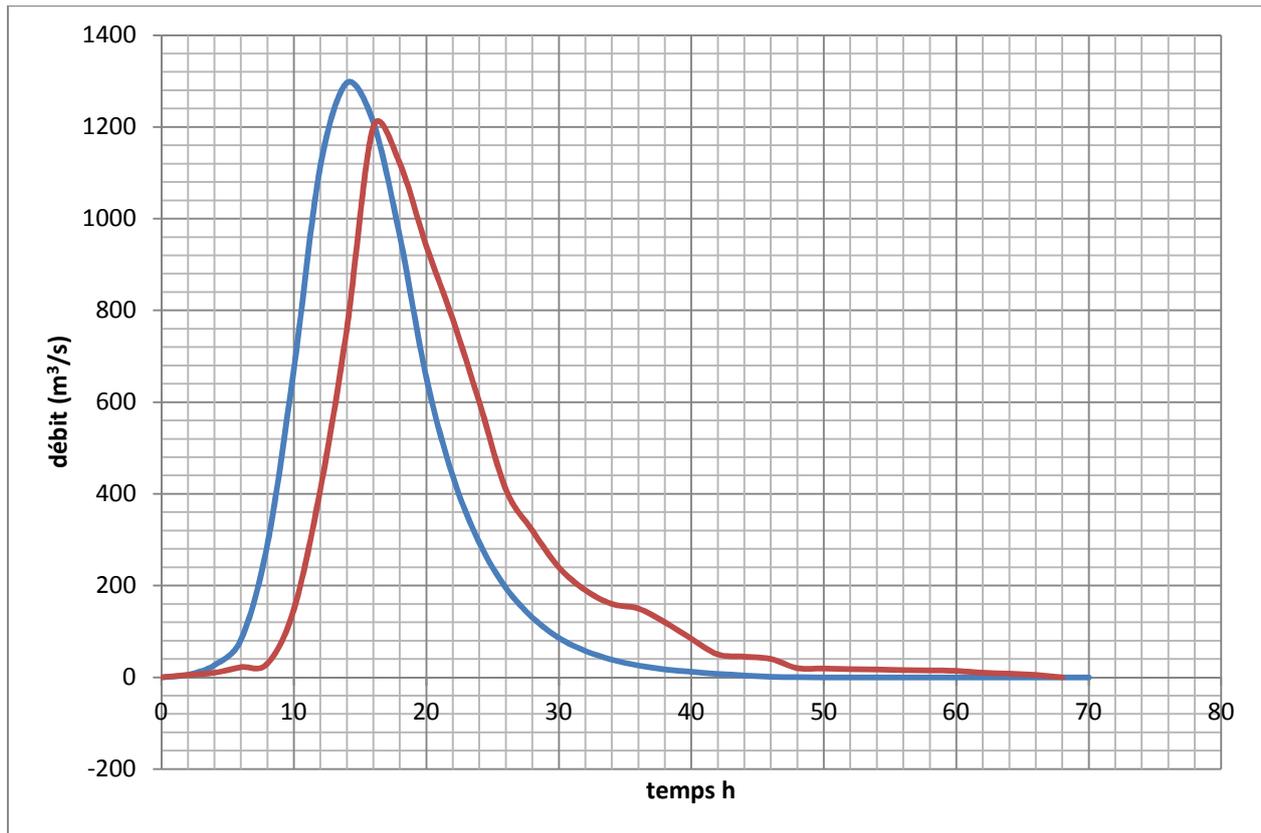


Figure II.30 : Hydrogramme entrant et sortant par la méthode de Hildenblat

II.10. 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 déversante correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

II.10.1. Calcul du coût approximatif de la digue

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L$$

V_i : le volume du barrage à la cote i ;

L : Distance entre deux coupes voisines ;

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i ;

$$\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right]$$

B_i : Largeur de base ;

$$[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$$

m_1, m_2 : Les fruits des talus ;

b : Largeur en crête (m);

H_i : Hauteur de la tranche au point i.

II.10.1.1. Calcul de la revanche

Le calcul de la revanche passe par la connaissance de la hauteur des vagues qui est en fonction du fetch et de la vitesse du vent.

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

□ **Formule de MALLET et PAQUANT**

$$R = H + \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (II.65)$$

avec : $H = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F}$ et $V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} H$

Où :

R : La revanche ;

F : fetch en Km, $f = 41,35$ km ;

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s) ;

$\frac{V^2}{2 \cdot g}$: Energie cinétique des vagues ;

□ **Formule de STEVENSON GAILLARD**

Pour F (fetch) > 18 km

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (II.66)$$

Avec : $H = 0.34 \sqrt{F}$ et $V = 1,5 + 2H$.

□ **Formule Simplifié**

$$R = 1 + 0,3 \sqrt{F} \quad (II.67)$$

Tableau II.41 : Résultat de calcul de la revanche

Formule	R (m)
MALLET et PAQUANT	3.2
STEVENSON GAILLARD	3.4
Formule Simplifié	2.9
La moyenne	3.2

Comme la valeur donnée par MALLET et PAQUANT est égale à la moyenne on choisira une revanche **R = 3.2 m**.

□ **La hauteur du barrage :**

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_d + R + t \quad (\text{II.68})$$

Ou :

NNR : niveau normal de la retenue NNR= 1175 m ;

C_f : cote du fond $C_f = 1147$ m ;

h_d : la hauteur déversée ;

R : Revanche en (m) ;

t : Tassement en (m) pour $H > 20\text{m}$ $t = [0.5, 1.5\%]H_b$.

Tableau II.42 : Résultat de calcul de la hauteur du barrage

Largeur (m)	H_d (m)	Débit Laminé (m ³ /s)	H_b (m)
50	4.4	1276,9	35,8
55	4.15	1271,1	35,7
60	3.95	1265,3	35,6
70	3.6	1259,5	35,5
80	3.35	1253,7	35,3
90	3.15	1247,9	35,0
100	2.95	1242,1	34,8

II.10.1.2. La largeur en crête

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

- **Formule de KNAPPEN :**

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \quad (II.69)$$

- **Formule de E- F-PREECE :**

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \quad (II.70)$$

- **Formule Anonyme (simplifiée) :**

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \quad (II.71)$$

- **Formule pratique :**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \quad (II.72)$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage [m].

Les largeurs en crête du barrage de Sidi Naceur, Pour une charge déversant moyenne de 3.15 m sont données dans le tableau qui suit:

Tableau II.43 : Résultat de calcul de la largeur en crête

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	9,8
EF PREECE	7,6
PRATIQUE	8,8
SIMPLIFIEE	9,9

On opte pour la largeur en crête calculée par la formule d'E- F-PREECE qui est de $b_{cr} = 8$ m

II.10.1.3. Calcul du coût de la digue

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

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 du remblai est estimé à 900 DA (source ANBT d'ALGER).

Tableau II.44 : coût de la digue

Largeur déversant (m)	La hauteur du barrage (m)	volume de la digue (m3)	Coût de la digue (M DA)
50	35,8	566143,7	509,5
55	35,7	536363,0	482,7
60	35,6	526400,0	473,8
70	35,5	527800,8	475,0
80	35,3	514841,1	463,4
90	35,0	514973,1	463,4
100	34,8	503595,4	453,2

II.10.4. Calcul du coût approximatif du déversoir de l'évacuateur de crues

On va tenir compte des coûts du seuil déversant, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profile pour les différentes largeurs du déversoir.

Le déversoir envisagé est du type « Creager », et il sera construit en béton armé.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par L'équation du profil Creager est donnée par l'expression suivante :

$$Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}} \quad (\text{II.73})$$

Où :

- H: Charge sur le seuil (m) ;
- Y : Ordonnée du profil (m) ;
- X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc: $V_{\text{dev}} = S \cdot b$

- S : section transversale du profil ;
- b : largeur déversante.

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 30 000(DA). (source ANBT d'ALGER).

Tableau II.45 : coût du déversoir de l'évacuateur de crue

Largeur déversant (m)	La hauteur déversante (m)	volume du béton (m3)	Coût de déversoir (M DA)
55	35,8	770	23,1
60	35,7	798,875	24,0
65	35,6	829,5	24,9
70	35,5	1134	34,0
80	35,3	1206	36,2
90	35,0	1275,75	38,3
100	34,8	1327,5	39,8

Tableau II.46 : résultat de calcul d'optimisation

b (m)	Cote crête (m)	Coûts (M DA)		
		Digue	Déversoir	Global
55	1176,7	509,5	23,1	532,6
60	1177,2	482,7	24,0	506,7
65	1177,7	473,8	24,9	498,6
70	1178,2	475,0	34,0	509,0
80	1178,7	463,4	36,2	499,5
90	1179,2	463,4	38,3	501,6
100	1176,7	453,2	39,8	493,1

Pour des raisons de sécurité et d'économie et Selon la courbe d'optimisation représentée dans la figure II.41 on adopte la variante avec un évacuateur de crue d'une largeur de 90 m, avec H= 3.15 m, soit une cote de 1 181.6 m. NGA.

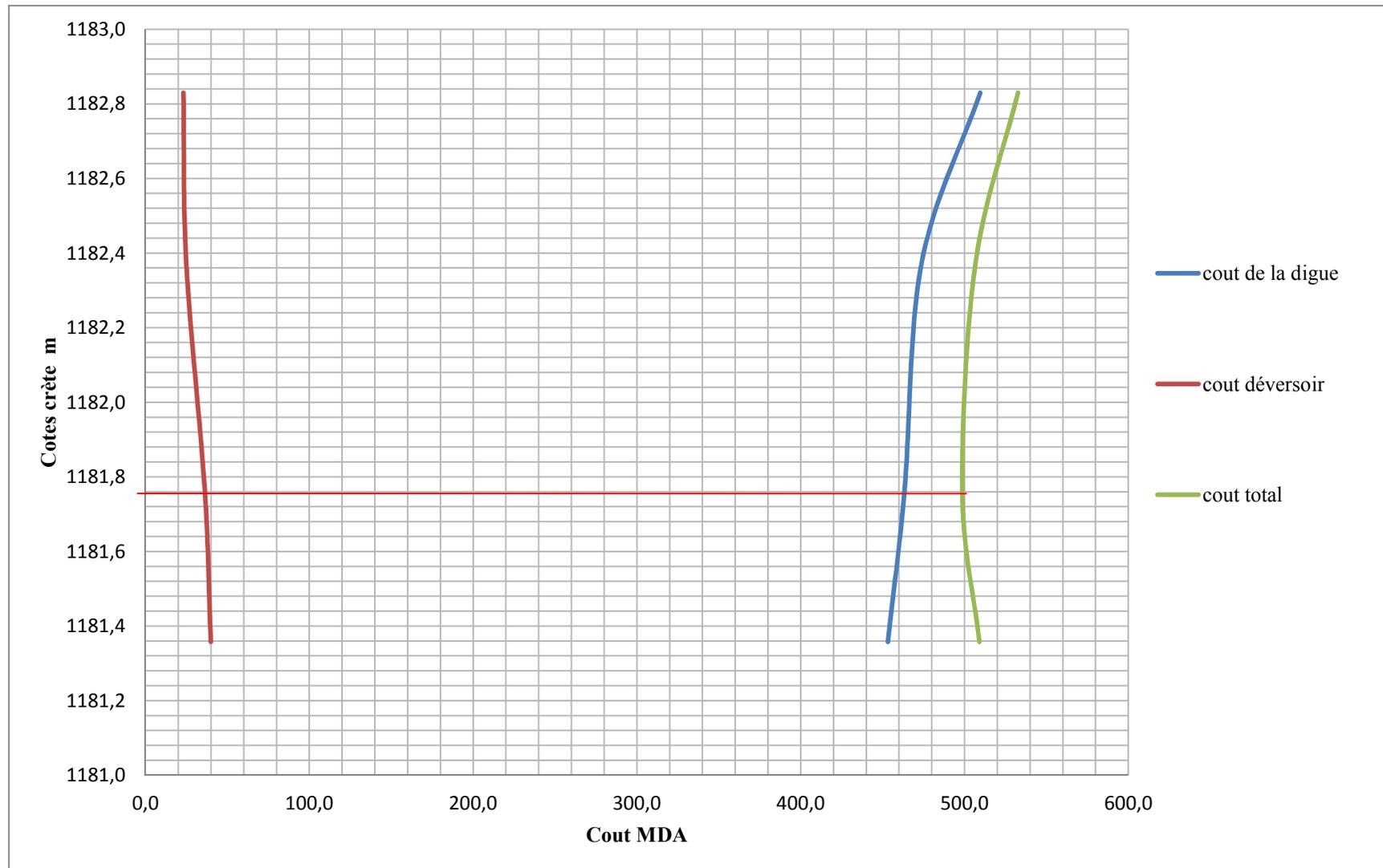


Figure II.31 : Courbes d'optimisation

Conclusion

Au terme de l'étude hydrologique et de régularisation on a eu comme résultats, les différentes cotes de la retenue ainsi que les différents volumes de régularisation. Qui sont récapitulé ci-dessous.

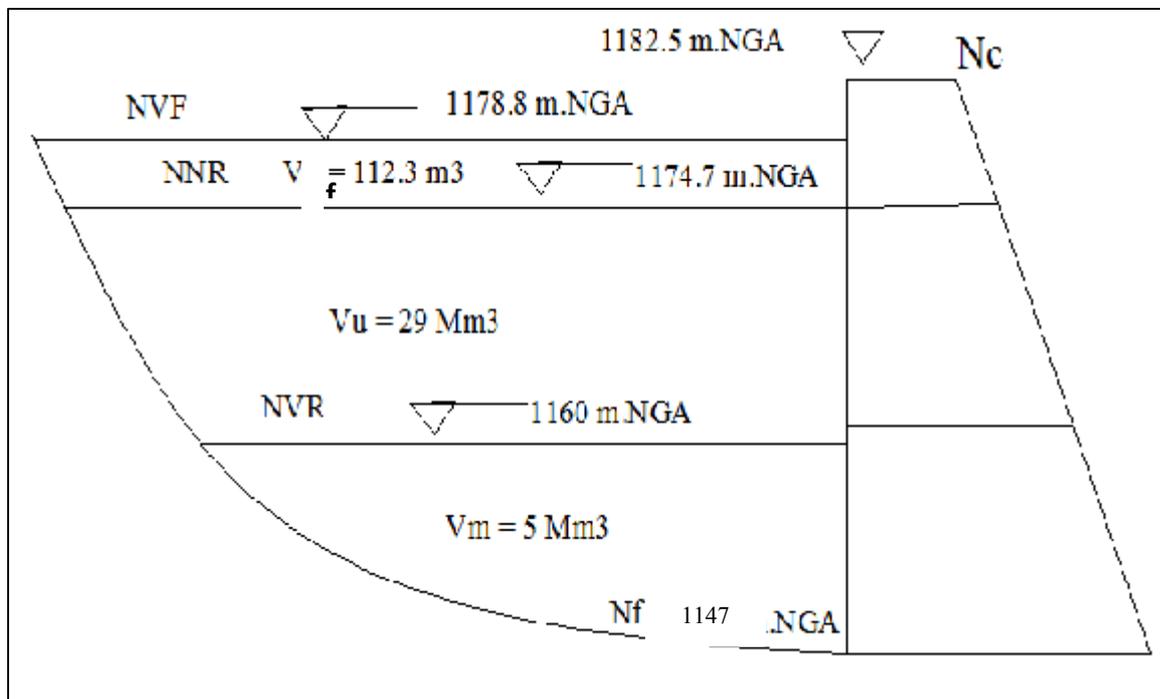


Figure II.32 : Schéma de la retenue

Chapitre III

Chapitre III

Etude des variantes

Introduction

En tenant compte des conditions morphologiques et géologiques, il est possible de réaliser différents types de barrages. Les premières reconnaissances géologiques ont permis d'identifier sur place différents matériaux pouvant être utilisés pour la construction du barrage, mais à ce stade de l'étude, il est impossible de faire un choix définitif.

Sur la base des informations disponibles, le type de barrage sera choisi après calcul des coûts, pour prendre comme solution la variante La plus technico-économique.

III.1. Le choix du site du barrage

L'axe du site est perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau avec une longueur acceptable. L'axe choisi vérifie en premier lieu la possibilité de remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. En second lieu la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

III.2. Le choix du type du barrage

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. D'où pour le choix du type d'ouvrage le mieux adapté plusieurs critères sont mis en valeur.

□ La morphologie de la vallée :

Le site du barrage est formé d'une vallée très large juste en aval de la confluence des Oueds Massine et Khachkhana.

Afin d'évaluer le type de barrage adéquat au site, le facteur de la forme de la vallée (Sinske, 1987) a été calculé comme suit :

$$\alpha = C/H \quad (III.1)$$

Où :

C : Largeur de crête de la vallée ;
H : Hauteur de la digue.

Typiquement quand :

$\alpha < 3$: gorge - adéquate pour les barrages-voûtes ;

$3 < \alpha < 6$: vallée étroite - adéquate pour les barrages-poids et les barrages en remblai ;

$\alpha > 6$: large vallée - adéquate pour les barrages-poids et les barrages en remblai.

Pour le barrage Sidi Naceur, $\alpha = 20$, ce qui est considéré comme une très large vallée. Pour ce genre de forme de vallée, un barrage-poids en béton ou un barrage en remblai seraient économiquement faisable. La sélection initiale des types de barrages considérés lors de cette étude est résumée dans le Tableau III.1.

❑ **Les conditions géologiques et géotechniques :**

La fondation du site d'implantation du barrage Sidi Naceur est rocheuse se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

❑ **Les matériaux de construction :**

Il faut remarquer que les matériaux de remblai et des filtres sont disponibles au site ou non loin de celui-ci. L'enrochement et les granulats de béton devront être extraits d'une carrière d'exploitation.

Cependant on peut proposer plusieurs variantes et choisir celles qui s'avèrent les plus faisables.

Tableau III.1 : Sélection du type de barrage

Type de barrage	Commentaires
En terre homogène	<ul style="list-style-type: none"> • N'est pas étudié car il y a pas une disponibilité des matériaux adéquats (argile). Toutefois elle n'est pas une solution économique La hauteur > 15 m.
Enrochement avec noyau d'argile	<ul style="list-style-type: none"> • A investiguer ; • Dépend de la disponibilité des matériaux adéquats (argile).
En terre avec noyau d'argile	<ul style="list-style-type: none"> • N'est pas étudié car les travaux de reconnaissance n'ont pas spécifiés la localisation des matériaux de recharge sur le site.
Barrage-poids en béton/BCR	<ul style="list-style-type: none"> • A investiguer ; • Dépend de la disponibilité d'une carrière à proximité du site.
Barrage-poids en béton	<ul style="list-style-type: none"> • N'est pas étudié car il n y a pas de matériaux de construction.

III.3. Variantes susceptibles à projeter sur le site

En se basant sur ces exigences on a opté pour un - barrage en enrochement avec un noyau d'argile VARIANTE 1 à cause de la présence des matériaux; mais Pour bien fonder la comparaison, on a étudié aussi un - barrage poids en béton compacté au rouleau VARIANTE 2. Une solution, compatible avec les conditions spécifiques du site (la compétence de la fondation de supporter les contraintes transmis par la structure) assurera les fonctions déterminantes pour le barrage : nécessité d'évacuer une crue importante ; groupage de fonctions hydrauliques complexes dans l'ouvrage.

III.3.1.VARIANTE 1 -barrage en enrochement 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 constitué de matériaux étanche. Les corps d'appuis sont généralement constitués

d'encrochement. 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.

III.3.1.1. Définition du profil général du barrage

On aura à calculer la hauteur du barrage et la largeur en crête après avoir déterminé la longueur en crête.

❑ **La longueur en crête :**

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale : $L_{crête}=650m$

❑ **La hauteur du barrage :**

$$H_b = NPHE - C_f + R + t + a \tag{III.2}$$

Où :

NPHE : niveau de plus haute eaux ;

C_f : cote du fond;

R : Revanche en (m) ;

a : hauteur libres de sécurité (réserve constructive) ; entre 0.40 et 0,60 m.

Avec :

$$NPHE = 1182 \text{ m. NGA} ; C_f = 1147 \text{ m} ; R = 3.2 ; t = 1.5\% \cdot H_b ; a = 0.5$$

A.N : $H_b = 35.5 \text{ m.}$

❑ **Largeur en crête:**

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{cr} = 8 \text{ m.}$

❑ **La 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 III.2: Valeurs indicatives des pentes des talus

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

On a opté pour les pentes des talus suivantes 2 et 1.5 pour les parements amont et aval (resp).

□ **Les bermes :**

Talus aval :

Les bermes au talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a une berme au talus aval à la cote 1162.5 m NGA avec une largeur de 3m.

□ **Classification de l'ouvrage :**

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation, en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant

Tableau III.3 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs du barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sablonneux, pierreux, argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau notre barrage appartient à la **classe III**.

III.3.1.2. Le noyau central d'argile

Le barrage avec noyau est construit quand il n'existe pas de sol argileux peu perméable. La largeur de la partie supérieure du noyau d'un barrage est déterminée en tenant compte les conditions de construction de l'ouvrage et varie entre 3 et 4 m.

□ **L'épaisseur du noyau**

L'épaisseur du noyau dans la base de la digue est définie tout en sachant que les gradients du flux de filtration ne soient pas supérieurs à dix (10) ni inférieurs à quatre (4). Le gradient hydraulique pour le noyau est déterminé comme suivant:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq I_{\text{adm}} \quad (\text{III.3})$$

Où :

I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériaux ;
 b_{moy} : largeur moyenne du noyau ;
 ΔH : la différence de charge d'eau.

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible.

Tableau III.4 : le gradient admissible en fonction de la Classe de l'ouvrage et de type De fondation

Type de sol	Classe de l'ouvrage.			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.60	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Dans notre cas $I_{adm} = 1.8$.

A.N : $b_{moy} = 15.5 \text{ m}$.

□ **La hauteur du noyau**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suit :

$$H_n = H_b - 1 \quad (III.4)$$

Où :

H_b : hauteur du barrage ;

H_n : hauteur du noyau.

A.N : $H_n = 34.5 \text{ m}$.

□ **Largeur en base du noyau :**

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_{c,n} \quad (III.5)$$

Où :

L_b : La largeur de la base;

b_{moy} : largeur moyenne du noyau ;

$L_{c,n}$: La largeur en crête du noyau .

A.N: $L_b = 28 \text{ m}$.

□ **Détermination des fruits des talus:**

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{c,n} \quad (III.6)$$

Où :

L_b : La largeur de la base;

m : fruit de talus ;

H_n : Hauteur du noyau ;

$L_{c,n}$: La largeur en crête du noyau .

A.N: $m = 0.4$.

La profondeur d'ancrage dans le terrain de fondation varie en fonction de la profondeur de la couche perméable qui doit être traversée. On recommande une profondeur $> 1.5 \text{ m}$; la base de la clé d'ancrage doit avoir une largeur de 3.0 à 4.0 m pour permettre le travail de compactage.

□ **La clé d'étanchéité**

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments. Ils sont étanches et ont été consolidés par les milliers d'années de dépôt. Il faut toutefois noter que localement des dépôts granuleux ont été observés à proximité du substratum rocheux, à la base des sédiments. Ce constat implique de prévoir une clé de remblai jusqu'au rocher afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches. Les matériaux excavés pour la réalisation de cette clé pourront être réutilisés pour le remblai. La profondeur de la clé d'étanchéité est exécutée jusqu'à **4.5 m**, avec des talus $m_1=m_2=1$.

III.3.1.3. Protection des talus

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, et 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 lieu donc en général de prévoir une protection pour les talus.

□ **Le talus aval**

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 70cm pour plus de sécurité.

□ **Le talus amont**

Le talus amont est protégé par un rip-rap d'enrochement. La couche de rip-rap doit être conçue afin que :

- Les blocs d'enrochement ne soit pas déplacés sous l'effet des forces hydrodynamique des vagues ;
- Les matériaux du filtre situé sous le rip-rap ne soient pas entraînés à travers les vides de celui-ci ;
- Le filtre assure bonne protection des matériaux du remblai sous-jacent contre l'érosion.

Le rip-rap doit faire face aux forces des vagues produites par le vent, et celles de trainée si elles sont importantes dans le projet.

L'épaisseur de la couche de protection en rip-rap

1) Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority)

L'épaisseur de l'enrochement est donnée par la formule suivante :

$$e = C.V^2 \tag{III.7}$$

Où :

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard en [m/s]; sachant que $V=5,9$ m/s

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique γ_p du matériau d'enrochement.

La valeur de C est donnée par le tableau suivant ;

Le parement aval :

- pente du talus - 1V/1.5H
- berme de 3 m en largeur à la cote - 1 167.5 m NGA

Le noyau :

- pentes du noyau amont et aval - 0.4V/1H
- largeur à la crête - 3.0 m
- largeur en fondation - 28.0 m

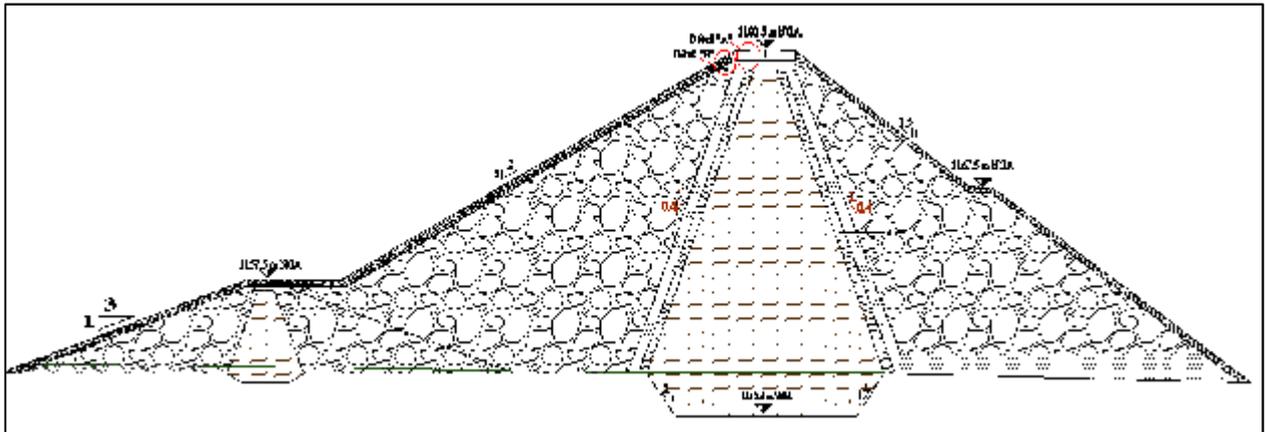


Figure II.1 : Coupe type de la variante I -barrage en enrochement avec un noyau central-

III.3.2. VARIANTE 2 – barrage poids en béton compacte au rouleau (BCR)

III.3.2.1. Généralité sur le BCR

L'invention du BCR qui est une innovation technique majeure dans la technologie des barrages a mené au regain d'intérêt pour les profils poids.

L'innovation consiste à mettre en place le béton et à le compacter, non plus par les moyens traditionnels, mais en utilisant les techniques de terrassement, transport par camion, réglage au buteur, compactage au rouleau vibrant lourd. Ce mode de réalisation exige toutefois une surface de plate-forme de travail supérieure à 500 m² (environ) pour que les engins puissent évoluer efficacement. Le site de Sidi Naceur possède ces caractéristiques.

possibilité de réduire au strict nécessaire la quantité d'eau et le serrage efficace obtenu par le compactage en couches de 30 cm ont permis de limiter les quantités de ciment à des valeurs de 100 à 150 kg/m³ de façon à diminuer l'exothermie.

L'un des avantages importants du BCR est la rapidité d'exécution : le massif d'un petit barrage peut être construit en quelques semaines, permettant de réduire les coûts d'immobilisation, de maîtrise d'œuvre et souvent de dérivation des eaux, le barrage étant construit en étiage avec des ouvrages de dérivation réduits au minimum.

Dans cet esprit, les matériaux BCR utilisés pour le corps du barrage sont avant tout des matériaux rustiques, dont la composition variable est guidée par la disponibilité sur le site des composants dans une formulation au moindre coût. Les teneurs en liant sont faibles, de l'ordre de 100 kg/m³, et la teneur totale en fines est d'au moins de l'ordre de 12.

Les matériaux de construction ont été recherchés premièrement à l'occasion de la levée géologique de la cuvette. Le gisement le plus important et plus intéressant est celui des alluvions propres de lit d'oued de Sidi Naceur, en quantités insuffisantes, d'où il faut chercher dans d'autres carrières pour la construction du barrage.

Dans la zone du lit de l'oued les alluvions sont excavées et enlevées sur une profondeur de 2 ÷ 5 m jusqu'à la roche saine. La fondation du barrage est réalisée sur la roche saine et on a prévu des gradins pour mobiliser la roche de fondation et diminuer les forces tangentielles.

III.3.2.2. Section type du barrage BCR

Conception générale. Les caractéristiques géométriques de la section type sont les suivantes:

- | | |
|--------------------------------------|--------------------------------------|
| - cote de la crête | - 1 180 m |
| - cote de la fondation de la plinthe | - 1 143 m |
| - longueur en crête | - 700.00 m |
| - largeur en crête | - 7.00 m |
| - hauteur maximale | - 35.00 m |
| - pente du parement aval | - 1V/0.65H- parement amont verticale |

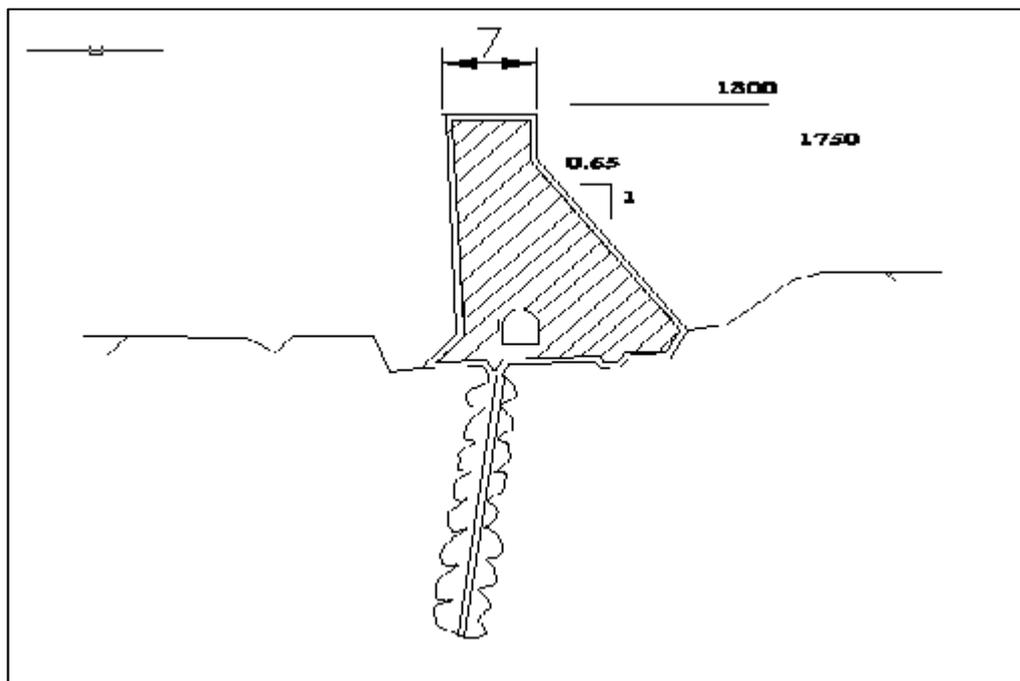


Figure III.2 : Coupe type de la variante II -barrage en BCR-

III.4. Le choix définitif du type du barrage

Le type d'ouvrage à construire est considéré par la présence en quantité suffisante des matériaux de construction à proximité du site de barrage. Et pour assurer le bon choix du type du barrage il faut passer par une étude technico-économique entre les deux variantes choisies et à la fin choisir le type adéquat pour la réalisation de notre barrage en prenant en considération les contraintes suivantes :

- ❑ La facilité de réalisation ;
- ❑ Zones d'emprunts et leur distance ;

- ❑ Existences de carrière et de matériaux de construction ;
- ❑ Technologie de réalisation, cout.

III.4.1. Evaluation du coût total de la digue des deux variantes

- ❑ **Variante N°1 : Barrage en enrochement avec noyaux d'argile**

Tableau III.7 : le coût de la digue 1^{er} variante

Désignation	Unité	Quantité	P.U DA	Montant MDA
Excavations en terrain meuble	m3	180 296	295	53 ,2
Excavations en terrain meuble en terrain rocheux sans explosifs	m3	57 033	490	27,9
le noyau d'argile	m3	168447,1	1 500	252,7
Remblais rocheux	m3	364968,661	2 050	748,2
Enrochement	m3	28074,51238	800	22,5
Montant total				1 104,5

- ❑ **Variante N°2 : Barrage en BCR**

Tableau III.8:le coût de la digue 2^{er} variante

Désignation	Unité	Quantité	P.U DA	Montant MDA
Excavations en terrain meuble	m3	180 296	295	53,2
Excavations en terrain meuble en terrain rocheux sans explosifs	m3	97 033	490	47,5
Béton BCR pour barrage	m3	275 229	5 600	1283,9
Béton armé pour parement amont e=0.75	m3	9 250	25 000	231,2
Coffrage lisse pour les deux parements	m2	25 995	15 000	390,0
Montant total				2 005,8

Source ANBT d'Alger

Conclusion

L'analyse économique montre que les estimations des deux barrages sont comparables. La variante la plus économique est la variante 1 - barrage en enrochement avec un noyau d'argile (le coût total **1 104,5 MDZD**). La variante 2 - barrage en béton compacté au rouleau (BCR) qui a le prix comparable avec la première variante (le coût total **2 005,8 MDZD**) rencontre quelques difficultés concernant la zone d'emprunt pour les agrégats et la production industrielle et la mise en place du béton.

La variante proposée est donc la variante 1 – en enrochement avec un noyau d'argile.

Chapitre IV

Chapitre IV

Conception détaillée de la digue

Introduction

Situé à l'étude des variantes réalisée dans le chapitre précédant, on a opté pour la deuxième variante à savoir un barrage en enrochement avec un noyau central d'argile. Dans ce chapitre, on a abordé tous les points essentiels de l'étude détaillée de la digue telle que l'étude d'infiltration et l'étude de stabilité afin de confirmer le choix de la variante.

IV.1. La coupe type de barrage

La coupe type de barrage est composé de:

- ❑ une partie centrale étanche – un noyau épais, composée de matériaux argileux de la zone de la cuvette de la retenue ;
- ❑ une recharge amont – en enrochement ;
- ❑ une recharge aval - en enrochement ;
- ❑ deux filtres sont posés (filtre grossier et filtre fin d'épaisseur 1 m chaque) dans la zone du contact entre le matériau du noyau et les recharges en alluvions ;
- ❑ une couche de rip – rap d'épaisseur 1m sur une couche support au parement amont ;
- ❑ une protection en enrochement d'épaisseur 0.7 m au parement aval.

Le batardeau en colluvion avec un noyau d'argile fait partie de la recharge amont de la digue de notre barrage.

IV.1.1. les dimensions de la variante choisie

- ❑ **La hauteur du barrage : 35.5 m ;**
- ❑ **Largeur en crête : 8 m ;**
- ❑ **La pente des talus :**
 - Le parement amont : $1V/2H$ + crête batardeau à la cote 1157 ;*
 - Le parement aval : $1V/1.5H$ + 1 berme de 3 m en largeur à la cote 1167.5 mNGA ;*
- ❑ **Le noyau :**
 - Pentes du noyau amont et aval : $0.4 V/1H$;*
 - Une largeur à la crête de 3.0 m et en fondation de 28.0 m.*

IV.1.2. Les drains

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et de réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Les conditions des drainages:

- ❑ Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté ;
- ❑ Ne pas permettre l'effet de renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes ;
- ❑ On doit contrôler son fonctionnement.

Les eaux filtrées seront évacuées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

IV.1.2.1. Dimensionnement du drain-tapis

Le drain-tapis filtrant est placé dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, il est destiné essentiellement à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. On recommande d'utiliser des épaisseurs de $e = 1,5 \text{ m}$.

IV.1.2.2. Dimensionnement de la zone de transition

La zone de transition est placée au niveau des deux talus de noyaux, d'une largeur minimale de 1 m constitué en matériaux grossiers (gravier et sable).

IV.1.2.3. Les Filtres

La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est une pratique normale dans l'ingénierie. Les particules plus fines du sol peuvent être entraînées par les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux d'eau.

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

- ❑ Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Il est accepté dans la pratique que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevée que celle du matériau à protéger ;
- ❑ Ils doivent être suffisamment fines pour éviter le phénomène de renard ;
- ❑ Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments ;
- ❑ Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps ;
- ❑ Ils ne doivent pas posséder plus de 5% de particules plus petites que le tamis 200 (0.074 mm) et ces dernières ne doivent pas être en plastique ;
- ❑ Pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm (2 pouces) comme taille maximale.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établies par BERTRAM (Université de Harvard), basé sur les conditions de TERZAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'année et le bureau de réclamation des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD(1984).

□ **Critères de conception**

$$\frac{D_{15}^{\text{filtre}}}{d_{85}^{\text{sol}}} \leq 4 \div 5 : \text{Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard ;}$$

$$\frac{D_{15}^{\text{filtre}}}{d_{15}^{\text{sol}}} > 4 \div 5 : \text{Condition de perméabilité ;}$$

$$\frac{D_{50}^{\text{filtre}}}{d_{50}^{\text{sol}}} < 25 : \text{Condition de parallélisme des courbes granulométriques ;}$$

$$\frac{D_{60}^{\text{filtre}}}{D_{10}^{\text{filtre}}} \leq 20 : \text{Condition d'uniformité du filtre.}$$

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression :

$$K=0.35(D_{15})^2$$

Ou :

D_{15} en mm ;

K : obtenue en cm/s.

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 inclinées1,00 m.

IV.1.3.1. Calcul des filtres

□ **Détermination du fuseau granulométrique du filtre**

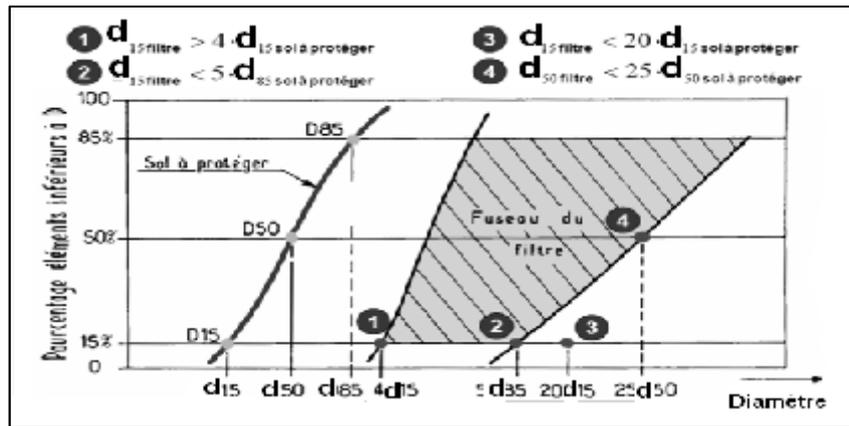
Généralement le choix du filtre doit répondre aux critères de TERZAGUI :

$$\frac{d_{15}^{\text{filtre}}}{d_{15}^{\text{sol à protéger}}} > 4$$

Associer à la condition citée en équation ci-dessus, l'US Bureau of réclamation préconise les relations suivantes :

$$\frac{d_{15}^{\text{filtre}}}{d_{85}^{\text{sol à protéger}}} < 5 \quad ; \quad \frac{d_{15}^{\text{filtre}}}{d_{15}^{\text{sol à protéger}}} < 20 \quad ; \quad \frac{d_{50}^{\text{filtre}}}{d_{50}^{\text{sol à protéger}}} < 25$$

Cette figure montre la méthode pour tracer le fuseau du filtre :



Source : polycopié Mr. M.K.MIHOUBI, Calcul d'infiltration.

Figure IV.1 : Principe graphique de détermination de fuseau granulométrique d'un filtre

d_{15}	0,001 mm	$4 \cdot d_{15}$	0,004 mm	$20 \cdot d_{15}$	0,02 mm
d_{85}	0,720 mm	$5 \cdot d_{85}$	3,600 mm		
d_{50}	0,050 mm	$25 \cdot d_{50}$	1,250 mm		

□ **Détermination de la courbe granulométrique des filtres :**

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad ; \quad 12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

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 première couche du filtre** est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

$$0.6 \text{ mm} < D_{50} < 2 \text{ mm}$$

$$0.012 \text{ mm} < D_{15} < 0.04 \text{ mm}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.026 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 1.3 \text{ mm}$$

$$D_{17}^F = \frac{D_{pv}}{0,32 * \sqrt[6]{\eta_F * (1 + 0,05 * \eta_F)}} * \frac{1 - n}{n} \tag{IV.1}$$

Où :

η_F : coefficient d'homogénéité du sol du filtre $\eta_F = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 12$

n : la porosité de filtre : $n = 0,4 - 0,1 \cdot \log(U_F)$;

D_{PV} : diamètre des particules soumises à un effet de voutes $D_{PV} = (3 \text{ à } 4) \cdot d_{15} = 0.003$;

d_{15} : Diamètre des particules du sol protégé à 15%.

On déterminera aussi le diamètre minimum D_{\min} en fonction de D_{17}

$$D_{\min} = \frac{D_{17}}{1 + 0,2 \cdot (1,7)^x} \quad (\text{IV.2})$$

Ou : $x = 1 + 1,28 \cdot \log(U_F)$

Les autres valeurs de « D_i » sont déterminées par la formule suivante :

$$D_i = [1 + 0,2 \cdot (0,1 \cdot i)^x] \cdot D_{\min} \quad (\text{IV.3})$$

$$n = 0,23 \quad \text{et} \quad x = 2,38$$

Les résultats de la 1ère couche sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Récapitulatif des résultats de la 1ère couche de filtre

$D_{17}(\text{mm})$	$D_{\min}(\text{mm})$	$D_{10}(\text{mm})$	$D_{15}(\text{mm})$	$D_{20}(\text{mm})$	$D_{50}(\text{mm})$	$D_{60}(\text{mm})$	$D_{80}(\text{mm})$	$D_{100}(\text{mm})$
0,013	0,490	0,060	0,130	0,140	0,200	0,220	0,260	0,300

- *La deuxième couche de filtre* on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$1,56 \text{ mm} < D_{15} < 5,2 \text{ mm}$$

$$2,4 \text{ mm} < D_{50} < 11,6 \text{ mm}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 3,38 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 7 \text{ mm}$$

La deuxième couche est déterminée de la même façon que la première couche.

Tableau IV.2 : Récapitulatif des résultats de la 2ème couche de filtre

$D_{17}(\text{mm})$	$D_{\min}(\text{mm})$	$D_{10}(\text{mm})$	$D_{15}(\text{mm})$	$D_{20}(\text{mm})$	$D_{50}(\text{mm})$	$D_{60}(\text{mm})$	$D_{80}(\text{mm})$	$D_{100}(\text{mm})$
4,406	2,222	2,400	2,600	2,800	4,000	4,400	5,200	6,000

En conclusion on va prévoir deux couches de filtre :

- Une couche de sable de 1,00 m ;
- Une couche de Gravier de 1,50 m.

Le tracé de la courbe granulométrique est représenté dans l'annexe.

□ Vérification des Règles des filtres

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

Condition 1:

$$\frac{D_{5}}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05 \eta) \frac{n}{1 - n} \quad (IV.4)$$

Où :

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

n : 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.

La condition est vérifiée pour les deux couches de filtre.

Condition 2 :

Condition de (TERZAGUI ,1942) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \quad (IV.5)$$

Où :

D_{15} : Diamètre de filtre ;

D_{85} : Diamètre du sol à protéger.

La condition est vérifiée

□ **Vérification du contact Noyau-Recharge**

Cela revient à vérifier la double condition suivante :

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15} \quad (IV.6)$$

Où :

d_{85} : Diamètre des particules du corps du noyau à 85% ;

d_{15} : Diamètre des particules du corps du noyau à 15% ;

D_{15} : Diamètre des particules de recharge (grés) à 15%.

Comme $2.88 > 0.026 > 0.005$ la condition de TERZAGUI est vérifiée.

IV.2. Calcul des infiltrations

Dans un barrage en remblais, dans la plupart des cas on souhaite que l'étanchéité de l'ouvrage soit apportée par l'imperméabilité du matériau de construction mis en œuvre. Quel que soit sa perméabilité, un remblai soumis à une charge d'eau (digue en terre) va se saturer partiellement. Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou ses fondations entraînent généralement deux principales conséquences à savoir :

□ **les fuites diffuses**

Lorsque le remblai s'avère trop perméable le débit de fuites devient trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.

□ **La surélévation de la ligne de saturation**

Quand le remblai affiche un comportement hydraulique interne avec une ligne de saturation plus élevée que prévu, les conditions de stabilité du talus aval seront altérées (cas

de glissement), et elle fait apparaître le phénomène de renard.

IV.2.1. Tracé de la ligne de saturation

KOZENY a montré que, dans un barrage en terre, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal. Le barrage en terre est muni d'un drain qui rabat la ligne phréatique. La parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccorde la ligne de saturation. L'équation de cette parabole est donnée par :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad (IV.7)$$

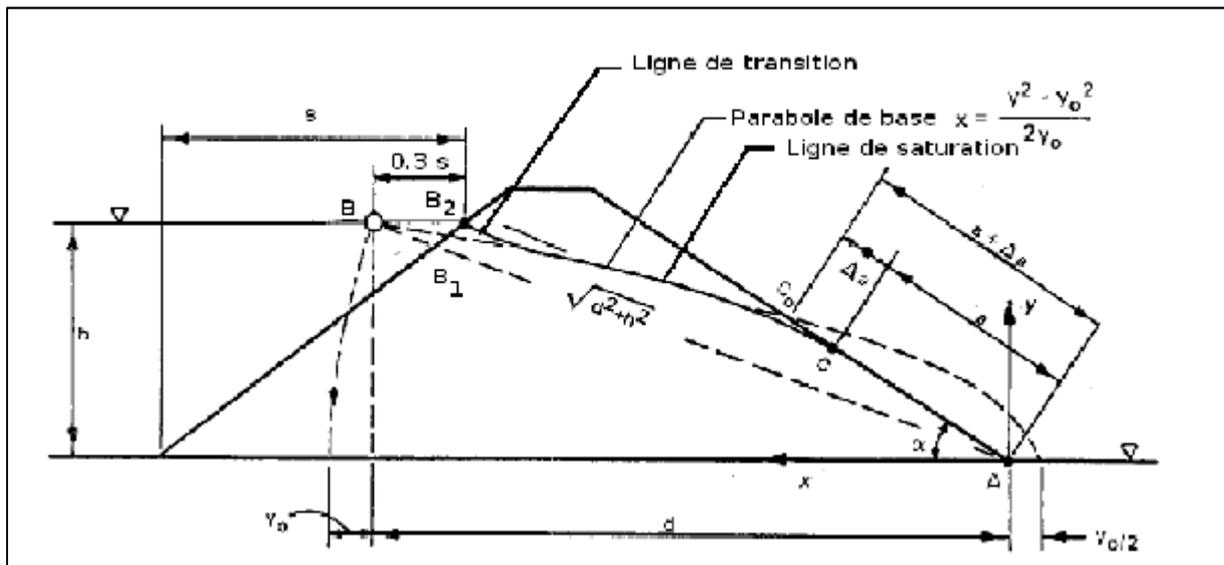
Où:

$$y_0 = \sqrt{h^2 + \frac{d^2}{4}}$$

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.



Source : polycopié Mr. M.K.MIHOUBI, Calcul d'infiltration.

Figure IV.2 : tracé de la ligne de saturation cas d'un barrage homogène

Au NNR : h = 28.2m :

$$b = m_n * h$$

$$b = 11.3 \text{ m ;}$$

L'emprise du noyau :

$$L_b = 28 \text{ m ;}$$

$$d = L_b - 0,7 * b$$

$$d = 20.09 \text{ m.}$$

Donc : $y_0 = 14.5.$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$y^2 = 29.1 x + 211.2$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

X	Y	X	Y
0	14,5	12	23,7
2	16,4	14	24,9
4	18,1	16	26,0
6	19,6	18	27,1
8	21,1	20	28,2
10	22,4	22	29,2

Le point C_0 de la parabole avec la face aval du noyau traduit en coordonnées polaire ;
L'origine étant au foyer O par la relation :

$$\rho = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \quad (IV.8)$$

Où:

ρ : rayon polaire ;
 α : angle polaire avec l'axe de la parabole.

Soit $a = OC$, avec C point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval.

$$\Delta a = C_0C \quad (IV.9)$$

α : angle de face aval du noyau avec l'horizontal. Nous allons alors un système d'équation :

$$\begin{cases} \rho = a + \Delta a \\ \theta = \alpha \end{cases}$$

Nous aurons alors : $a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \quad (IV.10)$

A partir de l'abaque de Cazagrande (1937) l'angle est en fonction du rapport $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

On a : $\alpha = 69^\circ$

D'où d'après l'abaque : $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.31$

$\rho = a + \Delta a = 22.6$;

$\Delta a = 0,31(a + \Delta a)$. On trouve : $\Delta a = 7 \text{ m}$ et $a = 15.6 \text{ m}$.

IV.2.2. 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 :

$$q = K.I.A \quad (IV.11)$$

Où:

q : Débit d'infiltration en ($m^3/s/ml$) ;
 K : Coefficient de perméabilité en (m/s) (varie entre $0.3063 \cdot 10^{-8}$ à $0.013 \cdot 10^{-7}$ 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 : $A=y*I$

Donc : $q = K * y * \frac{dy}{dx}$ Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q=K*y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

Avec : $K=0,3 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$ et $y_0=14,5 \text{ m}$

A.N : $q= 4,35 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

IV.2.3. débit d'infiltration à travers la fondation

Dans notre cas la fondation du barrage est pratiquement imperméable (fondation rocheuse avec une perméabilité presque nul $K_f= 9 \cdot 10^{-9} \text{ cm/s}$).

IV.3. Calcul de stabilité

La stabilité d'un talus est définie par la valeur du coefficient de sécurité. Cette valeur exprime la magnitude dans laquelle on peut réduire la résistance au cisaillement du sol pour que le glissement se produise le long de la surface la plus défavorable.

Le calcul de stabilité du talus est effectué dans le but de déterminer le coefficient de sécurité minimal qui garantit le bon fonctionnement de l'ouvrage et qui reste le plus économique. La formule générale pour son calcul est posée comme suit:

$$F_s = \frac{\sum [(N - P) \text{tg } \varphi + \sum CL]}{\sum T} > F \text{ min sans séisme} \quad (\text{IV.11})$$

$$F_s = \frac{\sum [(N - P) \text{tg } \varphi + \sum CL]}{\sum T + \frac{\sum asdL}{R}} > F \text{ min avec séisme} \quad (\text{IV.12})$$

Où:

- N = Composant normal ;
- L = Longueur de l'élément (tranchées de déblai) ;
- T = Composant tangentiel ;
- P = Pression hydrostatique interne ;
- φ = Angle de frottement interne du matériau ;
- C = Cohésion du matériau ;
- a=Accélération sismique ;
- s=Surface de la tranchée ;
- d= Densité du sol ;
- R= Rayon du cercle de rupture.

Pour le calcul de stabilité de notre barrage nous allons utiliser la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement à l'aide d'Autocad, et avec la contribution d'un programme (Excel de source : Mr. B.BELAOUKLI).

IV.3.1.Principe de la méthode de Fellenius

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- ❑ Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- ❑ Détermination du talus moyen.
- ❑ Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- ❑ Détermination de la zone du centre du cercle de glissement, pour cela FANDEEV recommande de disposer le centre du cercle du glissement dont les limites définies par deux cercles de rayons, R_{min} et R_{max} donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Détermination des rayons max et min en fonction de la pente du talus.

Pente de talus	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

IV.3.2.Calcul des forces appliquées à chaque tranche

- ❑ **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 :

$$G_i = b \sum (d_i h_i) \quad (IV.13)$$

Où :

- G_i : poids propre de la tranche ;
- b : largeur d'une tranche ;
- h_i : hauteurs des tranches ;

Le poids « G_i » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = G_i \cos \alpha = b d_s \sum h_i \cos \alpha \quad \text{et} \quad T_n = G_i \sin \alpha = b d_s \sum h_i \sin \alpha$$

N_n : composante normale stabilisatrice ;

T_n : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Avec : $\sin \alpha = \frac{\text{numéro .de .tranche}}{10}$ et $\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$

- ❑ **Force de pression interstitielle**

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$U_i = d_w \cdot h \cdot dl \quad (IV.14)$$

Où :

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

- ❑ **Force de cohésion**

$$F_c = C \cdot dl \quad (IV.15)$$

Avec :
$$dl = \frac{2 \pi \cdot R \cdot \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos \alpha}$$

Où :

θ : angle au centre des tronçons de la tranche de glissement ;
 C : cohésion du sol considéré.

□ **Force de frottement**

$$F_f = (N_n - U_i \cdot dl) \operatorname{tg} \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i \cdot dl) \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{IV.16})$$

Où :

φ : 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.

□ **Force sismique**

$$T = a \cdot G_i \quad (\text{IV.17})$$

Où :

a : coefficient d'accélération de zone sismique.

Règle :

Un talus est stable lorsque les moments des forces sont inférieurs aux moments des forces résistantes qui sont essentiellement des forces de résistance au cisaillement. La valeur du coefficient de sécurité « F_S » est définie par des moments résistants sur les moments moteurs.

IV.3.3. calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

La stabilité des talus est analysée pour les états de charge suivants ou étapes de réalisation de l'ouvrage:

1. Fin de construction.
2. Opération ou exploitation (barrage plein).

Vidange rapide.

En introduisant les expressions des forces citées ci-dessus dans les formules IV.11 et IV.12 ; on obtient les résultats suivants :

□ **Retenue pleine (talus aval)**

$$F_{ss} = \frac{\sum(N_n - U_i \cdot l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum T_n} = \frac{\sum(G_i \cos \alpha - U_i \cdot l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq F_{adm}$$

$$F_{as} = \frac{\sum(N_n - U_i \cdot l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum(G_i \cdot a \cdot dn_i)} = \frac{\sum(G_i \cos \alpha - U_i \cdot l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum(G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum(G_i \cdot a \cdot dn_i)} \geq F_{adm}$$

□ **Retenue vide (fin de construction)**

$$F_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq F_{adm}$$

$$F_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq F_{min}$$

□ **Vidange rapide (talus amont)**

$$F_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq F_{min}$$

$$F_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq F_{min}$$

Tableau IV.5 : Caractéristiques géotechniques des sols

	Angle de frottement(°)	Cohésion C (bar)	Poids volumique(t/m ³)	
			Sèche	Saturé
Noyau	30	35	1.65	2
La fondation rocheuse	38	0	2.32	2.56
Recharges	36	0	2.30	2.52

Tableau IV.6 : Coefficient de stabilité admissible des talus

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 III, le coefficient admissible sera donc : Sans séisme : $F_{SS}=1,1 \div 1,15$ Avec séisme : $F_{as}=1,05$

Le tableau suivant montre les valeurs trouvées :

Tableau.IV.7 : Rayon max et min pour chaque talus

Talus	Pente de talus	K1	K2	R1(m)	R2(m)
Amont	2	0,75	1.75	26,63	61.62
Aval	1,5	0,75	1,535	26,63	54,5

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant les résultats de calcul de stabilité sont donnés dans l'annexe.

Tableau IV.8 : Coefficients de sécurité minimaux pour différentes cas de fonctionnements (méthode de FELLENIUS).

Fonctionnement de la retenue			Fin de construction			Vidange rapide		
R(m)	Sans séisme	Avec séisme	R(m)	Sans séisme	Avec séisme	R(m)	Sans séisme	Avec séisme
46,15	1,48	1,10	50,12	1,14	1,05	40,92	1,24	1,056

Conclusion

On remarque d'après les résultats obtenus avec le calcul manuel, que le coefficient de sécurité minimum est supérieur au coefficient admissible. Donc, la stabilité des deux talus est assurée.

Chapitre V

Chapitre V

Conception détaillée des ouvrages annexes

Introduction

Après avoir choisie la variante de la digue du barrage, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres critères.

On fera la conception et le pré-dimensionnement des ouvrages hydrauliques annexes du barrage, comprenant :

- ❑ La dérivation provisoire, Vidange de fond et Prise d'eau pour l'irrigation ;
- ❑ L'évacuateur de crues.

V.1.La dérivation provisoire

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue pouvant provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) d'un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier. Et pour des raisons économiques on va intégrer la vidange du fond ainsi que la prise d'eau avec la dérivation qui va devenir une galerie visitable par la suite.

V.1.1.Le choix de type d'ouvrage de dérivation provisoire

Les caractéristiques de la rivière et du site à implanter influence considérablement sur le choix de l'ouvrage de dérivation, telle que la topographie, la géologie, la disponibilité des matériaux de construction, et le cout de construction. Ainsi que l'incidence des problèmes pendant sa réalisation, la coupure de la rivière, le type de barrage à aménager. Le choix de cet ouvrage peut être aussi lié à la disposition des ouvrages annexes. Certes, ces ouvrages sont, par nature, provisoire mais ils peuvent être conçus, afin d'être partiellement ou totalement incorporé aux ouvrage définitive (prise d'eau, vidange de fond...). Il existe plusieurs types de dérivation.

- ❑ **Galerie de dérivation :**

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites.

❑ **Conduite de dérivation :**

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée en vallées plus larges, à fond plat, ou lorsque la roche est de très mauvaise qualité pour qu'on y fore économiquement une galerie. L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

❑ **Canal de dérivation :**

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, on choisira une dérivation conduite associé avec deux batardeaux, sur la rive gauche de l'Oued.

V.1.2. Dimensionnement de la dérivation

V.1.2.1. Le choix de la crue de dimensionnement

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définissent le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire. Car le choix se fait par calcul d'optimisation dans le but de minimiser les coûts de construction de l'ouvrage, et celui des dommages qui peuvent résulter d'une sous-estimation du projet non seulement au niveau des travaux de construction mais aussi pour les ouvrages et installations situés à l'aval en cas de rupture soudaine.

En Algérie, le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50ans. Vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue, on opte pour une crue décennale, dont son débit maximum est de $Q_{max_{1\%}} = 491.3 \text{ m}^3/\text{s}$.

V.1.2.2. Calcul d'optimisation

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuit tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

❑ **Hypothèses de calcul**

- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum Q_{max} et Q_{min} .

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

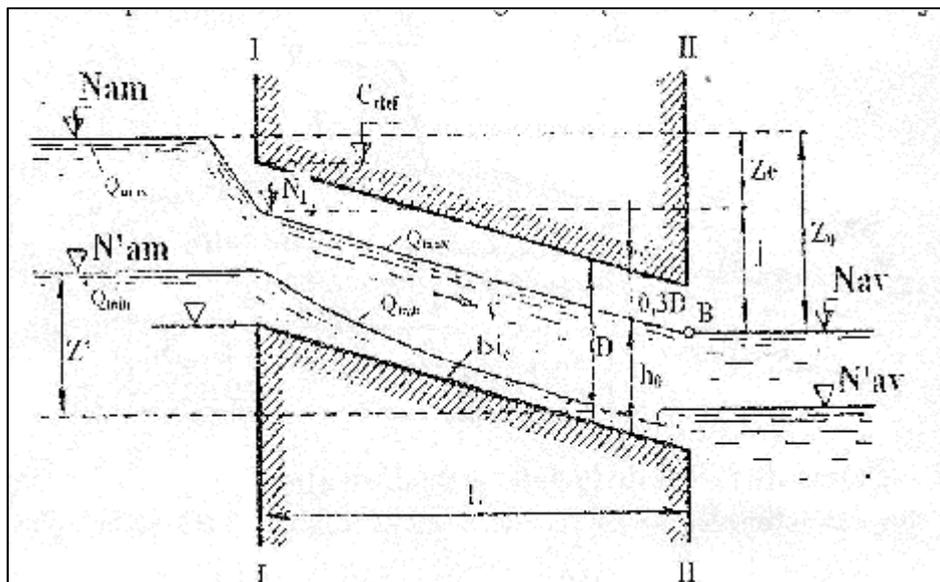
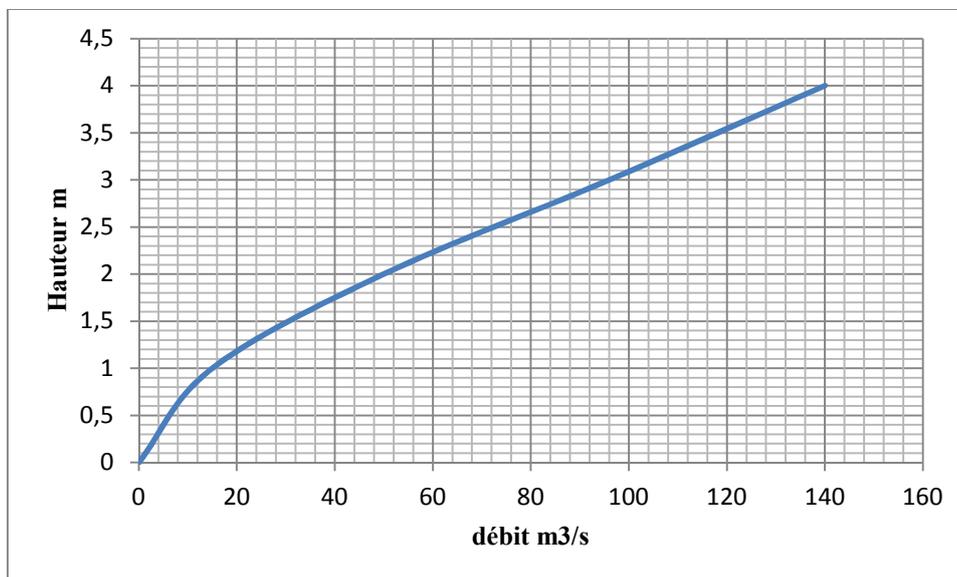


Figure V.1 : coupe longitudinale de la galerie de dérivation provisoire



Source : ANBT d'Alger

Figure V.2 : courbe de tarage

Pour $Q_{\max} = 96,1 \text{ m}^3/\text{s}$ $h_{\text{av}} = 3 \text{ m}$ et $Q_{\min} = 67,3 \text{ m}^3/\text{s}$ $h_{\text{av}} = 2.2 \text{ m}$
Tableau V.1 : Calcul d'optimisation de la dérivation provisoire

		Formules	Valeurs				
			3	3,5	4	4,5	6
Paramètres hydrauliques	Diamètre	D (m)	3	3,5	4	4,5	6
	Section du tunnel	A (m ²)	7,1	9,6	12,6	15,9	28,3
	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)	2,1	2,5	2,8	3,2	4,2
	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m ²)	5,2	7,1	9,3	11,8	20,9
	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)	0,9	1,1	1,2	1,4	1,8
	Coefficient de Chezy	$C = 1/n R^{1/6}$	70,2	72,0	73,6	75,1	78,8
	Vitesse moyenne	$V = Q_{\max}/A_1$ (m/s)	13,6	10,0	7,7	6,1	3,4
	Pente	$i = V^2/C^2R$	0,076	0,033	0,016	0,009	0,002
	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)	11,1	4,9	2,4	1,3	0,3
	Perte de charge à l'entrée	$Z_{\text{entr}} = V^2/2gj^2$ (m)	11,7	6,3	3,7	2,3	0,7
	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{\text{entr}} + h_l$ (m)	22,8	11,2	6,1	3,6	1,0
	Niveau amont pour Q_{\max}	$N_{\text{am}} = N_{\text{av}} + Z_o$ (m NGA)	1173,8	1162,2	1157,1	1154,6	1152,0
	La cote de niveau d'eau a l'entrée de tunnel	$N_1 = N_{\text{am}} - Z_{\text{entr}}$ (m NGA)	1162,1	1155,9	1153,4	1152,3	1151,3
Cote du seuil	$C_s = N_1 - h_o$ (m NGA)	1139,3	1144,7	1147,3	1148,7	1150,3	
Calcul des volumes des travaux	Hauteur du batardeau	$H_{\text{bat}} = N_{\text{am}} + R - C_f$ (m)	27,8	16,2	11,1	8,55	6,0
	Section du batardeau	$F_{\text{bat}} = (2b + 2mH_{\text{bat}}).H_{\text{bat}}/2$	2593	948	480	307	168
	Longueur moyenne du batardeau	L_{moy}^b (m)	388	297	259	231	226
	Volume du batardeau	$V_{\text{bat}} = L * F$ (m ³)	1004694	281082	124111	70797	38083
	Conversion en volume de béton	$V'_{\text{bat}} = 0,1 V_{\text{t}}$	100469	28108	12411	7080	3808
	Volume d'excavation du tunnel	$V_{\text{tun}} = L . A$	1865	2539	3316	4197	7461
	Conversion en volume de béton	$V'_{\text{tun}} = 1,5 V_{\text{bet}}$	2798	3808	4974	6295	11191
	Coût total des travaux	$\Sigma V' = V'_{\text{bat}} + V'_{\text{tun}}$	103267	31916	17385	13375	14999

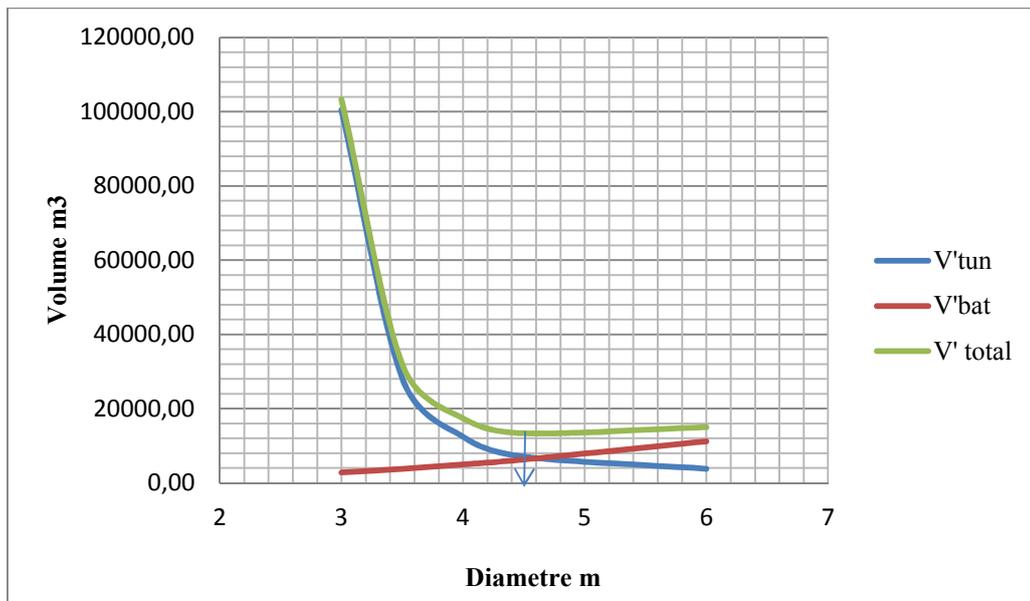


Figure V.3 : courbe d’optimisation de la dérivation provisoire

D'après la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égal à 4,5m ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à 5,65m. On estime que la hauteur du batardeau obtenue est raisonnable vu la hauteur du barrage qui est importante ($H_b=37m$). Le batardeau de 8,6m de hauteur sera incorporé dans la digue pour des raisons économiques et sera constitué de mêmes matériaux que la digue.

Pour le diamètre optimal

C_s	1148,7
C_{clef}	1156,0
Nam	1154,6
NI	1152,3

V.1.3. Dimensionnement du batardeau

Le batardeau est prévu d’être de même type que la digue, alors il est construit d’un noyau d’argile et un remblai en colluvions.

V.1.3.1. Calcul de la revanche du batardeau

Le calcul de la revanche sera fait avec les formules, MALLET et PAQUANT (II.65), STEVENSON GAILLARD (II.66), et La Formule Simplifié (II.67), avec $F=4,19$.

Tableau V.2: Résultat de calcul de la revanche

Formule	R (m)
MALLET et PAQUANT	1,45
STEVENSON GAILLARD	1,75
Formule Simplifié	1,6

On opte pour celle de STEVENSON GAILLARD car elle donne des résultats proche de la moyenne, D'où $R_{bat} = 1.45$.

V.1.3.2. Calcul de la largeur en crête du batardeau

Le calcul de la largeur sera fait avec les formules, KNAPPEN (II.69), EF PREECE (II.70), PRATIQUE (II.71), SIMPLIFIEE (II.72).

Tableau V.3 : Résultat de calcul de la largeur en crête

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	5,2
EF PREECE	4,5
PRATIQUE	5
SIMPLIFIEE	5,3

On opte pour la formule PRATIQUE car elle donne des résultats proche de la moyenne, D'où $b_{bat} = 5$ m.

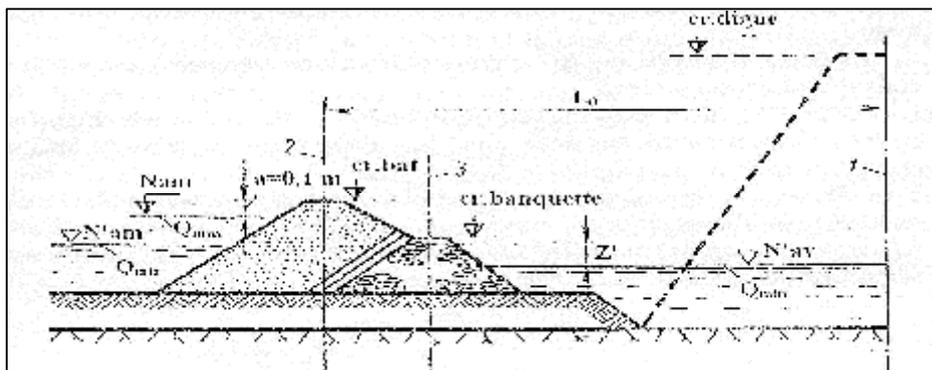
V.1.3.3. Construction du batardeau

On construit le batardeau comme suit :

- ❑ Construction d'une banquette en béton ;
- ❑ Réalisation d'un filtre inverse (son rôle d'empêcher le retour d'eau) ;
- ❑ Remblayage du batardeau.

La coupure du cours d'eau ce fait en période d'étiage (Q_{min}), Dans ce cas on considère qu'au moment de la coupure complète du cours d'eau par la banquette, la chute $Z' = N'_{am} - N'_{av}$. La condition de $Z' < 2 ; 3$ m doit être vérifiée.

Pour déterminer Z' , il faut remplacer dans le tableau précédent la valeur de Q_{max} par Q_{min} pour le calcul de vitesse et, On trouve finalement $Z' = 1.80$ m, condition vérifiée.

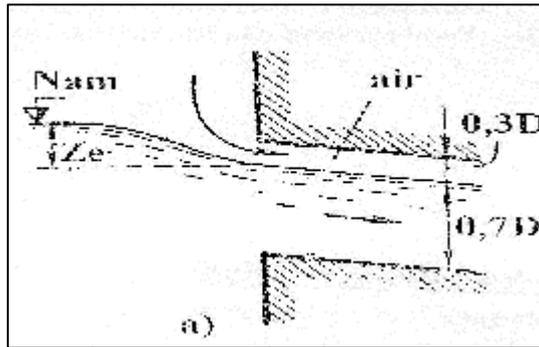


Source: Polycopié Mr. Hassen

Figure V.3: Batardeau amont

❑ **LE Portail d'entrée du batardeau**

Comme la condition est vérifiée on utilise le schéma de portail d'entrée suivant :



Source: Polycopié Mr. Hassen

Figure V.5: Orifice d'entrée du portail

V.1.3.1. Calcul hydraulique de la galerie de dérivation

❑ **Le laminage de la crue de projet**

Le laminage de la crue de chantier sera fait avec le logiciel HEC HMS avec la méthode Méthode modified pulse (impulsion modifiée). Pour une longueur en crête de 208 m et a une cote de 1157m NGA.

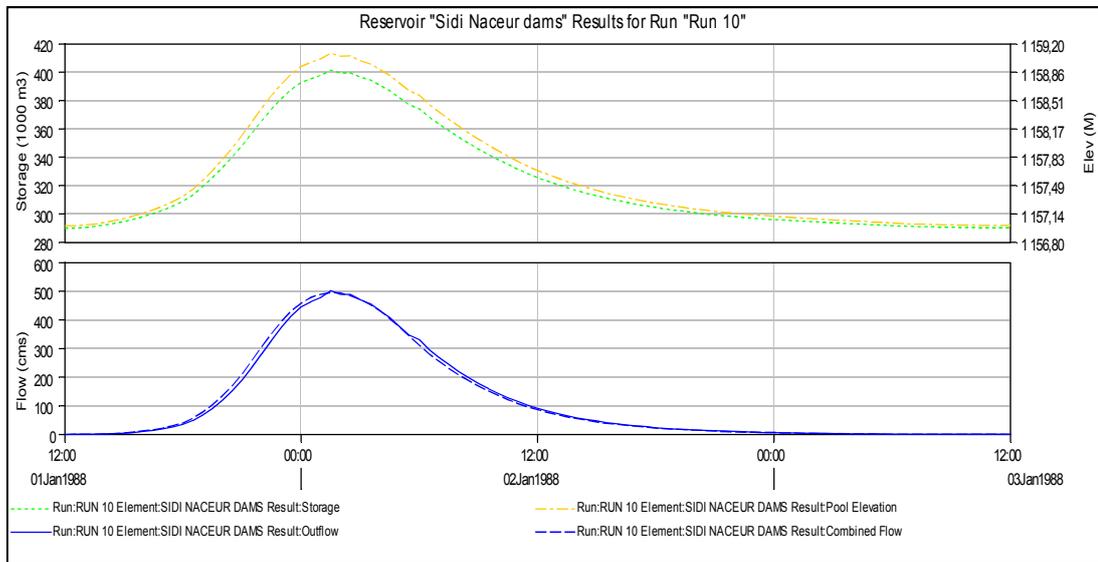


Figure V.6: le laminage de la crue de chantier

❑ **La ligne d'eau**

Le calcul de la ligne d'eau sera fait avec Canal 21 et les résultats sont donnés ci-dessous :

Tableau V.4 : Calcul de ligne d'eau

Q (m3/s)	Strickler	I mm	y _n (m)	y _c (m)	régime	L bief (m)
491,3	71	0,02	4.16	11.15	NT	262,7

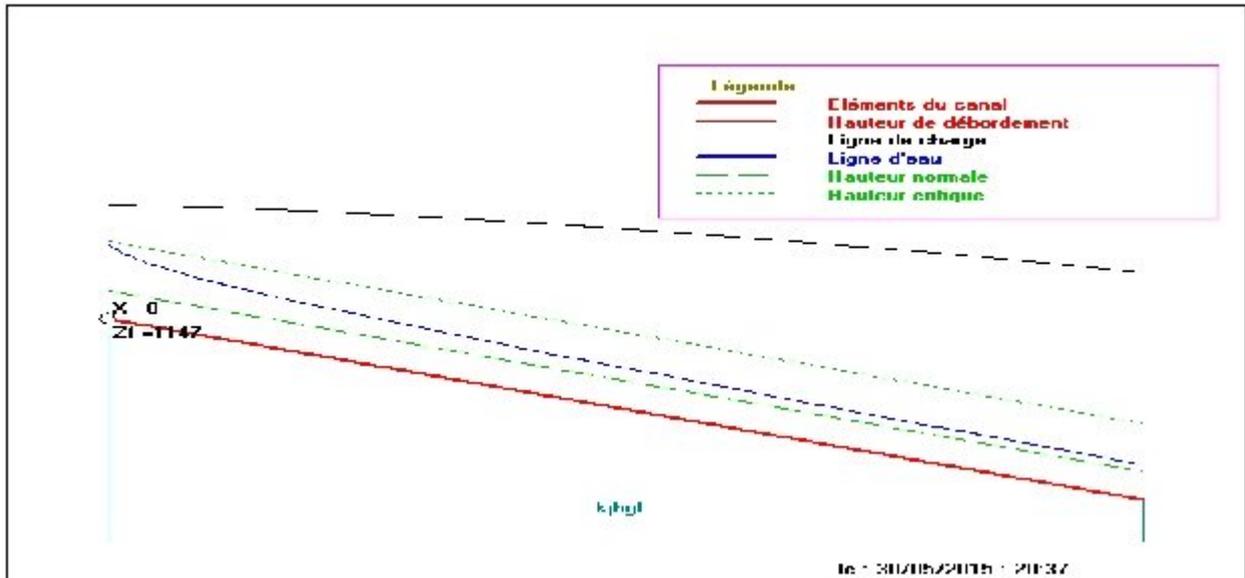


Figure V.7 : la ligne d'eau avec canal 21

V.2. La vidange du fond

La vidange de fond sera conçue de façon à accomplir les fonctions principales suivantes :

- ❑ Assurer la vidange de la retenue dans un délai adéquat (court pour assurer la sécurité en cas d'urgence, et long pour éviter les glissements des versants de la retenue ou du parement amont de la digue du barrage ;
- ❑ Assurer le contrôle du premier remplissage de la retenue ;
- ❑ Utiliser en tant que dérivation provisoire de l'oued pendant la dernière phase de construction.

V.2.1. le choix de la variante

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

❑ Conduite de vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

❑ Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (plus de 2 m) de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

□ **Ouvrages de vidange à batardeau**

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

La variante choisie

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie), mais comme le diamètre de la conduite est important on reinteint cette variante. La vidange du fond est réalisée sur la rive gauche de l'oued.

V.2.2. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

V.2.2.1. Calcul de temps de vidange

A partir de la courbe capacité hauteur (surface) on détermine l'équation de la courbe de tendance, voire la figure suivante :

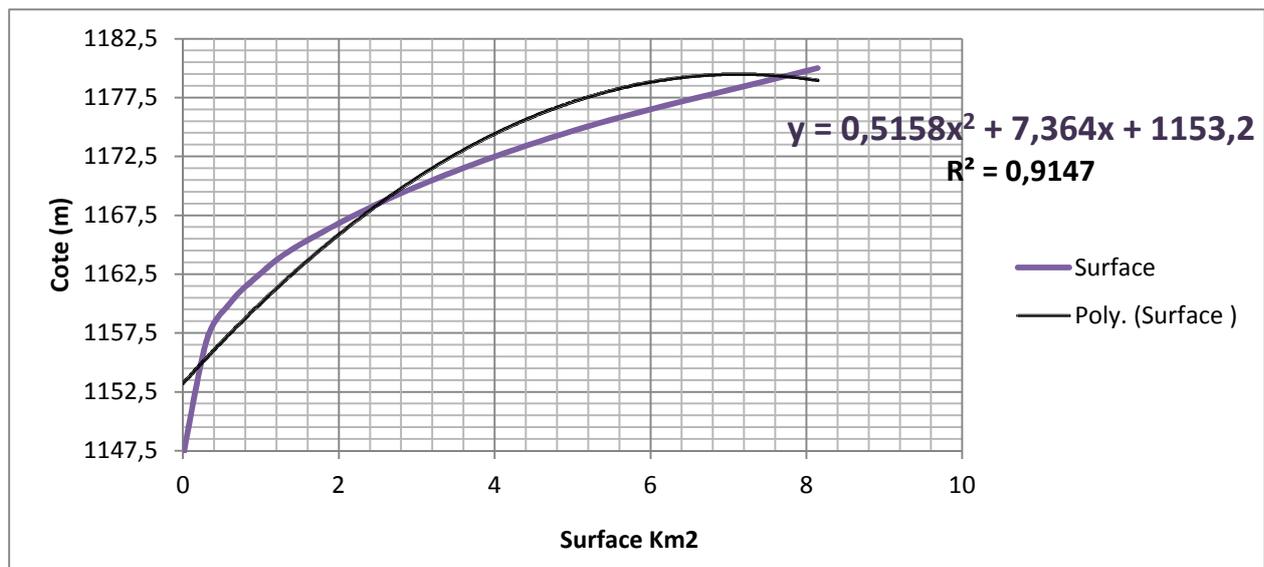


Figure V.8 : courbe de tendance de la courbe surface-hauteur

On a :

$$dQ = dV/dt \tag{V.1}$$

Avec :

$$Q = \mu A \sqrt{2gH} \tag{V.2}$$

Où :
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma\zeta + \lambda \frac{L}{D}}}$$

$$\lambda = \frac{8g}{C^2} ; C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

μ = coefficient de la vitesse $\mu = 0.90$;
 A= surface de la vanne ;
 H= dénivellation de l'eau (m) ; $H = Z_i - Z_0$

Z_i = cote initiale dans le réservoir ;
 Z_0 = cote dans l'axe de la vanne 1160 m NGA ;
 $\Sigma\zeta$ = somme de coefficient de perte de charge =1.5 ;
 λ = coefficient de perte par friction ;
 L= longueur du tuyau ;
 D= diamètre ;
 C= coefficient Chézy ;
 n : Coefficient de rugosité $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} .s$;
 R= le rayon hydraulique.

Et :
$$dV = S dh \tag{V.3}$$

Où :

S : surface du plan d'eau (équations de la courbe capacité hauteur) ;
 dh : variation de hauteur.

A partir de V.1, V.2 et V.3 ; On aura : $Qdt = Sdh \Rightarrow \mu A \sqrt{2gH} .dt = Sdh$

$$\Rightarrow \int_0^T Qdt = \int_{1160}^{1174.7} Sdh \Rightarrow \int_0^T 3.99 Sdt = \int_{1160}^{1174.7} (-0,5158h^2 + 7,364h + 1153,2)h^{1/2} dh$$

A.N : $T = 129091,48 / S$

Pour plusieurs diamètres on calcul les surfaces et leurs temps de vidange correspondant.

Tableau V.5 : Temps de vidange pour plusieurs diamètres

Diamètre D (mm)	Surface S (m ²)	Temps jours
1,8	2,5	14,1
2	3,1	11,4
2,2	3,8	9,4
2,5	4,9	7,3

On opte pour un diamètre de 2 000 mm avec un temps de vidange de 11.4 jours.

□ **Corrigent le coefficient de débit μ :**

Le coefficient des pertes de charge linéaires:

$$\sum \xi_{\text{Lin}} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad (\text{V.4})$$

Le coefficient des pertes de charge singulières:

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 ; \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 ; \quad \xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2.$$

A.N : $\lambda = 0.012 ; \sum \xi_{\text{Lin}} = 0.83$ d'où $\mu = 0.50$;

Donc : $A = 3.5\text{m}^2$ et: $D_{\text{vf}} = 2.1\text{m}$;

On prend un diamètre normalisé : $D_{\text{vf}} = 2\ 200\ \text{mm}$.

Donc pour un diamètre de **2 200 mm** on a un temps de vidange de **9.4 jours**, avec une vitesse de sortie des vannes de : $V_s = 9.4\ \text{m/s}$.

V.3. La prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

La conception de la Prise d'eau pour l'irrigation tiendra en compte l'oxygénation de l'eau à extraire (prélèvement à plusieurs étages) et le type de système d'adduction (gravitaire, refoulement).

V.3.1. le choix de la variante

Les variantes qui peuvent être projeté sur le site sont la Prise d'eau en charge et la Toure de prise, dont les avantages et les inconvénients sont représenté ci-dessous.

V.3.1.1. Prise d'eau en charge

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs sont le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

V.3.1.2. Tour de prise

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

La variante choisie

Comme le diamètre de la conduite est faible on retient la variante d'une conduite en charge installée sur la rive gauche au-dessus de la galerie de la vidange du fond.

V.3.2. Dimensionnement de la prise d'eau

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau II.22, le volume maximum demandé est celui du mois d'Octobre.

$$V_{\max} = 1 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{Soit : } Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \quad (\text{V.5})$$

Où : T : Temps de prise (T = 31 jours).

$$\text{A.N : } Q_{\max} = 0.37 \text{ m}^3/\text{s}.$$

On suivant la même procédure de calcul de la vidange de fond avec on se basant sur l'équation (V.2). Avec un coefficient de la vitesse $\mu = 0.30$

A.N :

$$\text{La surface est: } A = 0.07 \text{ m}^2; \text{ Le diamètre de la conduite sera : } D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\Pi}} = 0.32 \text{ m};$$

On prend un diamètre normalisé : $D_{vf} = 400 \text{ mm}$.

□ **Corrigent le coefficient de débit μ :**

on se basant sur l'équation (V.2) et l'équation (V.3).

$$\text{A.N : } \lambda = 1.7; \sum \xi_{Lin} = 1.3 \text{ d'où } \mu = 0.4;$$

$$\text{Donc : } A = 0.06 \text{ m}^2 \text{ et } D_{vf} = 0.31 \text{ m};$$

On prend un diamètre normalisé : $D_{vf} = 400 \text{ mm}$.

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de : $V_s = 2.95 \text{ m/s}$.

V.4. Ouvrage d'évacuateur de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

V.4.1. Le choix de type d'ouvraged'évacuateur de crue

Le choix du type d'évacuateur de crues est lié d'abord au type de barrage retenu. Pour le barrage en remblais, l'évacuateur est un ouvrage indépendant du barrage. En raison de la qualité égale du roc sur les deux rives au niveau du site retenu, les seuls facteurs influençant le choix du type d'évacuateur seront d'ordre économique.

La topographie du site permet d'envisager l'aménagement de deux types d'évacuateur : avec écoulement en surface ou écoulement en galerie sous le barrage. Trois sites sont également possibles: sur l'appui droit du barrage, sur l'appui gauche et dans le fond de la vallée.

V.4.1.1. L'évacuateur de crues de surface

L'évacuateur de crues de surface est composé par les éléments suivants: déversoir, coursier et bassin d'amortissement. Le déversoir est de type déversoir latéral libre avec une longueur de 90,0 m et la crête calée à la cote 1174.7 (NRN).

L'évacuateur de crues latéral à entonnement frontal représente les avantages suivants:

- ❑ Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- ❑ Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- ❑ Le coût peu élevé ;
- ❑ La difficulté de modification.

V.4.1.2. L'évacuateur de crues tulipe en lit de l'oued

Pour l'évacuateur de crues tulipe en lit de l'oued, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- ❑ Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s ;
- ❑ Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- ❑ Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage) ;
- ❑ Problème de vibration ;
- ❑ Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien) ;
- ❑ Dissipation au pied de la digue.

V.4.1.3.Choix de la variante

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tous ces problèmes ramène à rejeter cette Variante.

De ce fait l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte beaucoup plus au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation. Le bon fonctionnement et la sûreté de celui si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

V.4.1.4. Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sûr des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

- De point de vue géologique, les deux rives favorisent l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité des rives, bonne géologie) ;
- La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur déversante.

Rive gauche :

On remarque que l'implantation de l'évacuateur de crues sur cette rive est difficile. Car la pente est importante Ceci peut entraîner des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression, instabilité de l'écoulement) qui par conséquent influent sur la stabilité de l'ouvrage.

Rive droite :

L'évacuateur de crues implanté sur cette rive sera rectiligne sur toute sa partie déversante et ses ouvrages intermédiaires (coursier, chenal), et aura une longueur moins importante (aspect économique).

Après ce qu'on vient de voir, la rive droite est la plus avantageuse pour l'implantation de l'évacuateur de crues. Donc celui-ci à entonnement frontal sera projeté sur cette rive.

V.4.2.Dimensionnement hydraulique de L'évacuateur de crue

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversante (90 m) et pour la même charge ($h_{dév} = 3.15$ m) et le même débit déversant (1300 m³/s).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

V.4.2.1. Le canal d'amenée

Le canal d'amenée (canal d'approche) permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \quad (V.6)$$

Où :

Q : Débit à évacuer [m³/s] ;

S_{can} : Section du canal en [m²] et S_{can} = H x b ;

H : Charge d'eau [m] et H = h + P ;

P : Hauteur de pelle en [m] ; h : Lambe déversante en [m].

A.N : $V_{ap} = 3.3 \text{ m/s.}$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre 4,4 et 10m/s donc pas de risque de l'érosion.

V.4.2.2. Le déversoir

L'étude d'optimisation a aboutie à choisir une longueur déversante de 90m; ceci n'est valable que pour un déversoir rectiligne, mais pour notre cas et dans le but de minimiser le volume des excavations, nous avons opté pour un déversoir avec seuil curviligne d'un rayon de 14.5 m. Il a été choisi de façon à avoir un évacuateur le plus économique possible et déployé sur un espace de 50 m.

Le profil du seuil rectiligne est de type Creager, il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2H^{0.85}} \quad (V.7)$$

H : Charge sur le déversoir (m).

Le profil du déversoir est représenté par la Figure (V.9).

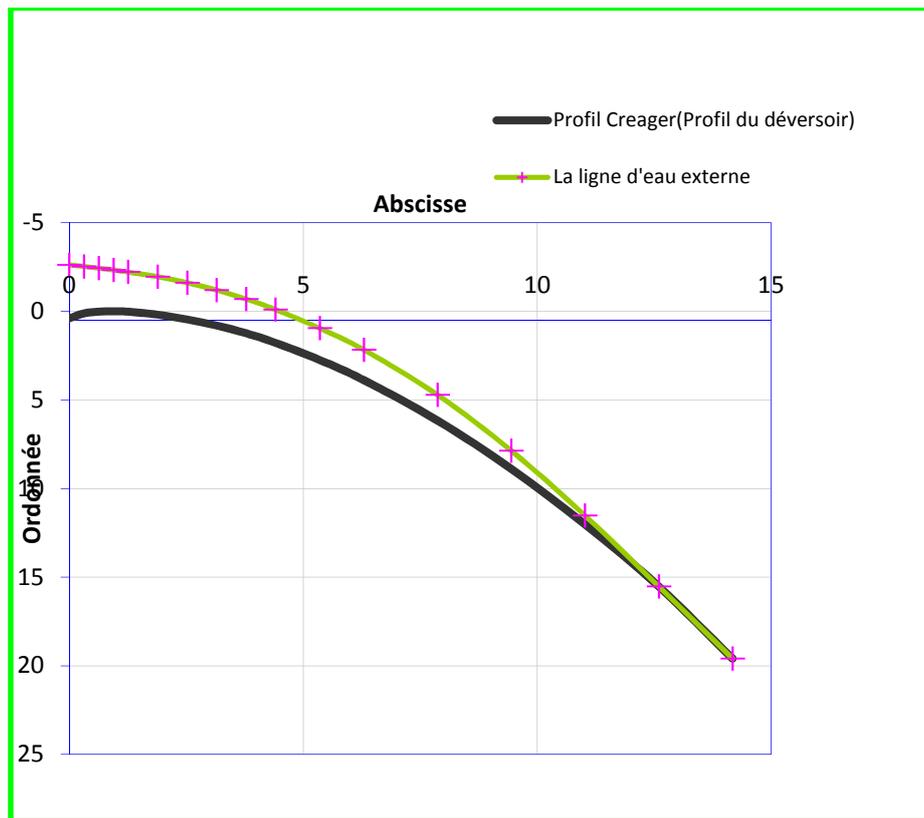


Figure V.9 : Profil du déversoir Creager

V.2.2.3. Le chenal d'écoulement

Le chenal d'écoulement fait suite directement au déversoir, il permet de véhiculer l'eau déversée au coursier par l'intermédiaire d'un convergeant. La longueur du chenal est fonction de la topographie du terrain, elle est prise égale à 30 m, et sa pente est de 0.1%.

V.4.2.4. Le coursier

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

❑ **Largeur du coursier :**

Elle est donnée par : $b_{\text{cou}} = Q^{0.4}$ (m).

Pour notre cas on prend $b_{\text{cour}} = 45$ m.

❑ **Longueur du coursier :**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique. $L_{\text{cou}} = 113.5$ m et la pente topographique est de $I_{\text{cou}} = 10.3\%$.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique " y_c " et la pente critique.

□ **profondeur critique :**

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \quad (V.8)$$

Où :

Q : débit de projet lamine = 1260 m³/s ;
b : la largeur de déversoir.

A.N : $y_c = 4.3 \text{ m} > y_n$.

La hauteur normale est calculée par itération à l'aide de l'équation Manning Strickler $y_n = 2.56$

□ **pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning Strickler :

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (V.9)$$

Où :

R_H : rayon hydraulique en [m]; I : pente en [m/m];
S : section mouillée;
K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71) ;

Pour une section rectangulaire : $I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2$

A.N : $I_{cr} = 0.3 \% < I_{cou} 3.2 \%$, donc la condition est vérifiée.

□ **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :**

Le calcul de la ligne d'eau est fait par un moyen informatique, avec le Logiciel « CANAL21 ».

Tableau V.6 : Calcul de ligne d'eau

Q (m3/s)	Strickler	I (m/m)	y_n (m)	y_c (m)	Régime	L bief (m)
1260	71	0.102	1.67	4.0	NT	113.5

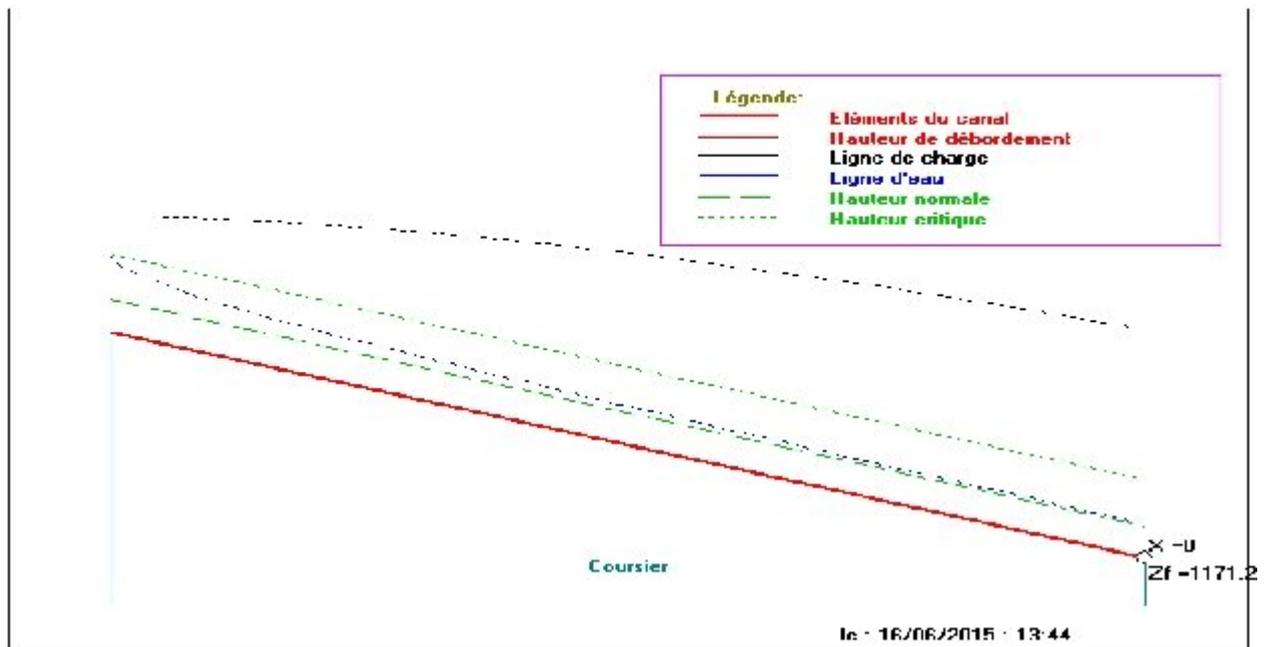


Figure V.10 : Tracé de la ligne d'eau (avec canal 21)

V.4.2.5. Dissipateur d'énergie

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

La projection d'un ouvrage de restitution de type saut de ski, s'avère intéressante, compte tenu de la structure géologique que présente le terrain de la fondation sur la rive droite. D'autant que ce dispositif est plus économique par rapport aux autres ouvrages (gain de béton).

Le principe consiste à installer, en bas du déversoir, un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle θ en général de 35° à 45° .

Le jet se désintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance :

$$X = 2k\left(y + \frac{V^2}{2g}\right)\sin 2\theta \quad (V.10)$$

Où :

- K : Coefficient d'aération $K = 0.9$;
- y : tirant d'eau $y = 1,8$;
- v : la vitesse de départ de saut de ski $V = 9.97$ m/s ;
- θ : angle de sortie $\theta = 45^\circ$.

A.N : $X = 40.89$ m

Le saut de ski est d'une partie courbure (rayon de courbure R) est d'une zone d'impact à l'aval. Avec un cas de jet qui s'élance dans l'air et dont la zone d'impact se trouve loin de l'aval.

□ **Les caractéristiques d'écoulement :**

- Le débit unitaire $q = 14.44$;
- Le nombre de Froude : $F_R = 4.8$ pour $h = 1.835$;

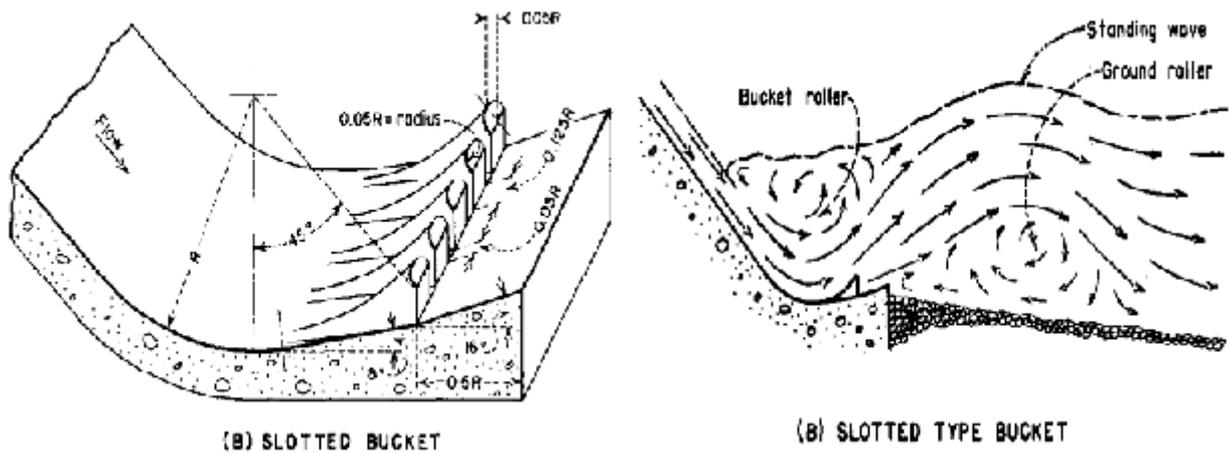
- La vitesse d'écoulement : $V = 20.24 \text{ m/s}$;
- La charge d'eau $H = h + \frac{q^2}{2gh^2}$. $H = 22.72 \text{ m}$.

❑ **Détermination de rayon de courbure :**

Le rayon de courbure dépend de nombre de Froude et de la charge hydraulique en utilisant un abaque tiré de construction hydraulique Rayon min relatif R_{\min}/H de l'auge avec un seuil denté en fonction de F pour $F = 4.8$, $R_{\min}/H = 0.35$ donc $R_{\min} = 8 \text{ m}$.

L'auge de dissipateur sera munie de dents voir figure V.2.

- La largeur d'une dent est : 1 m ;
- L'espace entre les dents est : 0.4 m ;
- Une largeur de 4 m à l'aval des dents fera jaillir le jet et à minimiser l'écoulement de la structure.



Source : Desing of small dams

Figure V.2 : cuvette à bord crénelé avec son fonctionnement hydraulique

Comme le saut de ski est à la cote 1161 m NGA. l'eau va jaillir sans fosse d'affouillement ver le canal de restitution qui nécessite aucune protection, et qui se positionne a la cote 1174 m NGA.

V.4.2.6. Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel, les paramètres hydrauliques nécessaires pour le dimensionnement du canal sont :

La hauteur critique :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \quad (V.10)$$

$$\text{Avec: } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{K \cdot m}{b}$$

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \quad \text{Avec} \quad C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}$$

A.N : $h_{cr} = 1 \text{ m}$ et $I_{cr} = 0.23$.

La profondeur normale : elle est égale a $T = 3.8 \text{ m}$.

Et comme $h > h_{cr}$ et $I < I_{cr}$ donc l'écoulement est fluvial avec une vitesse $V < V_{adm}$, donc il faut juste faire le reprofilage du terrain qui est plus au moins rocheux.

V.4.2.7. Conception de l'évacuateur de crues

V.4.2.7.1. Hauteur des murs bajoyers

□ **chenal d'écoulement :**

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue ($N_{cr}=1182.5 \text{ m}$) qui correspond à une hauteur de 8.3 m.

□ **Hauteur des murs au niveau du coursier :**

On a :

$$h_m = h_e + r$$

Où :

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m] ;
 h_e : Lamé d'eau sur le déversoir = 4.3m ;
 r : Revanche de sécurité (m) donnée par $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$.

A.N : $h_m = 5.2 \text{ m}$.

V.4.2.7.2. l'épaisseur des murs bajoyers

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.5 m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

V.4.2.7.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

□ **Vérification de l'apparition des vagues roulantes :**

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

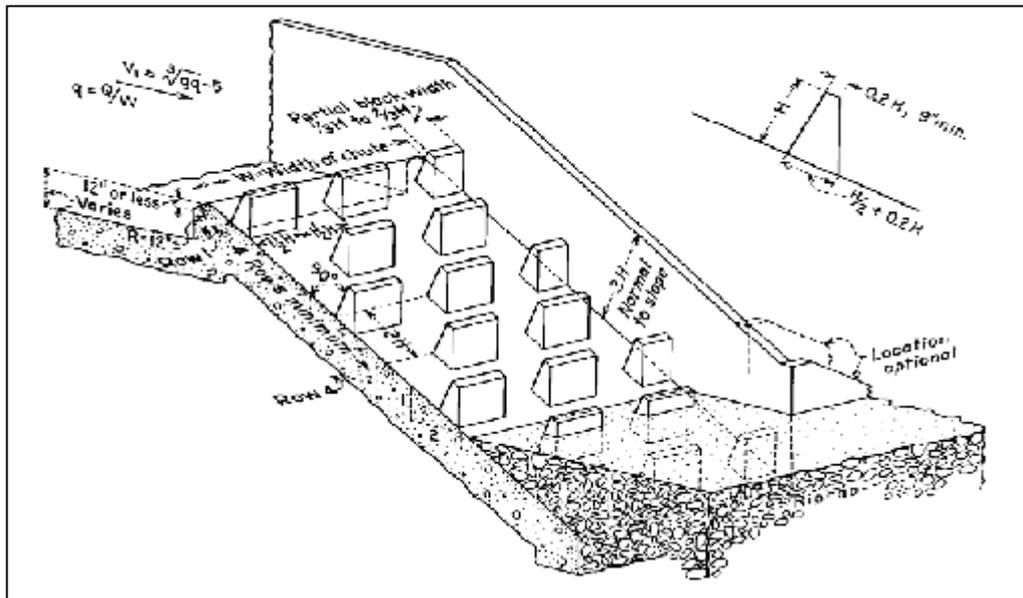
$$b/h < (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 < 40$$

Où :

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

A.N : $\frac{b}{h} = 15.5 > (10 \div 12)$ Et $Fr^2 = 3.5 < 40$

Comme il y a risque n'apparition des vagues roulantes sur le long du coursier, on propose comme solution un dissipateur d'énergie dans l'ouvrage terminal comme le montre la figure ci-dessous.



Source : Desing of small dams

Figure V.11 : dispositif de lutte contre la formation des vagues roulantes dans le coursier

❑ **Entraînement d'air :**

A partir de l'abaque

$$\frac{D}{n} = f \left[\left(\frac{q}{\sqrt{gn^3}}, I \right) \right] \quad (V.11)$$

Où :

q : débit linéaire $q = 14 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m.l}$;

I : pente du coursier ;

n : coefficient tiré de l'abaque.

Soit : $\frac{D}{n} = 521$ D'où : $D = 72.81\text{m}$

Vu la longueur totale du coursier qui est de 113.5 m, il n'y aura pas une apparition du phénomène d'entraînement d'air.

Conclusion

Les dimensions des ouvrages annexes :

□ La dérivation provisoire :

- *La galerie*

- La longueur de la galerie est de : 264 m ;
- Le diamètre est de : 4 500 mm.

- *Le batardeau*

- La hauteur : 10m ;
- La largeur en crête : 5m ;
- Fruit des talus : 1V/3H.

□ L'évacuateur de crue :

Il est de type latéral a entonnement frontal avec un seuil circulaire de $R = 14$ m, implantée sur la rive droite;

- La hauteur au niveau de chenal d'écoulement : 8m ;
- La largeur au niveau de chenal d'écoulement : 50m ;
- La longueur de l'évacuateur : 150 m.

□ la vidange de fond :

Elle est de type galerie en béton a surface libre combinée avec la dérivation provisoire;

- La longueur de la galerie est de : 150 m ;
- Le diamètre est de : 2 200 mm.

□ La prise d'eau :

Elle est de type conduite en acier avec un écoulement en charge combinée avec la vidange du fond;

- La longueur est de : 140 m ;
- Le diamètre est de : 400 mm.

Chapitre VI

Chapitre VI

Organisation de chantier et estimation quantitative et financière du projet

Introduction

Une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du cout de réalisation de l'ouvrage ainsi que son délai d'exécution. Notre étude consistera donc à organiser le chantier de construction du barrage de Sidi Naceur tout en assurant :

- La rapidité d'exécution des diverses opérations ;
- Une économie par synchronisation et réduction des travaux;
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

En finalité un devis quantitatif est estimatif du projet sera établi afin d'évaluer le cout de réalisation du barrage.

VI.1. Description de chantier de barrage

La variante retenue est celle d'un barrage en enrochement à noyau central d'argile. Tous les matériaux constituant le corps de la digue sont présents à proximité du site, sauf ceux nécessaire pour les travaux de bétonnage des ouvrages annexes (ciment,..).

La variable retenue nécessite les différents engins de terrassement cités dans le tableau suivant. Et moins de mains d'œuvre.

TableauVI.1 : Engins de terrassement

Engins	Rôle
Bulldozer	Pour l'exécution des déblais et des remblais
Ripper	Pour les terrains semi-durs
Pelle	Pour l'extraction des alluvions
Camion bennes	Pour le transport des terres
Niveleuse	Pour le réglage.
Compacteur	Pour le compactage
Camion-citerne	Pour l'humectage

VI.2.Ordre d'exécution des travaux

Les travaux de chantier sont exécutés dans l'ordre suivant :

- Prévention d'une route d'accès au chantier ;
- Installation du chantier ;
- Implantation des axes des différents ouvrages ;
- Mise en place d'un pré batardeau pour la construction de l'ouvrage de dérivation dans la fondation de la digue ;
- Construction de l'ouvrage de dérivation ;
- Construction du batardeau ;
- Construction de la prise d'eau et la vidange du fond ;
- Travaux des injections ;
- Construction du corps du barrage la digue (noyau, filtre, drain, protection des talus) ;
- Construction d'évacuateur de crue ;
- Mise en eau.

VI.2.1. Installations de chantier

Les différentes installations qu'il faut implanter sont :

- ❑ Installations destinées au personnel ;
- ❑ Installations destinées au stockage des matériaux ;
- ❑ Installations destinées à la réparation des engins ;
- ❑ Installation destinée pour la préfabrication.

VI.2.2. Travaux Préparatoires

Parmi les travaux préparatoires qu'il faut établir les suivants :

- ❑ Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction ;
- ❑ Décapage de l'emprise de la digue ;
- ❑ Déboisement et défrichage de la cuvette, démolition éventuelle d'infrastructure noyée.

VI.2.3. Implantation de l'Ouvrage

L'implantation de l'ouvrage consiste à matérialiser par rapport aux points de basse les éléments suivants :

- ❑ Axe du Barrage ;
- ❑ Assiette du Barrage définie par les profils en travers ;
- ❑ Axes des ouvrages annexes : Dérivation provisoire, évacuateur de crue.

VI.2.4. Exécution de la dérivation provisoire

Elle est construite en deux étapes :

- ❑ **Première étape** : Construction d'un batardeau temporaire et d'un canal à ciel ouvert sur la rive droite.
- ❑ **Deuxième étape** : Construction et la galerie de dérivation sur la rive gauche et d'un batardeau permanent.

❑ **Exécution du batardeau principal**

Les règles d'économie dictent l'utilisation des matériaux extraits des excavations de l'évacuateur de crue avec le remblayage de la digue du batardeau principal et ceci pour éviter une double manutention des déblais, donc les massifs de ce batardeau seront en colluvions avec un noyau d'argile.

VI.2.5. Travaux des injections

Les travaux des injections ont pour but de créer un rideau étanche dans la fondation. Ce rideau est formé de lignes de trous dans lesquels on envoie un coulis (ciment + eau et parfois de la bentonite), en sous pression pour boucher les chemins où l'eau passe. Les forages seront exécutés avec des appareils à rotation. Après la réalisation de ces forages il sera procédé à un essai pour l'évaluation de la perméabilité de la zone à injecter. Une canalisation d'amener du coulis est mise en place dans le trou, le coulis mis en pression par une pompe pénètre dans les fissures. Un obturateur l'empêche de remonter entre la canalisation d'amener et les parois du forage.

VI.2.6. Exécution de la digue

Une fois la fondation de la digue préparée, on procède à la mise en place des terres dans son noyau. Cette opération consiste à l'épandage (régalage) des matériaux du remblai (argile), suivi d'un nivellement, humectation puis compactage jusqu'à l'obtention du degré de compactage exigé par le projet.

Le remblayage en enrochement des différentes zones de la digue sera exécuté avec les matériaux provenant des diverses carrières qui se trouvent à des distances relativement acceptables.

VI.2.7. Exécution des travaux de mise en place des filtres et drains

L'extraction des matériaux pour filtres et drains du lit d'oued se fera à l'aide d'une pelle hydraulique équipée en rétro, puis ils seront concassés pour avoir la granulométrie exigée par le projet d'étude.

La mise en place des filtres et drains est identique à celle des massifs de la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux fins et par conséquent influe sur la fonction du filtre.

VI.2.8. Enrochement de protection des parements

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) sont simplement déversés et régalez à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs, cette opération se répète au fur et à mesure de la montée du remblai et c'est tous les 3m.

VI.2.9. Exécution des travaux de bétonnage

Le béton est transporté à partir d'une centrale à béton réalisée à proximité du site. Pour la réalisation de la vidange du fond et l'évacuateur de crue.

VI.3. Planification

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de la réalisation de chacune des opérations qui le composent, 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 de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques.

VI.3.1. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

- ❑ **Collection des informations :** Une analyse des informations acquises par l'ANBT permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.
- ❑ **Décomposition du projet :** le projet sera décomposé en tâches, et nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels, et sa durée de réalisation en fonction de la cadence des travaux de chaque engin.
- ❑ **Relations entre les tâches :** Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.
- ❑ **Choix de la méthode de calcul**

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M.**

VI.3.2. Symboles des différentes opérations

Comme la vraie planification des travaux de réalisation d'un barrage est plus au moins complexe. On a choisi les opérations fondamentales, ou leurs symboles sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2: symboles des opérations

Nom des opérations	OP	TR (mois)	Nom des opérations	OP	TR (mois)
Travaux routiers et Installation de chantier	A	7	Construction du noyau du barrage et drain	G	16
Pré batardeau et canal de dérivation	B	8	Recharges des deux talus	H	12
Batardeau	C	3.5	Protection des talus	I	10
Injection	D	1.5	Construction de l'évacuateur de crue	J	8
Construction de la prise d'eau et conduite et vidange	E	10	Equipement hydrauliques et finition	K	1
Préparation des zones d'emprunt	F	3	Mise en eau	N	-

VI.3.3. Construction du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes. On va réaliser un réseau à nœud où 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.



Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- ❑ Etablissement d'une liste des tâches ;
- ❑ détermination des tâches antérieures;
- ❑ Construction des graphes partiels ;
- ❑ Regroupement des graphes partiels ;
- ❑ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage (Construction du réseau).

VI.3.4. La méthode de calcul C.P.M

❑ Les paramètres de la méthode

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR** : temps de réalisation ;
- DCP** : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP** : date de commencement au plus tard ;
- DFP** : date de finition au plus tôt ;
- DFPP** : date de finition au plus tard ;
- MT** : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

❑ Le chemin critique (CC) :

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 :

$$\text{CC} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{c.c}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

Notre réseau est représenté sur la figure VI.1; le diagramme gant est donné en annexe.

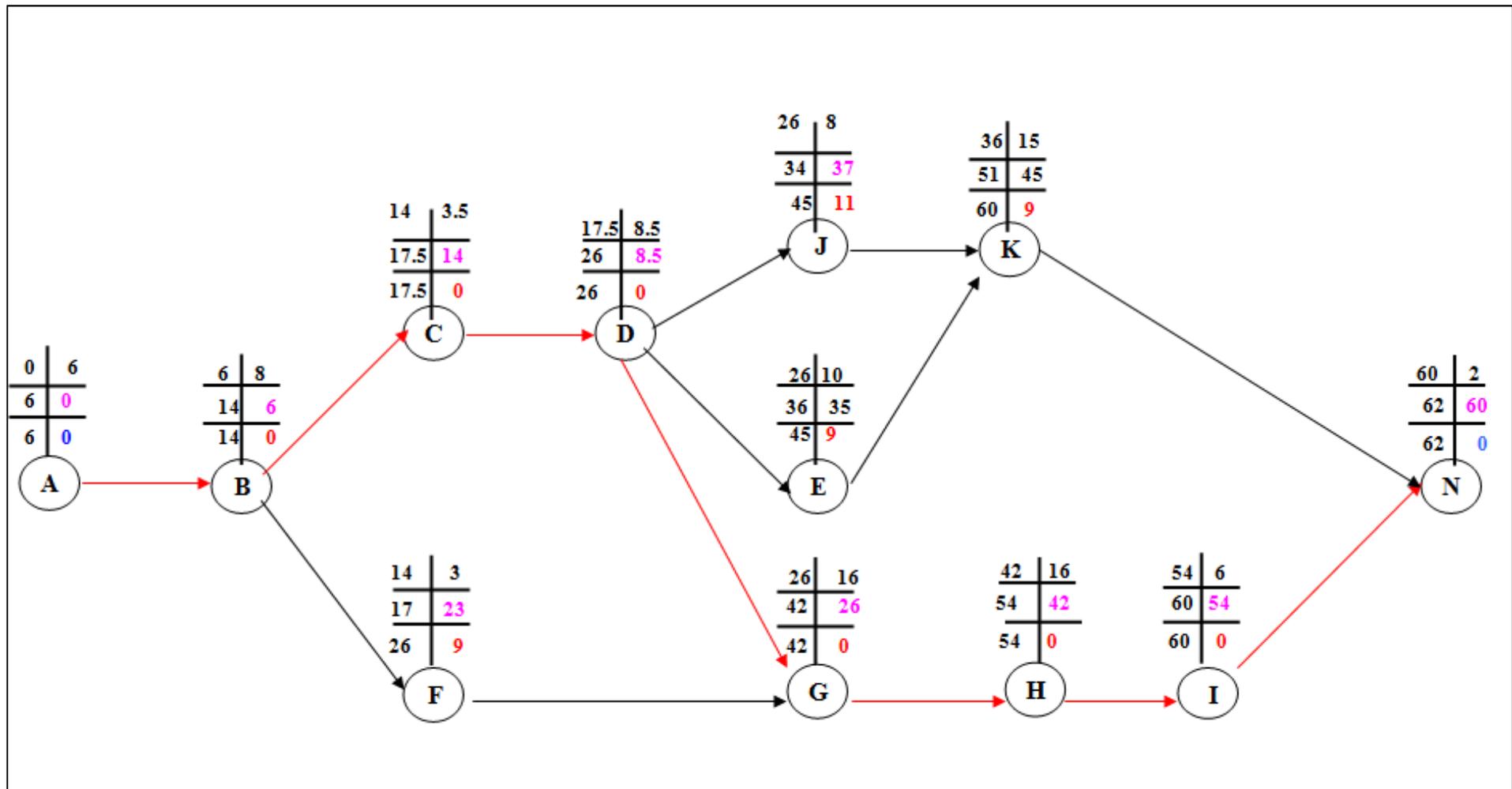


Figure VI.1 : Calcul par C.P.M du réseau a noeud

VI.4. Estimation quantitatif est financières du projet

Le devis estimatif d'un barrage est constitué de 3 principaux lots:

- ❑ **le lot 1** : les travaux de génie civil,
- ❑ **le lot 2** : la fourniture, la pose, et les essais des équipements mécaniques et hydromécaniques,
- ❑ **le lot 3** : la fourniture, la pose, et les essais des équipements électriques.

VI.3.1. Les travaux de génie civil

Les travaux de génie civil ont été décomposés en 7 postes :

- Les travaux préparatoires ;
- Le barrage proprement dit, pour lequel sont différenciés : les terrassements (déblais, remblais et transports de matériaux), les forages et injections réalisés depuis l'extérieur et depuis la galerie, le dispositif d'auscultation;
- Evacuateur en surface – en rive droite + Bassin d'amortissement;
- La dérivation provisoire – vidange de fond + prise d'eau (en lit de l'oued);
- Le bâtiment de commande.

Le devis estimatif du barrage et de ces ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire. Après avoir quantifié les différents volumes les résultats sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau VI.3: devis quantitatif des travaux

Digue			
Travaux	Prix u (DA)	Quantité (m3)	Total (DA)
Excavations en terrain meuble	295	18 296	53 ,2
Excavation des terrains rocheux	490	57 033	27,9
Forage et injection	4 400	9653	42,5
Remblayage du noyau	1 500	168447,1	252,7
Filtre et drain	1200	56149	67,4
Recharge	2 050	364968,7	748,2
Enrochement (Rip-Rap)	800	28074,5	22,5
Total			1.161,2

Suite du Tableau VI.2: symboles des opérations			
Evacuateur de crue + Bassin d'amortissement			
Déblai	290	147580	42,8
Travaux de bétonnage	9990	12699	126,9
Travaux de ferrailage	110	6542	3.2
Total			176,9
Galerie de dérivation, vidange du fond et prise d'eau			
Déblai	52650	290	15,3
Remblai	8447,1	1000	252,7
Travaux de bétonnage	9990	29154	291,2
Travaux de ferrailage	110	128130	14,1
Conduite PE 400	140	10000	1,4
Total			574,8

Le volume total des terres est estimé de 2.5 Mm³.

VI.3.2. Equipements et matériels

Les équipements et matériels ont été scindés en 2 familles, les équipements mécaniques et hydromécaniques et les équipements électriques.

- ❑ **les équipements mécaniques et hydromécaniques :**
 - Les équipements du circuit de vidange de fond;
 - Les équipements du circuit d'eau ;
 - Les équipements auxiliaires des circuits de vidange ;
 - Les engins de manutention ;
 - Les équipements auxiliaires de la chambre des prises ;
 - Les outillages nécessaires à l'exploitation et les principales pièces de rechange.
- ❑ **les équipements électriques :**
 - Le transformateur 30 kV / 400 V et sa cellule ;
 - Le groupe électrogène de secours ;
 - Les installations électriques générales.

Remarque :

Pour pouvoir chiffrés le cout de ces équipements l'assistance d'un fournisseurs spécialisés, est primordial et pour avoir une idée on a consulté les couts des barrages similaire au barrage de sidi Naceur au niveau de l'ANBT.

Tableau VI.4: Coût sec des travaux

	en MDA
LOT 1 - GENIE CIVIL	
A. Barrage en remblai zoné avec noyau d'argile	1.161,2
B. Evacuateur en surface – en rive droite + Bassin d'amortissement	176,9
C. Ouvrage Derivation, vidange et prise d'eau en lit de l'oued	418,6
SOUS TOTAL GENIE CIVIL	1.912,80
LOT 2 - HYDRO - MECANIKES ET MECANIQUE	
G. Circuit de vidange de fond	71,93
H. Circuit prise d'eau	25,85
I. Equipements auxiliaires des circuits	1,23
J. Engins de manutention	7,10
K. Equipements auxiliaires de la chambre de prises	3,26
L. Outillage d'exploitation - Pièces de rechange	3,23
SOUS TOTAL HYDRO - MECANIKES ET MECANIQUE	112,59
LOT 3 - ELECTRIQUE	
M. Transformateur et sa cellule 30kV/400V	2,50
N. Groupe électrogène de secours	4,76
O. Installations électriques générales	31,43
SOUS TOTAL ELECTRIQUE	38,69
COUT SEC TOTAL TRAVAUX ET EQUIPEMENTS	2.064,1

Conclusion

L'objet de ce chapitre été d'organiser le chantier de barrage de Sidi Naceur en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour la construction de ce barrage. Malgré les problèmes auxquels nous nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier, et de faire un devis estimatif de ce projet.

Le délai de construction du barrage est de **5 ans et 2 mois**, avec un montant de **2.064,1MDA**.

Finalement les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et qui perturbent l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

Chapitre VII

Chapitre VII

Etude environnementale



Introduction

La présente Etude a pour but principal le recensement d'impact de la réalisation du barrage en enrochement de Sidi Naceur, sur le cours d'eau de Sidi Naceur, dans la commune de Stitten. Afin d'approuver la faisabilité de ce barrage.

VII.1. La zone du projet

Le barrage en remblai et ses ouvrages annexes se situeront sur l'ouest sud de l'Algérie, dans la wilaya d'El Bayadh.

La Wilaya d'El Bayadh appartient aux domaines bioclimatiques semis aride. Les surfaces d'irrigation sont déjà développées sur 1000 ha dans la plaine de l'oued Sidi Naceur. Le village le plus proche du barrage et des ouvrages annexes est celui de Sidi Naceur.



Figure V1 : Village de Sidi Naceur

□ Etat d'eau et de sol

L'oued Sidi Naceur est un cours d'eau permanent dont les caractéristiques sont décrites dans le rapport hydrologique joint. Ces eaux se jettent à quelques kilomètres sur **Chott Ech Chergui**. Comme sur la majorité du territoire de l'Algérie, les sols et le relief de la zone d'étude sont marqués par une érosion fluviale et éolienne. Qui est plus au moins faible.



Figure V2 : Oued Sidi Naceur aval

□ Etat de paysage, flore et faune

Au site du futur barrage et de ses ouvrages annexes, la flore est très peu abondante. La Cuvette est très faiblement boisée avec de très rares cultures sur les terrasses alluviales et les zones verdâtres longeant les oueds. Diverses espèces d'oiseaux sont également présentes. En période humide (au printemps, au mois de mars et d'avril), il n'existe pas de végétaux rares ni d'espèces animales protégées par la législation algérienne et qui seraient susceptibles d'être menacées par la réalisation de l'aménagement hydraulique envisagé.

❑ **Activités socio-économiques**

Au cours de la décennie précédente, l'agriculture avec l'irrigation dans la région d'El Bayadh a connu un développement important. La population est très consacrée à l'agriculture potagère extensive qui n'a jamais cessé de motiver les investissements ni les activités axées sa sauvegarde.

Pour réaliser ce barrage et l'ensemble de ces ouvrages, des voies d'accès temporaires et permanentes doivent être établies. Les pistes permanentes permettront l'accès au barrage et aux ouvrages, ainsi qu'aux équipements du barrage, aux fins de maintenance. Elles contribueront aux transports dans la région. Les pistes provisoires ne seront utilisées que pendant les travaux d'exécution des ouvrages et au cours de l'exploitation des zones d'emprunt.

VII.2. Impacts sur l'environnement

VII.2.1. Impacts sur le sol et l'eau

Une source principale d'impact majeur est la création d'un réservoir dont la superficie est susceptible de varier fortement dans l'année.

Les sédiments provenant de l'érosion fluviale, qui est très faible dans la zone du lit de l'oued, une fois piégés dans la retenue, vont réduire les apports solides en aval et pourront déséquilibrer l'écosystème de **Chott Ech Chergui**.

VII.2.2. Impacts sur le paysage, la flore et la faune

L'impact le plus significatif est l'ennoisement des formations végétales de l'emprise du réservoir, ainsi que des habitats de faune qu'elles constituent. Cet impact est jugé mineur dans la mesure où aucune espèce floristique ou faunistique protégée n'a été signalée.

La construction d'un tel aménagement hydraulique, et de la retenue en particulier, aura des effets bénéfiques sur le paysage qui est dénudé durant la plus grande partie de l'année.

La réalisation de cet aménagement augmentera localement le taux d'humidité de la zone et l'on peut espérer une plus grande abondance de la végétation. La faune aura moins de difficultés pour disposer de l'eau d'abreuvement hors des périodes où l'oued est actuellement en eau.

La retenue, qui sera en eau toute l'année (mais avec un volume réduit à la tranche morte en régime des plus basses eaux), peut améliorer les conditions de survie de la faune aquatique et, en particulier, de différentes espèces de poissons éventuellement adaptées à l'écologie de ce milieu. En dehors du volume mort, la totalité du volume actif sera utilisé après remplissage.

VII.2.3. Impacts socio-économique

Des terres agricoles seront également noyées par la retenue. Il s'agit le plus souvent de jardins potagers attenants aux habitations et des terres occupées par de superficies limitées.

L'exécution des travaux de construction de ce barrage contribuera notablement, mais temporairement, à la réduction du taux de chômage dans la région à travers les emplois fournis.

A l'issue de la réalisation de l'aménagement hydraulique, des emplois permanents seront créés dont certains pourront bénéficier à la population locale.

Et comme la dynamique de diversification des activités agricoles privilège la durabilité du développement rural au point de vue de la conservation des ressources naturelles dans l'optique d'une amélioration des revenus de la population locale. La construction de ce barrage aura un impact positive dans le coté socio-économique.

VII.2.4. Impacts sur l'écosystème de Chott Ech Chergui

Le Chott Ech Chergui est, après le Chott Djerid en Tunisie, la plus grande zone humide naturelle de ce type en Afrique du Nord. De par sa dimension, il contient de nombreux milieux d'eau douce, salée, saumâtre et thermale de dimension largement internationale au vu de la biodiversité qu'il renferme. C'est également un type assez rare de zone humide permanente située dans une région steppique, aride où l'eau est souvent temporaire.

Le Chott Ech Chergui est une zone très riche en ressources en eaux salées, saumâtres et thermales chaudes, il est indu dans l'un des plus grands bassins versant de l'Algérie d'une superficie d'environ 40.000 km². Représentatif de la région méditerranéenne, notamment en raison de la diversification des habitats qu'il renferme, on y rencontre des zones steppiques toujours vertes aux alentours du chott et des sebkhas complètement dépourvues de végétation. A ces formations végétales s'ajoutent les formations des zones humides où se rencontre une végétation purement aquatique lacustre.

Le chott Ech Chergui abrite des espèces végétales vulnérables, menacées d'extinction. Aujourd'hui, il reste encore de ces plantes quelques vestiges dégradés. Il existe également une espèce de poirier (*Pyrus gharbiana*) signalée ici pour la première fois en 1907, cette espèce, rare dans la région, nécessite un suivi scientifique en vue de son extension dans la région.

Le Chott Ech Chergui est un refuge très important pour les oiseaux d'eaux migratrices et nicheurs à cause de sa situation en zone semi-désertique et steppique. C'est actuellement l'unique site du Sud de l'Algérie connu comme site d'hivernage et de nidification du Fuligule nyroca qu'on pensait plutôt inféodé au seul complexe d'El Kala. Son rôle comme gîte d'étape, voire comme site d'hivernage important est probable. Malheureusement, les chiffres disponibles aujourd'hui, trop différents une année sur l'autre et obtenus par des agents manquant d'expérience et de matériel d'observation adéquat, ne permettent pas d'en apporter la preuve.

La construction de ce barrage va accentuer l'extinction des espèces végétales, et la disparition des espèces animal rare, telle que l'Outarde houbara et la gazelle *Gazella gazella*. Et

malheureusement c'est tout un écosystème vital qui est vulnérable à la destruction avec l'extension de construction des barrages en amont de ce chott précieux. Ci-dessous quelques images représentatives de cet écosystème.



Figures : Chott Ech Chergui

Conclusion générale

Conclusion générale

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de faisabilité du barrage de Sidi Naceur ont permis de tirer les conclusions suivantes :

La construction du barrage de Sidi Naceur est Faisable et n'implique aucune difficulté technique particulière avec un coefficient de rentabilité nettement supérieur à 4. De plus, le choix d'un barrage du type enrochement à noyau centrale d'argile comme digue principale permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ.

L'emplacement et le type d'évacuateur de crue a été arrêté pour un évacuateur type frontal placé sur la rive droite de la digue, pour une largeur de 90 m après une étude d'optimisation (technico-économique).

La galerie de dérivation projetée sur la rive gauche va jouer un double rôle ; l'évacuation de la crue de l'oued pendant la période du chantier grâce à un batardeau placé à l'amont, d'autre part la vidange du fond ainsi que la prise d'eau vont être combinées dans le corps de la dérivation qui sera exploité comme galerie visitable pendant l'exploitation du barrage.

Grâce à la capacité de la retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production, et le développement des industries induites. En plus, le barrage pourra satisfaire dans le futur les besoins en eau de la population, du bétail sur l'ensemble de la vallée.

Cette étude a permis de définir les critères technico-économique les plus favorables possibles pour la réalisation de barrage de Sidi Naceur.

Bibliographie

Bibliographie

A.Olivera,1996. barrage BCR. Bacara.

Anton j.Schleiss et Henri pongach. les barrages du projet à la mise en service. Presse polytechnique.

B. TOUAIBIA, 2001. Régularisation des débits. Polycopié de cour : régularisation de débit. ENSH Blida. Janvier 2001.

B. TOUAIBIA, 2004. Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.

B. TOUAIBIA, B. BENLAOUKLI, introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.

Badri Toufik, 2007. Etude de faisabilité d'un petit barrage sur l'oued Bou-Kalli. Mémoire de fin d'étude ; département Aménagement et ouvrage Hydraulique. ENSH Blida.

CIGB, 1986. Choix de la crue de projet. Bulletin 82.

CIGB, 1986. Maitrise de la rivière, pendant la construction du barrage. Bulletin 48a.

CIGB, 1987. Evacuateur de crue des barrages. Bulletin 58.

CIGB, 1993. Matériaux rocheux pour barrages en enrochement. Bulletin 92.

CIGB, 1994. Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95.

CIGB, 1994. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 95.

François Anctill et als. Hydrologie, cheminement de l'eau. Presse internationale polytechnique.

G.Lande, (1953). Dignes en terre compactée, pratiques américaines. Paris, France.

Gerarde Degoutt. Petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France. 1997.

J ean-Luc et Bertarand-Krajewski, cours d'hydrologie urbaine, perte avant ruissellement. INSA.de Lyon. octobre 2006.

J.P. Labordeb, Elément d'hydrologie de surface. Université de Nice - Sophia Antipolis. 2000.

Jean-Maurice et all, Techniques des petits barrages. En Afrique saharienne et équatoriale, Cemegref. 1999.

Luis E. Rosete Gamboa, Agustín Alvarez García. 2004. Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs de crue. ANBT.

- M. Benlahrech, 1987.** Organisation de chantier du barrage Gargar – W. Relizane. Mémoire de fin d'étude. ENSH Blida.
- M. Hassane,** Calcul de la dérivation provisoire, Polycopié cour : ouvrage annexes. ENSH Blida. 2006.
- M. Hassane,** Formulaire de calcul des aménagements, Polycopié cour : ouvrage annexes. ENSH Blida. 1998.
- M. Mihoubi,** Polycopié mémorandum mémoire de fin d'études. ENSH Blida. 2010.
- Paul Meylan et André Musy.** hydrologie Appliquée. Edition HGA, Bucarest. 1999.
- Paul Meylan et André Musy.** hydrologie fréquentielle. Edition HGA, Bucarest. 1999.
- R. Rolley.** Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1997.
- Rabbah Mohamed, 2011.** Etude avant détaillé de projet détaillé du barrage de Bouzina en BCR. 2011. Mémoire de fin d'étude; département Aménagement et ouvrage Hydrotechnique. ENSH Blida.
- Rémi Pochat, 1980.** Evacuateurs de crues. CTGREF. octobre 1980.
- Richard H. McCuen, 1998.** Hydrologic Analysis and design. Pearson Education. 1998.
- Rodríguez, Bernardo A, La Rosa, Santos. 2004.** Manuel de conception et projets typiques des digues en terre : Procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT.
- United States department of the interior, 1960.** Design of small dams. A Water Resources Technical Publication. Third Edition, 1987.
- V. Volkov.** Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986.
- Valdés Pedro, Pérez Arcel. 2004.** Manuel de conception et projet typiques de prises d'eau et vidanges de fond. ANBT.
- Will H. Hager, Anton j. Scheiss.** Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de lausanne : Ecoulement stationnaires. Presse polytechnique et universitaires romandes, lyon. 597.

Sitographie

www.vitamedz.com/chott-ech-cheroui/Articles (consulté le 15 mai 2015)

Annexe

Tableau annexe 1 : Résultats des essais de classification des travaux de reconnaissances

N°	EMPLA- - CEMEN T	Désignation D'échantillon /Profondeur De Prélèvement D'échantillon	Nomoc- -lature	Poids Spécifique	Granulometrie					Limite De consistance				IN SITU		Teneur en			Essai Spéciaux effectués	
					< 0.00 2	< 0.07 4	< 4.76	< 76.2	D _{ma} x	LL	PL	IP	IC	δ	W	MO	Car Bo Na té			
																%	%	%		
1	SN-	P - 1 /0-1,5	CL	2,84	*	60	100			28	17,8	10,2								
2		P- 1 /15-2,5	SM		5	26	100			S A	B L	E								
3		T- 6 /00-1,0	ML/CL		11	37	100			19,7	15,6	4,1								Cup,E, UU,DCs,P,PRs t
4		T- 6 /10-2,0	ML/CL	2,7	6	32	100			20,5	14,5	6					1,8	16,9		
5		T- 7 /00-1,0	GM/GC		7	24	58	100		21,2	15,7	5,5								
6		T- 8 /00-1,0	SM		0	17	47	91	100	S A	B L	E								
7		T- 9 /00-1,0	CL		17	63	100			30,8	16,7	14,1								Cup,E, UU,DCs,P,PRs t
8		T- 9 /10-3,0	CL	2,72	28	84	100			30,8	12,7	18,1					3,3	35,4		
9		T- 10/00-1,0	CL		19	73	100			41	20,6	20,4								
10		T- 10/10-2,0	ML/CL	2,7	11	35	95	100		19,8	14,3	5,5					1,4	15,2		UU,DCs,P,PRs t
11		SPT-1/0,0-0,45	SM		9	42	100													
12		SPT-1/1,0-1,45			*	48	100			21,5	18,6	2,9								
13		SPT-1/2,0-2,45	SP		6	22	98	100												
14		SPT-1/3,0-3,45	SM		7	23	100			17,8	17,8	0								
15		SPT-1/4,0-4,45	SP		7	23	100													
16		SPT-1/5,0-5,45	SP		8	36	100													
17		SPT-1/6,0-6,45	SP		6	23	100			S A	B L	E								
18		SPT-1/7,0-7,45	SP		7	33	100													

Remarque :

PR / — = Essai Proctor standard-modifié

D = Essai triaxial draine

DC /- = Essai de cisaillement direct simple et de retour
consolidation

UU = Essai triaxial non draine sans consolidation

UU = Essai triaxial non draine après consolidation

E = Essai de compressibilité et

oedometrique

P = Essai de perméabilité

Tableau annexe 2 : Résultats des essais de classification des travaux de reconnaissances

N°	EMPLA- -CEMENT	Désignation D'échantillon /Profondeur De Prélèvement D'échantillon	Nomoc- -lature	Poids Specifique	Granulometrie					Limite De consistence					IN SITU		Teneur en			Essai Spéciaux effectués	
					< 0.002	< 0.074	< 4.76	< 76.2	D _{max}	LL	PL	IP	IC		δ	W	MO	Car Bo Na té	Sels soluble		
																	%	%	%		
19	SN	T- 1 /00-3,0	GW				58	100													
20		T- 1 /3.0-4,0	CL		29	66	100			33.0	16.0	17.0									
21		T- 2 /0.0-3,5	SW			2	89	100													
22		T- 2 /3.5-4,0	CH	2.66	60	100				60.5	28.3	32.2									
23		T- 3 /0.0-3,0	SM		14	48	100			21.0	18.0	3.0									
24		T- 3 /3.0-4,0	CL	2.96	21	77	100			38.5	35.0	3.5									
25		T- 4 /0.0-1,0	CL/SC		15	55	97	100		24.0	14.3	9.7									
26		T- 4 /1.0-3,0	CL/SC	2.75	9	53	100			27.5	16.3	11.2									PR ST _{mod} , UU, CU _p , DC ^G , E,
27		T- 4 /3.0- 4.0	CL/SC		24	54	100			37.8	20.2	17.6									
28		T- 5 /0.0-3.0	ML/SM		4	62	100														
29		T- 5 /3.0-4.0	CL		22	93	100														

Remarque :

PR /— = Essai Proctor standard-modifié

D = Essai triaxial draine

DC /- = Essai de cisaillement direct simple et de retour

E = Essai de compressibilité et

Consolidation

UU = Essai triaxial non draine sans consolidation

oedometrique

UU = Essai triaxial non draine après consolidation

P = Essai de perméabilité

Tableau annexe 3 : Essais effectués en laboratoire des travaux de reconnaissances

Désignation de l'échantillon	Nomenclature	Poids Spécifique	Granulométrie			Limite de consistance			In situ		Essai standard proctor		Essai triaxial		Essai de Cisaillement rectiligne		Module oedométrique	Coef de perméabilité	Teneur en		Note
			< 0.002	< 0.074	< 4.76	LL	PL	IP	γ	W	γ	W	φ	C	φ	C			MO	CaCO ₃	
			G	%	%	%	%	%	%	KN, m ²	%	KN, m ³	%	°	KN, m ²	°			KN, m ²	KN, m ²	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
SNT- /00-1.0	ML/CL		11	37	100	19.7	15.6	4.1					37.9*	0.0	32.2	20.0		1.3*10 ⁻⁷			mélange
/1.0-2.0	ML/CL	2.70	6	32	100	20.5	14.5	6.0			19.5	10.8	22.1**	110.0			30000				
SNT-9/0.0-1.0	CL		17	63	100	30.8	16.7	14.1					27.5*	20.0	32.2	5.0					mélange
/1.0-3.0	CL	2.72	28	84	100	30.8	12.7	18.1			18.4	14.3	0.0**	170.0			16000				
SNT-10/1.0-2.0	ML/CL	2.70	11	35	95	19.8	14.3	5.5			20.1	9.7	30.9*	70.0			33500				
SNT-4 /1.0-3.0	CL/SC	2.75	9	53	100	27.5	16.3	11.2			18.4 19.05	15.2 12.1	33.0* 30.1**	20.0 35.0	20.1	10.0					

(*)CUp –ESSAI TRIAXIAL NON DRAINE APRES CONSOLIDATION

(**)UU –ESSAI TRIAXIAL NON DRAINE SANS CONSOLIDATION

(***)PRmod –ESSAI PROCTOR MODIFIE

□ **Le rectangle équivalent**

Le rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius, introduit par Roche (1963), permet de comparer facilement des bassins versants entre eux, en ce qui concerne l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement.

C'est une transformation purement géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique.

Si L et l représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

Le périmètre du rectangle équivalent : $P=2(L+l)$

La surface du rectangle équivalent : $A=L \cdot l$

Le coefficient de compacité : $K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$

En combinant ces trois relations, on obtient :

$$L, l = \frac{K_G \cdot \sqrt{A}}{1,128} \left(1(+,-) \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_G} \right)^2} \right) \quad (I)$$

A.N : $L = 67.3 \text{ km}$

Et

$l = 15.6 \text{ km}$

Tableau annexe 4: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A80%	U80%	A-U	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
				Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)	Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)
Novembre	7.2	0	7.2		5			5	
Décembre	7.2	0	7.2	12.2	12.2		1.4	5	3.6
Janvier	7.2	0	7.2	19.4	19.4		8.6	8.6	
Février	8.4	0	8.4	26.6	26.6		15.8	15.8	
Mars	9.6	1.2	8.4	35.0	32.6	2.4	23	23	
Avril	6	8.4	-2.4	33.8	32.6	1.2	31.4	31.4	
Mai	6	8.4	-2.4	30.2	30.2		32.6	32.6	
Juin	4.8	8.4	-3.6	27.8	27.8		30.2	30.2	
Juillet	1.2	8.4	-7.2	24.2	24.2		27.8	27.8	
Août	3.6	8.4	-4.8	17.0	17.0		24.2	24.2	
Septembre	7.2	12	-4.8	12.2	12.2		17	17	
Octobre	8.4	10.8	-2.4	7.4	7.4		12.2	12.2	
Total	7.2	0	7.2	5.0	5.0		7.4	7.4	
						3.6	5	5	3.6

Tableau annexe 5 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A80%	U80%	Pertes	A-(U+P)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
					Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)	Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)
Novembre	7.2	0	0.0613	7.139		5			5	
Décembre	7.2	0	0.1584	7.042	12.139	12.139		3.888	5	1.112
Janvier	7.2	0	0.2302	6.970	19.180	19.180		11.027	11.027	
Février	8.4	0	0.3082	8.092	26.150	26.150		18.069	18.069	
Mars	9.6	1.2	0.3442	0.856	34.242	33.986	0.256	25.038	25.038	
Avril	6	8.4	0.3203	-2.720	34.842	33.986	0.856	33.130	33.130	
Mai	6	8.4	0.2904	-2.690	31.266	31.266		36.706	33.986	
Juin	4.8	8.4	0.2606	-3.861	28.575	28.575		31.266	33.986	
Juillet	1.2	8.4	0.2067	-7.407	24.715	24.715		28.575	28.575	
Août	3.6	8.4	0.1468	-4.947	17.308	17.308		24.715	24.715	
Septembre	7.2	12	0.0987	-4.899	12.361	12.361		17.308	17.308	
Octobre	8.4	10.8	0.0625	-2.462	7.463	7.463		12.361	12.361	
Total	7.2	0	7.2		5.000	5.000		7.462	7.462	
							1.112	5	5	1.112

Tableau annexe 6 : Résultats de calcul des hydrogrammes de crues par la méthode de SOKOLOVESKY

Temps (h)	Période de retour (ans)			
	10	50	100	1000
0	3.4	5.5	6.5	10.0
1	13.7	22.2	26.0	40.2
2	30.8	49.9	58.6	90.4
3	54.7	88.7	104.1	160.8
4	85.5	138.5	162.6	251.2
5	123.1	199.5	234.2	361.8
6	167.6	271.5	318.8	492.4
7	218.9	354.6	416.4	643.2
8	277.0	448.8	527.0	814.0
9	342.0	554.1	650.6	1004.9
10	413.8	670.5	787.2	1216.0
11	492.4	797.9	936.8	1447.1
12	525.8	852.0	1000.3	1545.2
12.4	102.9	166.8	195.8	302.5
13	86.7	140.5	165.0	254.8
14	72.3	117.1	137.5	212.5
15	59.6	96.5	113.3	175.1
16	48.4	78.5	92.1	142.3
17	38.8	62.8	73.8	114.0
18	30.5	49.4	58.0	89.6
19	23.5	38.1	44.7	69.0
20	17.6	28.6	33.6	51.9
21	12.9	20.8	24.5	37.8
22	9.0	14.6	17.2	26.6
23	6.1	9.8	11.5	17.8
24	3.8	6.2	7.3	11.2
25	2.2	3.6	4.2	6.5
26	1.1	1.8	2.1	3.3
27	0.5	0.8	0.9	1.4
28	0.1	0.2	0.3	0.4
29	0.0	0.0	0.0	0.1
30	0.0	0.0	0.0	0.0

Tableau annexe 7 : Détermination du débit max probable $Q_{\max 0.1\%}$

S max (km ²)	T (h)	P nette (mm)	D= 40 % (mm)	P eff (mm)	I eff (mm/h)	Q max, 0.1 (m ³ /s)
55.3	2	14,2	5,68	8,52	4,3	65,4
85.2	4	24,8	9,92	14,88	3,7	88,0
240	6	34,3	13,72	20,58	3,4	228,7
289.7	8	53,2	21,28	31,92	4,0	321,1
230.1	10	51,6	20,64	30,96	3,1	197,9
130.9	12	59,7	23,88	35,82	3,0	108,5
18.8	12.4	61,3	24,52	36,78	2,8	14,8

Pour obtenir les résultats graphiques pour tracé l'hydro gramme de crue 1%

on a :
$$a = \frac{I_{\text{eff}}}{3.6} = \frac{4}{3.6} = 1.11 \text{ et } Q_{\text{max}\%} = a \cdot \sum S_i$$

Tableau annexe 8 : Ordonnées de l'hydrogramme de crue $Q_{\max 0.1\%}$

TEMPS	SURFACE MAX S_i MAX (KM ²)	$Q_{\text{MAX } 1\%}$ (M ³ /S)
2	55.3	61,4
4	140.5	156,2
6	380.5	422,8
8	670.2	744,7
10	900.3	1000,3
12	1031.2	1145,8
12.4	1050	1166,7
14.4	994.7	1049,7
16.4	909.5	1010,6
18.4	669.5	743,9
20.4	379.8	422,0
22.4	149.7	166,3
24.4	18.8	20,9
26.4	0	0,0

Tableau annexe 9 : Détermination du débit max probable $Q_{\max 1\%}$

S max (km ²)	T (h)	P nette (mm)	D= 40 % (mm)	P eff (mm)	I eff (mm/h)	Q max, 0.1 (m ³ /s)
55.3	2	10,5	4,2	6,3	3,2	48,4
85.2	4	18,3	7,32	10,98	2,7	65,0
240	6	25,3	10,12	15,18	2,5	168,7
289.7	8	31,8	12,72	19,08	2,4	191,9
230.1	10	38,1	15,24	22,86	2,3	146,1
130.9	12	44,1	17,64	26,46	2,2	80,2
18.8	12.4	45,2	18,08	27,12	2,1	10,9

Pour obtenir les résultats graphiques pour tracé l'hydro gramme de crue 1%

on a :
$$a = \frac{I_{\text{eff}}}{3.6} = \frac{2.4}{3.6} = 0.7$$

Tableau annexe 10 : Ordonnées de l'hydrogramme de crue $Q_{\text{max}} 1\%$

TEMPS	SURFACE MAX S_I MAX (KM ²)	$Q_{\text{MAX}} 1\%$ (M ³ /S)
2	55.3	36,9
4	140.5	93,7
6	380.5	253,7
8	670.2	446,8
10	900.3	600,2
12	1031.2	687,5
12.4	1050	700,0
14.4	994.7	629,8
16.4	909.5	606,3
18.4	669.5	446,3
20.4	379.8	253,2
22.4	149.7	99,8
24.4	18.8	12,5
26.4	0	0,0

Tableau annexe 11: Détermination du débit max probable $Q_{\text{max}} 2\%$

S max (km ²)	T (h)	P nette (mm)	D= 40 % (mm)	P eff (mm)	I eff (mm/h)	Q max, 0.1 (m ³ /s)
55.3	2	9,4	3,76	5,64	2,8	43,3
85.2	4	16,4	6,56	9,84	2,5	58,2
240	6	22,7	9,08	13,62	2,3	151,3
289.7	8	28,6	11,44	17,16	2,1	172,6
230.1	10	34,2	13,68	20,52	2,1	131,2
130.9	12	39,6	15,84	23,76	2,0	72,0
18.8	12.4	40,6	16,24	24,36	1,9	9,8

Pour obtenir les résultats graphiques pour tracé l'hydro gramme de crue 1%

on a :
$$a = \frac{I_{\text{eff}}}{3.6} = \frac{2.1}{3.6} = 0.6$$

Tableau annexe 12 : Ordonnées de l'hydrogramme de crue Q_{\max} 2%

TEMPS	SURFACE MAX $S_{i\max}$ (KM ²)	Q_{\max} 1% (M ³ /S)
2	55.3	32,3
4	140.5	82,0
6	380.5	222,0
8	670.2	391,0
10	900.3	525,2
12	1031.2	601,5
12.4	1050	612,5
14.4	994.7	551,1
16.4	909.5	530,5
18.4	669.5	390,5
20.4	379.8	221,6
22.4	149.7	87,3
24.4	18.8	11,0
26.4	0	0,0

Tableau annexe 13: Détermination du débit max probable Q_{\max} 10%

S max (km ²)	T (h)	P nette (mm)	D= 40 % (mm)	P eff (mm)	I eff (mm/h)	Q max, 0.1 (m ³ /s)
55.3	2	7	2,8	4,2	2,1	32,3
85.2	4	12,1	4,84	7,26	1,8	43,0
240	6	16,8	6,72	10,08	1,7	112,0
289.7	8	21,1	8,44	12,66	1,6	127,3
230.1	10	25,2	10,08	15,12	1,5	96,6
130.9	12	29,2	11,68	17,52	1,5	53,1
18.8	12.4	30	12	18	1,4	7,2

Pour obtenir les résultats graphiques pour tracé l'hydro gramme de crue 1%

on a :

$$a = \frac{I_{\text{eff}}}{3.6} = \frac{1.6}{3.6} = 0.45$$

Tableau annexe 14 : Ordonnées de l'hydrogramme de crue Q_{\max} 10%

TEMPS	SURFACE MAX S_1 MAX (KM ²)	Q_{\max} 1% (M ³ /S)
2	55.3	24,6
4	140.5	62,5
6	380.5	169,1
8	670.2	297,9
10	900.3	400,1
12	1031.2	458,3
12.4	1050	466,7
14.4	994.7	419,9
16.4	909.5	404,2
18.4	669.5	297,6
20.4	379.8	168,8
22.4	149.7	66,5
24.4	18.8	8,4
26.4	0	0,0

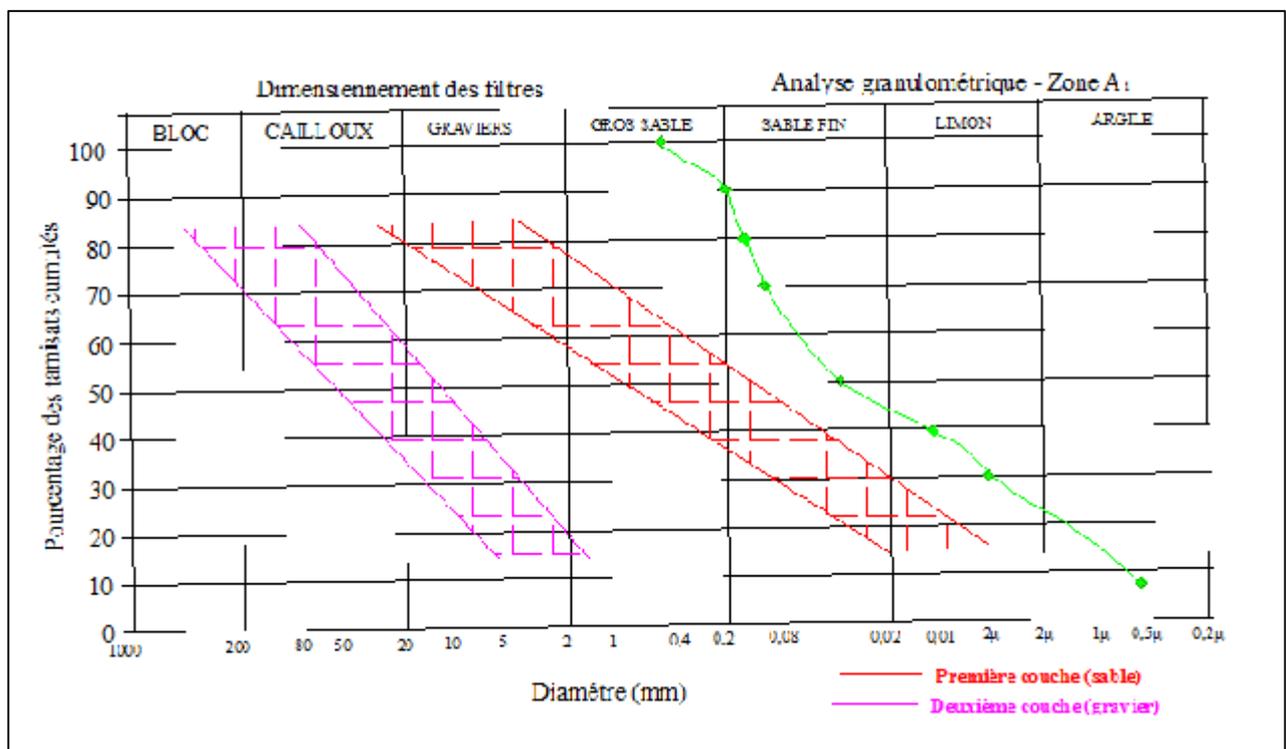
**Figure annexe 1 : Fuseau granulométrique des filtres et drains**

Tableau annexe 15: Résultat de calcul du cercle critique dans le cas de fin de construction R=46.15

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha=N^\circ/10$	$\cos\alpha=(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	$N=G.\cos\alpha$	$T=G.\sin\alpha$	$N,\text{tg}\phi$	$l=b/\cos\alpha$	C	C.1
0	4,615	0	0	0,26	2,75977	0	1	2,75977	0	1,71106	4,615	0	0
1	4,615	0	0	2,49	26,430105	0,1	0,994987437	26,29762	2,6430105	16,3045	4,63825	0	0
2	4,615	0	0	4,47	5,7	0,2	0,979795897	5,584837	1,14	3,4626	4,710165	0	0
3	4,615	0	0	5,93	62,943985	0,3	0,953939201	60,04473	18,883196	37,2277	4,837835	0	0
4	4,615	0	0	6,62	70,26799	0,4	0,916515139	64,40168	28,107196	39,929	5,035378	0	0
5	4,615	0	0	6,45	68,463525	0,5	0,866025404	59,29115	34,231763	36,7605	5,328943	0	0
6	4,615	0	1,92	1	25,23482	0,6	0,8	20,18786	15,140892	13,1802	5,76875	0	0
					261,800195				100,14606	148,576			
								Fss=	1,48358964				
								Fas=	1,10585948				

(Excel Mr. B.BENLAOUKLI)

Tableau annexe 16: Résultat de calcul du cercle critique dans le cas de fin de construction R=50

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha=N^\circ/10$	$\cos\alpha=(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	$N=G.\cos\alpha$	$T=G.\sin\alpha$	$N.tg\varphi$	$l=b/\cos\alpha$	C	C.l
-1	2,06	0	0	1,06	5,02228	-0,1	0,994987437	4,997106	-0,502228	3,09821	2,070378	0	0
0	5	0	0	3,24	37,26	0	1	37,26	0	23,1012	5	0	0
1	5	0	0	6,33	5,7	0,1	0,994987437	5,671428	0,57	3,51629	5,025189	0	0
2	5	0	0	8,9	102,35	0,2	0,979795897	100,2821	20,47	62,1749	5,103104	0	0
3	5	0	0	9,04	103,96	0,3	0,953939201	99,17152	31,188	61,4863	5,241424	0	0
4	5	0	0	10,5	120,75	0,4	0,916515139	110,6692	48,3	68,6149	5,455447	0	0
5	5	0	0	11,4	131,1	0,5	0,866025404	113,5359	65,55	70,3923	5,773503	0	0
6	5	0	0	11,5	132,25	0,6	0,8	105,8	79,35	65,596	6,25	0	0
7	5	0	0	10,4	119,6	0,7	0,714142843	85,41148	83,72	52,9551	7,0014	0	0
8	5	0	6,12	0	50,49	0,8	0,6	30,294	40,392	20,297	8,333333	35	291,7
					808,48228				369,03777	431,232			
									Fss=	1,95887507			
									Fas=	1,51599158			

(Excel Mr. B.BENLAOUKLI)

Tableau annexe 17: Résultat de calcul du cercle critique dans le cas de fin de construction R=35.6

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha=N^\circ/10$	$\cos\alpha=(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	$N=G.\cos\alpha$	$T=G.\sin\alpha$	$N,\text{tg}\varphi$	$l=b/\cos\alpha$	C	C.l
0	1,06	0	0	3,37	15,96706	0	1	15,96706	0	9,89958	2,06	0	0
1	3,56	0	0	5,03	41,18564	0,1	0,994987437	40,97919	4,118564	25,4071	3,577935	0	0
2	3,56	0	0	6,48	5,7	0,2	0,979795897	5,584837	1,14	3,4626	3,63341	0	0
3	3,56	0	0	5,7	46,6716	0,3	0,953939201	44,52187	14,00148	27,6036	3,731894	0	0
4	3,56	0	0	6,2	50,7656	0,4	0,916515139	46,52744	20,30624	28,847	3,884278	0	0
5	3,56	0	0	6,2	50,7656	0,5	0,866025404	43,9643	25,3828	27,2579	4,110734	0	0
6	3,56	0	0	3,65	29,8862	0,6	0,8	23,90896	17,93172	14,8236	4,45	0	0
					282,78238				112,16928	155,827			
								Fss=	1,38921287				
								Fas=	1,04907717				

(Excel Mr. B.BENLAOUKLI)

Tableau annexe 18: Résultat de calcul du cercle critique dans le cas de la retenue plaine R = 50.01

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha=N^{\circ}/10$	$\cos\alpha=(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	$N=G.\cos\alpha$	$T=G.\sin\alpha$	$N,\text{tg}\varphi$	$l=b/\cos\alpha$	C	C.1
-1	2,07	0	0	0,85	2,28735	-0,1	0,994987437	2,275885	-0,228735	1,41105	2,080428	0	0
0	5,012	0	0	3,62	23,586472	0	1	23,58647	0	14,6236	5,012	0	0
1	5,012	0	0	6,34	5,7	0,1	0,994987437	5,671428	0,57	3,51629	5,03725	0	0
2	5,012	0	0	8,61	56,099316	0,2	0,979795897	54,96588	11,219863	34,0788	5,115351	0	0
3	5,012	0	0	9,42	61,376952	0,3	0,953939201	58,54988	18,413086	36,3009	5,254004	0	0
4	5,012	0	0	10,4	67,76224	0,4	0,916515139	62,10512	27,104896	38,5052	5,46854	0	0
5	5,012	0	0	11,6	75,25518	0,5	0,866025404	65,1729	37,62759	40,4072	5,787359	0	0
6	5,012	0	0	11	71,801912	0,6	0,8	57,44153	43,081147	35,6137	6,265	0	0
7	5,012	0	0	10,5	68,348644	0,7	0,714142843	48,81069	47,844051	30,2626	7,018204	0	0
8	5,012	0	4,89	1	46,954922	0,8	0,6	28,17295	37,563938	18,6367	8,353333	0	0
0	1,14	0	1,45	0	2,72745	0	1	2,72745	0	1,82739	1,14	0	0
					481,900438				223,19584	255,184			
									Fss=	1,14331693			
									Fas=	1,0474139			

(Excel Mr. B.BENLAOUKLI)

Tableau annexe 19: Résultat de calcul du cercle critique dans le cas de la retenue plaine R = 46.6

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha=N^\circ/10$	$\cos\alpha=(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	$N=G.\cos\alpha$	$T=G.\sin\alpha$	$N,\text{tg}\varphi$	$l=b/\cos\alpha$	C	C.l
n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*g1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha=N^\circ/10$	$\cos\alpha=(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	$N=G.\cos\alpha$	$T=G.\sin\alpha$	N,tgj	$l=b/\cos\alpha$	C	C.l
0	2,00	0	0	0,1	0,4738	0	1	0,4738	0	0,29376	2,06	0	0
1	4,661	0	0	0,42	4,502526	0,1	0,994987437	4,479957	0,4502526	2,77757	4,684481	0	0
2	4,661	0	0	2,55	5,7	0,2	0,979795897	5,584837	1,14	3,4626	4,757113	0	0
3	4,661	0	0	4,48	48,026944	0,3	0,953939201	45,81478	14,408083	28,4052	4,886056	0	0
4	4,661	0	0	5,88	63,035364	0,4	0,916515139	57,77287	25,214146	35,8192	5,085568	0	0
5	4,661	0	0	6,69	71,718807	0,5	0,866025404	62,11031	35,859404	38,5084	5,382059	0	0
6	4,661	0	0	6,49	69,574747	0,6	0,8	55,6598	41,744848	34,5091	5,82625	0	0
					407,7352635				173,58278	220,67			
									Fss=	1,76315182			
									Fas=	1,33826356			

(Excel Mr. B.BENLAOUKLI)

Tableau annexe 20: Résultat de calcul du cercle critique dans le cas de la vidange rapide R=40.9

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha=N^\circ/10$	$\cos\alpha=(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	$N=G.\cos\alpha$	$T=G.\sin\alpha$	$N,\text{tg}\varphi$	$l=b/\cos\alpha$	C	C.l
0	4,092	0	0	1,11	1,52958	0	1	1,52958	0	0,94834	1,06	0	0
1	4,092	0	0	2,77	14,735292	0,1	0,994987437	14,66143	1,4735292	9,09009	4,112615	0	0
2	4,092	0	0	3,96	5,7	0,2	0,979795897	5,584837	1,14	3,4626	4,17638	0	0
3	4,092	0	0	4,69	24,948924	0,3	0,953939201	23,79976	7,4846772	14,7558	4,289582	0	0
4	4,092	0	0	5,04	26,810784	0,4	0,916515139	24,57249	10,724314	15,2349	4,464738	0	0
5	4,092	0	0	4,81	25,587276	0,5	0,866025404	22,15923	12,793638	13,7387	4,725035	0	0
6	4,092	0	0	3,89	20,693244	0,6	0,8	16,5546	12,415946	10,2638	5,115	0	0
7	4,092	0	0	2,09	11,117964	0,7	0,714142843	7,939814	7,7825748	4,92268	5,729946	0	0
					131,123064				53,814679	72,4171			
								Fss=	1,24567512				
								Fas=	1,0568167				

(Excel Mr. B.BENLAOUKLI)

Tableau annexe 21: Résultat de calcul du cercle critique dans le cas de la vidange rapide R=70.06

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha=N^o/10$	$\cos\alpha=(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	$N=G.\cos\alpha$	$T=G.\sin\alpha$	$N,\text{tg}\varphi$	$l=b/\cos\alpha$	C	C.l
-1	1,06	0	0	4,93	6,79354	-0,1	0,994987437	6,759487	-0,679354	4,19088	1,06534	0	0
0	7,063	0	0	8,63	79,239797	0	1	79,2398	0	49,1287	7,063	0	0
1	7,063	0	0	10,6	5,7	0,1	0,994987437	5,671428	0,57	3,51629	7,098582	0	0
2	7,063	0	0	12,4	113,488284	0,2	0,979795897	111,1954	22,697657	68,9411	7,208644	0	0
3	7,063	0	0	13,3	122,486546	0,3	0,953939201	116,8447	36,745964	72,4437	7,404036	0	0
4	7,063	0	0	13,4	123,221098	0,4	0,916515139	112,934	49,288439	70,0191	7,706365	0	0
5	7,063	0	0	11,9	108,989153	0,5	0,866025404	94,38738	54,494577	58,5202	8,15565	0	0
6	7,063	0	0	9,57	87,870783	0,6	0,8	70,29663	52,72247	43,5839	8,82875	0	0
7	7,063	0	0	3,03	27,821157	0,7	0,714142843	19,86828	19,47481	12,3183	9,890178	0	0
					675,610358				235,31456	382,662			
									Fss=	1,62617298			
									Fas=	1,17227912			

(Excel Mr. B.BENLAOUKLI)

Tableau annexe 22: Résultat de calcul du cercle critique dans le cas de la vidange rapide R=40.9

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha=N^\circ/10$	$\cos\alpha=(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	$N=G.\cos\alpha$	$T=G.\sin\alpha$	$N,\text{tg}\varphi$	$l=b/\cos\alpha$	C	C.l
0	1,06	0	0	1,11	1,52958	0	1	1,52958	0	0,94834	1,06	0	0
1	4,092	0	0	2,77	14,735292	0,1	0,994987437	14,66143	1,4735292	9,09009	4,112615	0	0
2	4,092	0	0	3,96	5,7	0,2	0,979795897	5,584837	1,14	3,4626	4,17638	0	0
3	4,092	0	0	4,69	24,948924	0,3	0,953939201	23,79976	7,4846772	14,7558	4,289582	0	0
4	4,092	0	0	5,04	26,810784	0,4	0,916515139	24,57249	10,724314	15,2349	4,464738	0	0
5	4,092	0	0	4,81	25,587276	0,5	0,866025404	22,15923	12,793638	13,7387	4,725035	0	0
6	4,092	0	0	3,89	20,693244	0,6	0,8	16,5546	12,415946	10,2638	5,115	0	0
7	4,092	0	0	2,09	11,117964	0,7	0,714142843	7,939814	7,7825748	4,92268	5,729946	0	0
					131,123064				53,814679	72,4171			
								Fss=	1,34567512				
								Fas=	1,0468167				

(Excel Mr. B.BENLAOUKLI)

Tableau annexe 23 : Diagramme de Gant

Travaux	Opération	Tr	1er Année				2eme Année				3eme Année				4eme Année				5eme Année											
			2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50	52	54	56
Travaux routiers et Installation de chantier	A	7	[Red bar from 2 to 8]				[Blue bar from 2 to 8]																							
Pré batardeau et canal de dérivation	B	8					[Red bar from 8 to 16]				[Blue bar from 8 to 16]																			
Batardeau	C	3.5									[Red bar from 16 to 19.5]																			
Injection	D	1.5									[Red bar from 19.5 to 21]																			
Construction de la prise d'eau et conduite et vidange	E	10									[Blue bar from 21 to 31]																			
Préparation des zones d'emprunt	F	3	[Blue bar from 6 to 9]																											
Construction du noyau du barrage et drain	G	16					[Blue bar from 21 to 37]				[Red bar from 21 to 41]																			
Recharges des deux talus	H	12													[Red bar from 41 to 53]															
Protection des talus	I	10																	[Red bar from 53 to 63]											
Construction de l'évacuateur de crue	J	8									[Blue bar from 31 to 39]								[Blue bar from 53 to 57]											
Equipement hydrauliques et finition	K	1									[Blue bar from 39 to 41]				[Blue bar from 39 to 48]															
Mise en eau	N	2													[Blue bar from 48 to 50]				[Blue bar from 50 to 52]				[Red bar from 63 to 64]							