

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 D'AVANT PROJET DETAILLEE DE LA DIGUE DU
BARRAGE DE BOUNAMOUSA (W. EL TARF)**

PRESENTE PAR
ZAABAR NARIMANE

Devant les membres du jury

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M B.BENLAOUAKLI	M.C. (A)	Président
M M.HASSANE	M.C. (B)	Examineur
M A.HADJ SADOK	M.C. (B)	Examineur
M N.SAIL	M.A. (A)	Examinatrice
M I.ZAIBAK	M.A (B)	Promoteur

Dédicace

Aux miracles d'Allah qui sont fières de moi et je suis fière d'être leur fille, qui m'ont donné tout pour que j'avance et je réussisse

Mon père « Djamel » et ma mère « Massaouda »

A Mes sœurs les plus adorables au monde :

« Nessrine » et notre petit ange « Yasmine »

A mes frères les plus adorables au monde que dieu les protège et les garde « Amar » et « Yousef »

A ma chère famille Zuabar et Boudraa

A Mon Cosmos, mon Trésors, Mon Prince, et l'œuvre musicale de Mozart :

« Chouaib »

A mes très chères amies qui m'ont soutenu et aidé les adorables Nano, Meriem, Soraya, Sabrina.

A tout mes amies de l'ENSH, Kanza, Asma B, Imane B, Sihem D, Sihem M, Fadila et Karima.

Particulièrement a l'adorable qui a partagé avec moi ce mémoire depuis sa naissance Rania

« Finalement a tous ceux qui ont cru de moi et qui m'ont aidé ne serait ce que par un sourire sincère »

Narimane



Remerciement

Au terme de cette étude, je tiens en premier lieu à remercier Dieu qui m'a facilité le travail en mettant sur mon chemin des gens qui m'ont énormément aidé et soutenu.

J'exprime ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à mon encadreur **M^r I.ZAIBAK** pour ses conseils et l'intérêt qu'il a manifesté pendant la réalisation et la mise en forme de ce mémoire.

Mes sincères remerciements à mes professeurs, pour leurs orientations, leur aide précieuse durant toutes les années de mes études au sein de l'**ENSH** sans oublier **M^e B.TOUIBIA**, **M^r BESSALEME**, **M^r A.AMMARI**, **M^r REKROUK**.

Je remercie également le président et les membres du Jury qui me feront l'honneur de lire et juger mon travail.

Je m'adresse un remerciement particulier à **Madame Aicha** cadre ingénieur dans le service DET à l'ANBT d'Alger pour sa grande collaboration.

Enfin un vif remerciement pour toutes les personnes ayant aidé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire même avec un simple geste ou un sourire, tout simplement mes amis de l'**EPST Annaba** et l'**ENSH Blida**.

Narimane
Zaabar

مُلخص

تدعم قطاع الماء في السنوات الأخيرة بالعديد من المنشآت و المشاريع ذات الأهمية البالغة؛ وفي هذا السياق اقترحت الوكالة الوطنية للسدود و التحويلات مشروع إنشاء سدّ واد بوناموسة بولاية الطارف بهدف زيادة قدرة التزويد بالمياه و تغطية طلبات سقي الأراضي الفلاحية بالمنطقة.

و في هذا الإطار قمنا بإجراء دراسة شاملة تضم العديد من المحاور معالجة بطريقة مفصلة منها الجيولوجية ، الطبوغرافية و الهيدرولوجية ، وصولا إلى اختيار نوع الحاجز المائي المناسب و التحقق من ثباته .

Résumé

Dans les dernières années le secteur d'eau a été enrichi par plusieurs constructions et projets qui ont une grande importance. Dans ce contexte, l'agence nationale des barrages et transferts a proposé de réaliser le barrage de Oued Bounamoussa dans la willaya d'El'tarf pour augmenter la capacité d'alimentations d'eau et satisfaire les besoins des périmètres d'irrigations dans la région.

Dans ce cadre, nous avons fait une étude complète englobe plusieurs chapitres traités d'une façon détaillée tels que l'étude géologique, topographique et hydrologique en arrivant jusqu'au choix de la digue adaptée et la vérification sa stabilité.

Abstract

In recent years, the water sector has been enriched by several constructions and projects that have a great importance. In this context, the national agency of dams and transfers proposed to release a dam of wadi Bounamoussa in the wilaya of El 'tarf in order to increase the capacity of water supplies and meet the needs of irrigation perimeters in the region.

For this, we made a complete study includes several chapters that deal geological, topographical and hydrological parts until the selection of the appropriate type of the dam and testing its stability.

Introduction générale	01
Chapitre I : synthèse de l'étude de faisabilité	03
I.1.Introduction.....	03
I.2. Objectif du barrage	03
I.3. La situation géographique du barrage	03
I.4.topographie	04
I.5. L'hydrologie de bassin.....	05
I.5.1. Généralités	05
I.5.2. Données et informations disponibles	05
I.5.3. Evaporation.....	05
I.5.4. Bilan d'eau.....	05
I.5.5. Crues	06
I.5.6. Transport solide.....	07
I.6. Synthèse de géologie.....	07
I.6.1. Introduction.....	07
I.6.2. Aperçue de la géologie régionale.....	07
I.6.3. Tectonique.....	08
I.6.4. La géomorphologie.....	08
I.6.5. Les matériaux de construction.....	09
I.6.5. Géologie de la cuvette.....	09
I.6.5.1.Constitution géologique.....	09
I.6.5.2. Aperçue de l'hydrogéologie	09
I.6.5.3. Erosion et stabilité des versants.....	09
I.6.6. Géologie du site du barrage.....	10
I.6.6.1.Lithologie.....	10
I.6.6.2.Perméabilité des terrains.....	10
I.7.Sismicité	11
I.8. Aperçue de la géotechnique de barrage de Bounamoussa.....	12
I.8.1. travaux de reconnaissances sur terrain	13
I.8.2.Les essais au laboratoire	14
I.8.3.Les résultats des essais au laboratoire.....	15
I.9.Synthèse de la conception de barrage et les ouvrages annexes	18
I.9.1.Choix de micro-site de barrage	18
I.9.2 .La variante choisie de type de barrage.....	18
I.9.3.Eléments de barrage	19
I.9.3.1. la fondation de barrage.....	19
I.9.3.2.Galerie de dérivation et batardeaux	19
I.9.3.3.évacuateur de crue.....	20
I.9.3.4.prise d'eau et vidange de fond.....	20
Conclusion.....	21
Chapitre II : Etude Hydrologique	23
Introduction.....	23
	23

II.1.Etude et caractéristiques de bassin versant.....	23
II.1.1.Définition.....	24
II.1.2.caractéristiques physiques de bassin versant.....	25
II.1.2.1.caractéristiques géométriques.....	26
II.1.2.2.Caractéristiques hydro morphologiques.....	28
II.1. 3.Hypsométrie du bassin versant.....	28
II.1.3.1.la courbe hypsométrique du bassin versant.....	30
II.1. 3.2.Les altitudes caractéristiques.....	31
II.1.3.2.les indices de pentes.....	31
II.1.4.Le réseau hydrographique et caractéristiques d'écoulement.....	38
II.2.Caractéristiques climatologiques de bassin versant.....	38
II.2.1.la température.....	39
II.2.2.L'évaporation.....	40
II.2.3.Le vent.....	41
II.2.4.Humidité.....	42
II.3.la pluviométrie.....	42
II.3.1.les pluies moyennes annuelle.....	43
II.3.2.Etude des précipitations.....	43
II.3.2.1.Homogénéisation des données.....	44
II.3.2.2.de pluies maximales journalières.....	49
II.4.La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	53
II.5.Etude des apports.....	53
II.5.1.Les apports liquides.....	55
II.5.2.Les caractéristiques d'écoulement.....	56
II.5.3.Calcul de coefficient de variation.....	57
II.5.4.Estimation de l'apport fréquentiel.....	58
II.5.5.Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.....	59
II.5.6.Apport solide et estimation du volume mort.....	60
II.6. Etude des crues.....	60
II.6.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue.....	64
II.6.2.Détermination de l'hydrogramme de crue.....	67
II.6.3. Choix de la crue de projet.....	69
II.6.4. Choix de la crue de chantier.....	70
II.7.régularisation des débits.....	70
II.7.1.Les courbes topographiques (capacité -hauteur, surface- hauteur).....	73
II.7.2.la régularisation.....	73
II.7.2.1.La répartition des apports et les besoins en eau.....	73
II.7.2.2.Calcul du volume utile.....	75
II.7.2.2.1.Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	76
II.7.2.2.2.Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes.....	80
II.8.Détermination de l'hydrogramme de sortie.....	80
II.8.1.La méthode de Kotcherine.....	81

II.8.2.Procédé de calcul avec la méthode de Kotcherine.....	84
II.9.Etude d'optimisation.....	84
II.9.1 La revanche.....	85
II.9.2 Largeur en crête.....	86
II.9.3 .Calcul des coûts.....	87
II.9.3.1.Calcul de la digue.....	89
II.9.3.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crue.....	92
Conclusion.....	94
Chapitre III : Etude des variantes	95
Introduction.....	96
III.1 Critères de choix de l'emplacement de l'axe du barrage projet.....	96
III.3 Les variantes proposées pour l'étude	98
III.4.Définition du profil général du barrage.....	98
III.4.1.Hauteur de barrage.....	98
III.4.1.1.Calcul de la revanche.....	98
III.4.2. La longueur en crête.....	99
III.4.5 Les bermes.....	100
III.4.6.Revêtement des talus de la digue	103
III.4.7.Dimensionnement de système d'étanchéité	103
III.4.7.1.Dimensionnement du noyau	105
III.4.7.2. Les drains.....	106
III.4.7. 3. Les filtres.....	107
III.4.8.masque en béton	107
III.5.Fixation de choix définitif de barrage.....	107
III.5.1 Etude comparative	107
III.5.2. calcul du volume des différents matériaux.....	109
Conclusion	111
Chapitre IV : conception détaillée de la digue	111
Introduction	112
IV.1.Récapitulatif des résultats trouvés.....	112
IV.2.Classification de barrage selon le type de la fondation.....	113
IV.3.conception détaillée de la digue	113
IV.3.1.Conception de la crête.....	113
IV.3.2.La largeur en crête	113
IV.3.3.Longueur en crête	113
IV.3.4.Revêtement de la crête et des talus de la digue	114
IV.3.5.Les bermes	114
IV.3.6.Etanchéité de barrage.....	114
IV.3.6.1.Dimensionnement du noyau La cote en crête du noyau.....	116
IV.3.6.2.Les filtres et les drains.....	116
IV.3.6.2.1.Les filtres	121
IV.3.6.2.2. Drains.....	122

IV.3.7.la fondation	123
IV.3.8. La clé d'ancrage.....	123
Conclusion.....	125
Chapitre V: étude des infiltrations	125
Introduction	125
V.1.définition de la ligne phréatique	125
V.2. Tracé de la ligne de saturation.....	128
V.3. Calcul d'infiltration	129
V.3.1.Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue.....	130
V.3.2. Calcul du débit de fuite à travers la fondation.....	130
V.3.3.Calcul du débit de fuite à travers le barrage (digue + fondation).....	131
V.4.Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	131
1. dispositif d'étanchéité	131
2. fondation du barrage	132
Conclusion	134
Chapitre VI: Etude de stabilité	134
Introduction.....	134
VI.1.Conséquences de l'instabilité des talus.....	134
VI.2.Etapes de calcul par la méthode de FELLENIUS.....	135
VI.2.1.Ordre de calcul (Méthode des tranches).....	140
Résultats de calcul	141
Conclusion	143
Chapitre VII : Organisation de chantier	143
Introduction.....	143
VII.1.Les participants à l'acte de construire.....	143
VII.2.Ordre d'exécution des travaux.....	143
VII.3.Installation de chantier.....	143
VII.3.1.Définition d'un chantier.....	144
VII.3.2.Rôle de l'installation de chantier.....	144
VII.3.3.Les différentes installations de chantier.....	144
VII.4.Travaux de réalisation.....	144
VII.4.1.Travaux préparatoires	145
VII.4.2.l'exécution de la dérivation provisoire.....	145
VII.4.3.Exécution du batardeau principal.....	145
VII.4.4. Travaux des injections.....	145
VII.4.5. Exécution de la digue.....	146
VII.4.6. Exécution des travaux de mise en place des filtres et drains.....	146
VII.4.7. Enrochements de protection.....	146
VII.4.8. Exécution des travaux de bétonnage.....	146
VII.5.Planification.....	146
VII.5.1.Définition.....	146
VII.5.2.Techniques de la planification.....	147



Table des matières

VII.5.2.1. Méthodes basées sur le réseau.....	147
VII.5.3.La méthode de calcul C.P.M (méthode du chemin critique).....	148
VII.6.Programme des travaux.....	152
Conclusion	154
Chapitre VIII : Avant-Mètre et devis estimatif.....	154
VIII.1 Principe de base de l'avant-mètre et devis estimatif.....	155
VIII.2 Estimation du corps de ladigue.....	156
Conclusion	158
Chapitre IX. Protection et sécurité de travail.....	158
Introduction	158
IX.1.Organisation du service de la sécurité d'ouvrage.....	158
IX.1.1.Principales fonctions du service de sécurité.....	158
IX.1.2.Causes des accidents de travail.....	159
IX.1.3.Moyens employés pour promouvoir la sécurité de travail.....	160
Conclusion.....	161
Conclusion générale.....	163

Tableau. I.01: Coordonnées de l'axe de barrage (Lambert et UTM).....	04
Tableau. I.02: les pluies pour les périodes de retour étudiées.....	06
Tableau. I.03: les débits maximums pour les périodes de retour étudiées.....	06
Tableau. I.04: les travaux de reconnaissances sur le terrain.....	13
Tableau. I. 05:les essais au laboratoire.....	14
Tableau. I.06:Les résultats des essais au laboratoire.....	15
Tableau. I.07 : Les résultats des essais au laboratoire (zone d'emprunt)	16
Tableau. I.08 : Les principales caractéristiques du barrage de Bounamoussa.....	19
Tableau II.01:classification de bassin selon l'indice de compacité de GRAVELUS.....	26
Tableau II.02 : résultats de calcul de rectangle équivalent.....	27
Tableau II.03: coordonnées de la courbe hypsométrique.....	28
Tableau II.04: calcul de l'altitude moyenne	31
Tableau II.05: Classification de relief.....	31
Tableau II.06 : les longueurs des altitudes.....	32
Tableau II.07: la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.....	35
Tableau II.08: Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	37
Tableau II.09 : Les coordonnées stations de, Ain EL Assel.....	38
Tableau .II.10 : Température moyenne annuelle (station d'Ain Assel)	38
Tableau. II.11 : Répartition mensuelle de l'évaporation (station d'Ain Assel).	39
Tableau II.12 : Vitesses moyennes mensuelles des vents (station de Chaffia)	39
Tableau II.13 : humidité relative moyenne mensuelle.....	40
Tableau II.14 : Caractéristiques de la station pluviométrique disponible.....	42
Tableau II.15 : Répartition mensuelle des pluies moyennes.....	42
Tableau II.16: les caractéristiques empiriques de la série.....	44
Tableau II.17:les résultats d'ajustement à la loi de Galton.....	46
Tableau II.18: La comparaison entre les résultats de la loi de Galton et de l'échantillon.....	46
Tableau II.19 : les résultats d'ajustement a la loi de Gumbel.....	48
Tableau II.20 : La comparaison entre les résultats de la loi de Gumbel et l'échantillon.....	48
Tableau II.21 : résultats de calcul de la pluie de courte durée et leurs intensités.....	50
Tableau II.22 : Récapitulatif de résultats de calcul de l'apport liquide.....	54
Tableau II.23.Répartition mensuelle de l'apport moyen liquide	54
Tableau II.24 : récapitulatif des résultats de calcul de coefficient de variante.....	57
Tableau II.25 :L'apport fréquentiel pour différentes périodes de retour.....	58
Tableau: II.26.Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.....	58
Tableau II.27 : valeur de α en fonction de la perméabilité.....	59
Tableau. II.28 : débit maximum pour différentes périodes de retour	60
Tableau II.29 : valeur de α en fonction de la fréquence.....	61
Tableau II.30 : valeur de γ en fonction de bassin versant.....	61
Tableau II.31 : récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovesky.....	61
Tableau II.32 : Récapitulatif des résultats de la formule TURRAZA.....	62
Tableau II.33: Récapitulatif des résultats de calcul es crues	62

Tableau II. 34 : récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovesky.....	63
Tableau II.35 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps.....	64
Tableau II.36 :recommandations pour le choix de la crue de projet	67
Tableau II.37 : Caractéristiques topographiques de la retenue.....	70
Tableau .II.38 : La répartition mensuelle de l' apport 80%	72
Tableau .II.39 : La répartition mensuelle de besoins en eau.....	72
Tableau II.40: détermination de la période à bonne hydraulicité.....	73
Tableau II.41 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	74
Tableau II.42: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	75
Tableau II.43 : Les volumes des pertes dans la retenue.....	76
Tableau II.44: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	77
Tableau II.45 : Détermination du débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame hd.....	81
Tableau II.46 : Résultat de calcul par la méthode de Kotcherine.....	83
Tableau II.47 : résultats de calcul de la revanche.....	84
Tableau II.48 : Calcul de la hauteur de barrage ainsi la largeur en crête.....	85
Tableau II.49 : Calcul de cout de la digue.....	87
Tableau II.50 : le coût du déversoir pour les différentes largeurs.....	88
Tableau II.51: le coût du canal d'approche pour les différentes largeurs.....	89
Tableau II.52 : Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes.....	89
Tableau II.53 : Récapitulatif du cout total de barrage (digue+évacuateur de crue).....	89
Tableau II.54: Tableau récapitulatif des Caractéristiques du barrage.....	90
Tableau III.01 : différentes valeurs de la largeur en crête.....	99
Tableau III.02. Valeurs indicatives des pentes des talus.....	100
Tableau III.03 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.....	101
Tableau III.04: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	102
Tableau III.05: classe de l'ouvrage en fonction du type du sol.....	104
Tableau III.06 : Estimation des coûts des différentes variantes étudiées.....	108
Tableau .IV.01: Récapitulatif des différentes caractéristiques de la digue	112
Tableau .IV.02 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	112
Tableau IV.03: classe de l'ouvrage en fonction du type du sol.....	116
Tableau IV.04 : Récapitulatif des résultats de la 1ère couche de filtre.....	120
Tableau IV.05: Récapitulatif des résultats de la 2 ème couche de filtre.....	120
Tableau V.01 : Coordonnées de parabole de Kozeney.....	127
Tableau V.02 : Débit de fuite à travers la digue.....	129
Tableau V.03 : Débit de fuite de la Fondation.....	130
Tableau V.04 : Débit de fuite de barrage.....	130
Tableau V.06 : Gradient hydraulique admissible.....	130
Tableau V.07 : Détermination du gradient d'infiltration admissible.....	131
Tableau V.08 : Détermination du coefficient de sécurité.....	131
Tableau VI.01: Coefficient de stabilité admissible des talus.....	135
Tableau VI.02 : valeurs de K1 et K2.....	136
Tableau VII.01. Mètres et devis estimatif.....	155



Liste des tableaux

Tableau VII.02 : récapitulatif des coûts et coût total de la digue.....	156
Tableau VIII.1 : Engins de terrassement.....	158
Tableau VIII.2: Symboles et durées des opérations.....	159

Figure I.01 : carte de la situation géographique.....	03
Figure I.02 : Carte géologique et structurale.....	07
Figure I.03 : carte des zones sismiques.....	11
Figure II.01.les limites et le réseau hydrographique de bassin versant.....	25
Figure II.03 : rectangle équivalent.....	27
Figure II.04 : courbe hypsométrique.....	28
Figure II.05 : La répartition des courbes de niveaux.....	29
Figure II.06 : Profil en long de cours d'eau principal.....	35
Figure II.07 : Classification de SCHUM.....	36
Figure II.08.Variation de la température de bassin Bounamoussa.....	38
Figure II.09. Répartition mensuelle de l'évaporation de bassin de Bounamoussa.....	39
Figure II.10 : vitesses moyennes mensuelles des vents.....	40
Figure. II.11 : humidité relative moyennes mensuelles.....	41
Figure II.12 : la répartition mensuelle des pluies moyennes.....	43
Figure II.13: Graphique d'ajustement a la loi de Galton (log normale).....	46
Figure II.14 : Graphique d'ajustement à la loi de Gumbel.....	47
Figure II.15 : Comparaison graphique entre les deux loi.....	48
Figure II.16 : Pluies de Courte durée pour différentes périodes de retour.....	51
Figure II.17 : Les intensités des pluies de courtes durées pour différentes périodes de retour....	52
Figure II.18.répartition mensuelle de l'apport moyen.....	55
Figure II.19 : la répartition annuelle de l'apport fréquentiel.....	58
Figure II.20 :L'hydrogramme des crues probables	65
Figure. II.21 :l'hydrogramme de la crue de projet.....	67
Figure. II.22 :l'hydrogramme de la crue de chantier.....	86
Figure II.23 : Courbes capacité -hauteur, surface –hauteur.....	71
Figure II.24 : la courbe topographique (capacité –surface).....	76
Figure II.25 : courbes $H=f(Q,q)$	81
Figure II.26: principe de calcul du volume d'un barrage.....	86
Figure II.27: courbe d'optimisation.....	90
Figure.III.01.principaux types des barrages en remblai.....	95
Figure III.02.barrage homogène (http://www.gramme.be).....	96
Figure III.03.barrage à noyau (http://www.planete-tp.com).....	97
Figure III.05 : longueur en crête.....	99
Figure IV.01 : Barrage en remblai avec un noyau central figurant les filtres et les drains.....	112
Figure IV.02 : Principe de détermination de fuseau granulométrique de filtre.....	118
Figure IV.03 : Disposition de la clé d'encrage	122
Figure .V.01 : tracé de la ligne de saturation (Techniques des barrages en aménagement rural).....	126
Figure. V.02.Caractéristique de la ligne de saturation déterminée d'après Casagrande (1937)...	127
Figure. VI.1 : Calcul par C.P.M du réseau à nœud.....	151



Liste des planches

Planche 1:Plans d'aménagement du barrage.....	1/6
Planche 2:Coupe géologique sur l'axe de la digue	2/6
Planche 3:coupes types des troix variantes	3/6
Planche 4 : coupe type de la variante choisie.....	4/6
Planche 6:Schéma de calcul de stabilité	5/6
Planche 6 :Réseau des opérations et diagramme de Gant	6/6

Introduction Générale

L'eau devient de plus en plus rare, à travers tout le monde, l'Algérie comme d'autres pays a déjà pris très au sérieux cette problématique. Bien que depuis presque une décennie, l'Algérie, aidée par une aisance financière, a mis les bouchées doubles pour multiplier le nombre de barrages pour faire face à la demande de plus en plus grandissante de la population qui ne cesse d'augmenter d'année en année. Donc, et à cet issue, plusieurs projets sont réalisés et d'autres sont programmés ou en cours de réalisation.

La willaya d'El'tarf a eu la chance grâce à un ensemble des projets d'aménagement et de réalisation des barrages an niveau des sites favorables dans la région, ces dernies arrivent en premier lieu pour servir les grands périmètres d'irrigation. L'un de ces grands barrages projetés est le futur barrage de Bounamoussa.

L'objectif principal de cette présente thèse est de faire une étude détaillée complète de la digue du barrage de Bounamoussa (willaya d'El tarf), en se basant sur les résultats de l'étude de faisabilité menée par le bureau d'étude ENHYD-STUKY, afin de créer une conception réelle de ce barrage.

Le mémoire est structuré en dix chapitres dont la démarche essentielle est de présenter une synthèse détaillée de l'étude de faisabilité qui donne une analogie des conditions locales du site ou le barrage sera implanté, à savoir la géologie, la topographie, la sismicité la géotechnique...etc. Puis l'analyse des données cartographiques et le traitement des données pluviométriques en vue de déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage de point de vue eau, et le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue. Un autre chapitre consacré au choix technico-économique de variante de digue après un traitement de variantes proposées, la variante choisie se détaillera dans un autre chapitre qui donnera une conception de toutes les composantes de la digue puis l'analyse des infiltrations à travers le corps de barrage et aussi une étude technique par application des méthodes bien définies pour la vérification de la stabilité de l'ouvrage. Un autre chapitre consacré à l'organisation de chantier, puis une estimation de devis de projet.

Enfin on terminera par le chapitre de protection et sécurité afin de garantir les bonnes conditions de travail.

Chapitre I
Synthèse de
l'étude
faisabilité

I.1 Introduction

Cette présente synthèse, présente une étude préliminaire du projet de réalisation d'un barrage effectuée par le bureau d'étude ENHYD- STUCKY, elle est liée directement aux recherches et reconnaissances pour le choix du site, et à la bonne connaissance des conditions topographiques, géotechniques et hydrologiques du site pour qu'il soit faisable, afin de réaliser une étude qui a pour objectif de proposer des solutions technico-économiques adéquates pour la réalisation de projet d'exécution.

Sur la base de cette étude de faisabilité, nous pouvons entamer l'étude détaillée de la digue du barrage de Bounamoussa willaya d'El Tarf.

I.2. Objectif

La retenue et le barrage de Bounamoussa font corps du système qui fournira un volume d'eaux réservé au du périmètre d'irrigation d'El Tarf.

I.3. Situation géographique

Le barrage se situe dans la vallée de l'Oued de Bounamoussa.

Le barrage est positionné entre les longitudes 6°20' et 6°30' et les latitudes 40°62' et 40°82'. Il est limité par :

- ✓ Le massif dunaire de Boutheldja formant obstacle naturel avec la mer Méditerranée au Nord.
- ✓ Le bassin de la Medjerdah au Sud.
- ✓ le bassin de Seybouse à l'Ouest par.
- ✓ Le barrage déversoir de Chaffia à l'est.

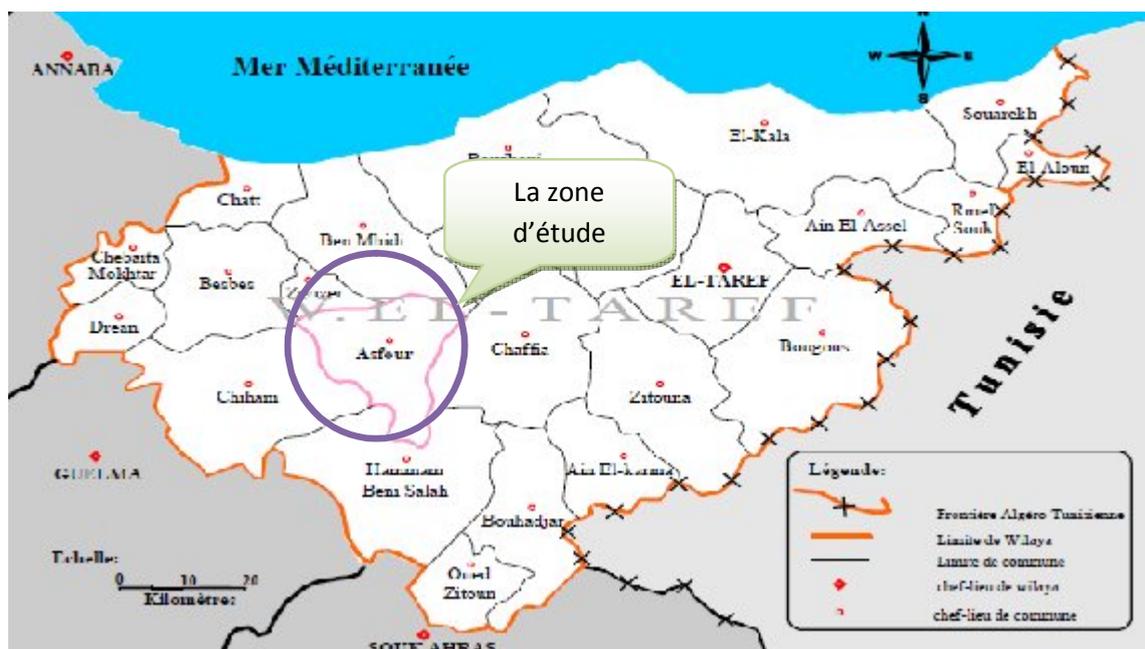


Figure I.01 : carte de la situation géographique

Les coordonnées de l'axe de barrage sont :

Tableau I.1.Coordonnées de l'axe de barrage (Lambert et UTM)

Coordonnées	Coordonnées Lambert	Coordonnées UTM
X(m)	409 056.61	972 220.16
Y(m)	4054818.22	383564.62
Z(m)	36.00	36.00

I.4.Topographie

L'axe du barrage est situé sur le dernier étranglement de la vallée de l'oued Bounamoussa en amont d'une sinuosité raide de l'oued de direction Nord-Ouest et d'un élargissement aval dans la zone du village Asfor.

A cet endroit, l'oued est encaissé, présentant un profil léger asymétrique. Le pendage suivant l'axe se relève à 20° sur le flanc gauche et à 13° sur le flanc droit. Le récif s'infléchit vers l'Ouest ou vers le Sud-ouest ce qui peut être topographiquement considéré comme un désavantage, vu qu'en arrière du flanc gauche à l'aval, il y a formation d'une large dépression qui monte légèrement. Sur le même récif a été formé à la cote 100 un col aplani à la hauteur de la future crête du barrage.

Sur la rive gauche, la topographie est plus avantageuse. Le versant occupe la même position à l'amont et à l'aval sur encore 400 m jusqu'à un profond ravin ou l'affluent droit de l'oued de Bounamoussa. A l'amont, la vallée occupe un profil presque symétrique quelques peu plus large à pendage faible se relevant à 10-15°. Le long de l'axe, sur la crête du barrage, la vallée est large près de 600 m. L'axe est approximativement orienté vers le NW-SE.

La détermination de la courbe surface -volume de la retenue a été obtenue par planimétrie des courbes de niveau à partir de carte topographique à l'échelle de 1/5 000 afin de vérifier les cotes caractéristiques adoptées, de la retenue, du barrage et des ouvrages annexes.

En se basant sur volume nécessaire de la tranche utile calculée de la retenue et sur le volume de la tranche morte de la retenue à partir d'une quantité de débits solides qui sera déposée au cours de 50 années, on a déterminé sur la courbe volume de la retenue les cotes caractéristiques de la retenue:

- ✓ cote du fond de la retenue 26,50 m
- ✓ niveau minimal d'exploitation 45 m
- ✓ cote normale de retenue 92,10 m
- ✓ cote maximale de retenue 95,60 m
- ✓ cote de la crête du barrage 97,6 m

I.5. Hydrologie du bassin

I.5.1. Généralités

Les études hydrologiques de l'oued Bounamoussa sont orientées vers la détermination des paramètres hydrologiques au site du barrage prévu qui contrôle le bassin total de 809 km². Il est important de noter qu'en amont du site du barrage de Bounamoussa il existe déjà un barrage de CHEFIA contrôlant le bassin de 592 km². Ce barrage- réservoir dérive pratiquement la totalité des eaux du bassin amont de l'oued Bounamoussa (une seule fois il y a eu déversement). C'est ainsi que le bilan d'eau arrivé au réservoir du nouveau barrage prévu de Bounamoussa sera réduit aux apports provenant de la partie du bassin de 217 km² entre les barrages de Chaffia et de Bounamoussa.

I.5.2. Données et informations disponibles

- Les mesures et observations hydrologiques directes sur l'oued Bounamoussa n'existent pas sauf les données sur le bilan d'eau au site du barrage de Chaffia. Pour cela, l'évaluation du régime d'eau au site du barrage prévu est axée sur les interprétations régionales directes. En plus des observations des pluies aux pluviomètres dans les environs immédiats, on disposait des données hydrologiques aux stations hydrométriques suivantes:
 - ✓ **Ain el Assel** sur l'oued **El Kebir** .
 - ✓ **Gue Zitanna** sur le **Bou Halloufa**.
- Les mesures de l'évaporation a partir des données disposés au niveau des stations météorologiques de **Annaba - Salines** et **Chaffia**.
- Les mesures du transport solide à la station hydrométrique **d'Ain el Assel** et les quantités de débits solides accumulés dans la retenue de CHEFIA, ont aussi servi à évaluer le rythme d'alluvionnement de la nouvelle retenue de Bounamoussa.

I.5.3. Evaporation

Les données d'observations ont été collectées pour une période de 15 ans. l'évaporation a été donc mesurée au site du barrage de Chaffia au moyen du bac d'évaporation du type Colorado. Le bac d'évaporation étant projeté par un grillage contre les oiseaux. L'évaporation mesurée devrait être augmentée de 15% pour obtenir des résultats réels de l'évaporation brute. Pour obtenir une valeur réelle de l'évaporation à partir d'une nappe d'eau libre avec le bac Colorado, il est conseillé l'application du coefficient de réduction $R=0,80$.

I.5.4. Bilan d'eau

Le calcul du bilan d'eau dans la zone d'études a été fait en tenant compte des caractéristiques hydrogéologiques, climatologiques et topographiques des sous bassins considérés. En s'appuyant sur toutes les données disponibles et analyses antérieures, avec l'analyse des modèles des modèles spatiaux d'écoulement basés sur les données annuelles et l'estimation des débits pour une période plus longue, en se basant sur :

- ✓ les données et analyses hydrologiques et hydrogéologiques.
- ✓ les cartes des isohyètes annuelles et interannuelles.
- ✓ les analyses et données climatologiques.
- ✓ les données topographiques.

I.5.5. Crues

Les crues ont été calculées pour les besoins du dimensionnement des ouvrages d'évacuation pour la période de chantier (galerie de dérivation) et des ouvrages barrage de Bounamoussa d'évacuation pendant l'exploitation des ouvrages du (évacuateur de crues et vidange de fond). Les données hydrologiques directes sur les crues de l'oued Bounamoussa n'existent pas. Donc, les évaluations hydrologiques des crues ont été orientées vers les analyses directes des crues avant tout au moyen des pluies. Compte tenu du fonds de données disponibles pour le calcul des crues, il a été appliqué la méthode de l'hydrogramme unitaire synthétique.

Le tableau suivant montre les pluies pour des périodes de retour étudiées après l'analyse des pluies maximales journalières qui a été effectuée sur la base des données pluviométriques :

Tableau .I.02:les pluies pour les périodes de retour étudiées

Période de retour (ans)	10000	1000	100	20
Précipitations (mm)	225	175	128	98

Extrait de l'étude de faisabilité

Tableau .I.03 :les débits maximums pour les périodes de retour étudiées

Bassin versant	Surface (m ²)	Débits maximums (m ³ /s)			
		10000	1000	100	20
Bounamoussa (sans barrage Chaffia)	592	1798	1347	932	650
Bounamoussa (source barrage Chaffia seulement)	217	901	672	457	319
Barrage Bounamoussa+barrage Chaffia	809	2176	1632	1120	800

Extrait de l'étude de faisabilité

Lors de la définition des crues, des hydrogrammes synthétiques triangulaires ont été construits par l'application de la théorie de l'hydrogramme unitaire.

I.5.6. Transport solide

Les mesures du débit solide en suspension sur l'aire d'études ont été faites dans la station hydrométrique d'Ain el Assel Le débit de charriage n'a été mesuré à aucune station, mais sa fraction dans le volume total de débit solide est estimée importante (20 à 30%).

En plus des données énumérées sur les mesures des débits solides, le bureau a fait appel aux résultats de mesures de la sédimentation dans la retenue de Chaffia sur l'oued Bounamoussa.

Le volume des débits solides déposés a atteint $2,6 * 10^6 \text{ m}^3$, correspondant aux apports solides de $217 \text{ m}^3/\text{an}$.

I.6. Synthèse de la géologie :

I.6.1. Introduction

Cette présente partie a pour objet de présenter les résultats des reconnaissances et des études géologiques qui ont été exécutées sur le site du barrage de l'oued Bounamoussa pour fournir des renseignements géologiques et géotechniques nécessaires pour l'étude détaillée de ce site du barrage.

Des sondages, des puits de reconnaissances préliminaires sur le site, et l'étude des photos aériennes font la base de détermination de la situation géologique, géomorphologique de site de barrage de Bounamoussa.

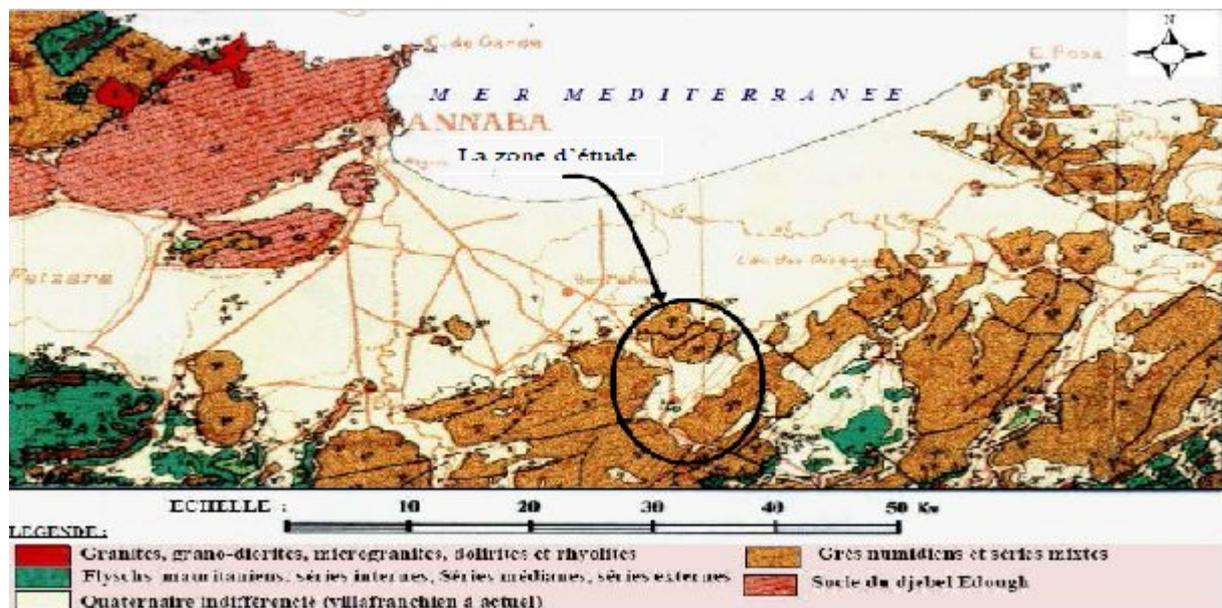


Figure I.02 : Carte géologique et structurale (Extrait de la carte géologique et structurale de la chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens.

I.6.2. Aperçu de la géologie régionale

L'analyse des cartes géologiques à l'échelle 1/50 000 de la région d'Annaba jusqu'à la frontière entre l'Algérie et la Tunisie, des prospections sur le terrain et l'étude des photos aériennes ont permis d'observer les caractéristiques structurales principales de la région.

La région montagneuse depuis Annaba jusqu'à la Tunisie où se trouve l'oued Bounamoussa est constituée en général de grès et d'argilites, les vallées étant recouvertes par les dépôts du Quaternaire Continental.

La roche-mère appartient au terme médian de la nappe numidienne à dominante gréseuse, Les dépôts quaternaires sont représentés par des dépôts alluvionnaires et colluvionnaires Les dépôts alluvionnaires dans le lit de l'oued et les terrasses fluviales en bordure de la plaine sont en général de composition sabla-limeuse renfermant des graviers faiblement argileux et sableux. Vu que la masse de la roche du Numidien est très érodable, les dépôts colluvionnaires sont représentés tant par la surface que par l'épaisseur. Les colluvions au pied des flancs sont hétérogènes, argilo-sableux avec des amas de blocs de grès éboulés.

I.6.3. Tectonique

Sur le plan tectonique, deux grandes unités sont en contact avec les chaînes Telliennes et l'Atlas Saharien. Le Numidien est charrié sur la nappe tellienne. Leur déplacement s'est fait du nord vers le sud dans le Miocène inférieur. Le plus souvent le Numidien est en position normale et il est seulement renversé localement. La séquence de couches intercalées de grès et d'argilites est légèrement plissée sous les effets de l'orogénèse alpine. La terminaison isoclinale de la série et la disposition de grandes failles observées sur les photos aériennes dans le cadre de la région étudiée montrent que les structures s'orientent suivant deux directions privilégiées : l'une E-W et l'autre NE-SW ce qui est probablement le résultat de deux phases tectoniques distinctes. La première correspond à la tectonique tangentielle responsable de la mise en place des unités, alors que la seconde plus tardive correspond à une période de plissements plus intense.

A ces contraintes, il a été attribué l'infléchissement de la chaîne numidienne vers le Nord-est.

I.6.4. Géomorphologie

Le site du barrage se situe dans une région montagneuse d'une altitude comprise entre 400 et 500 m. La morphologie de la vallée de Bounamoussa est imposée par des éléments structuraux et par la nature des roches sédimentaires qui constituent les terrains.

Dans les terrains faits d'argilites qui sont plus susceptibles d'altération les formes géomorphologiques sont ondulées. La morphologie de ces terrains est d'autant plus complexe à cause de l'érosion de l'oued Bounamoussa. En amont du site du barrage, la vallée est très étroite. A l'aval elle s'élargit d'abord progressivement pour continuer à s'élargir brusquement. Près du village Asfour elle est large près de 2 km. L'altitude du fond de la vallée passe sur une longueur de 10 km de la cote 120 près du barrage de Cheffia à la cote 26 au niveau de l'axe du barrage de Bounamoussa. A l'aval, sur une longueur près de 30 km, l'oued Bounamoussa traverse une plaine, en décrivant de vastes méandres plus sur la bordure gauche, L'oued Bounamoussa dans la zone de marais de M'Kada se jette dans l'oued El Kebir.

La répartition des eaux du bassin versant de l'oued de Bounamoussa se fait en général à des cotes plus élevées par rapport au niveau de la future retenue.

I.6.5. Les matériaux de construction

Les seuls matériaux qui se prêtent à la construction du barrage, localisés aux environs immédiats, sont les grès de Numidie. Deux zones d'emprunt ont été prises en considération. La première est la zone du récif sur la rive gauche au droit du site où les grès se trouvent en quantité inépuisable. La seconde se situe à 2 km à l'amont de la première sur la rive droite le long de la route asphaltée dans la zone du récif d'EI Ouachni qui descend vers l'oued. Une carrière y située a été peu exploitée à l'époque pour les besoins de la construction du barrage de CHEFIA. Dans les deux cas, il s'agit de grès fracturés de Numidie qui sont en monolithe compacts et durs. Un bloc parallélépipède de l'échelle centimétrique à l'échelle décimétrique se détache d'une fracturation dense. L'aptitude de ces matériaux à la mise en place dans le barrage, doit être ultérieurement confirmée, en tenant notamment compte des zones faiblement lithifiées qui sont parfois observées dans les grès de Numidie.

I.6.5. Géologie de la cuvette :

I.6.5.1. Constitution géologique

La vallée de Bounamoussa dans la zone de la cuvette est creusée dans le massif rocheux, caractérisé par des alternances d'argilites et de grès appartenant à une vaste série Numidienne. Sur la carte géologique sont mises en évidence les zones à dominante argileuse et gréseuse. Ce massif rocheux est recouvert par une couche de colluvions sur les versants et par des dépôts alluvionnaires dans la vallée.

I.6.5.2. Aperçu de l'hydrogéologie :

Le terrain est caractérisé par une fracturation importante superficielle et la présence de plus grandes fracturations dans les parties plus profondes de la masse rocheuse gréseuse résultent des effets endogènes et exogènes. Ces étendues permettent la circulation et un emmagasinage éventuel des eaux souterraines.

Dans l'ensemble, le complexe où il y a alternance de grès et d'argilites est en partie imperméable et ne met pas en cause l'étanchéité de la retenue malgré fracturations qui sont en majeure partie en profondeur remplies de produits de désintégration.

En général il a été constaté une bonne étanchéité de l'ensemble de la cuvette. Notant que le seul endroit possible de fuite d'eau est le versant gauche du site du barrage ce qui se limite alors au problème d'étanchéité du seul site du barrage à des cotes plus élevées où se situent des grès décompressés, altérés et fissurés.

I.6.5.3. Erosion et stabilité des versants

Les différences d'érosion dans la zone de la future retenue de Bounamoussa sont conditionnées par la constitution géologique et par le pendage du terrain. A des localisations à dominante gréseuse, les processus d'érosion sont minimums, tandis qu'ils sont accentués sur les terrains formés d'argilites, de marnes et de marnes sableuses.

Les glissements typiques et les versants instables n'ont pas été observés. Et la stabilité des versants dans l'ensemble dans les conditions de la retenue créée sera satisfaisante. Comme on a déjà dit, on a noté l'ébranlement des blocs de grès qui se sont

accumulés sur des versants à pente plus douce, à leur pied et dans le lit même de l'oued. Les dépôts de ces matériaux (colluvions argileuses et blocs éboulés) de grande puissance peuvent donner naissance à des glissements dans le cas des effets du remous de la retenue.

I.6.6. Géologie du site du barrage

I.6.6.1.Lithologie

Les terrains sont constitués par des argilites et des grès de Numidie. Le massif rocheux sur les versants est en majeure partie recouverte par des dépôts colluvionnaires et dans la vallée et lit de l'oued par des dépôts alluvionnaires.

Le substratum sur le site du barrage, observé en profondeur, est en général constitué dans la partie haute par une passe à dominante gréseuse et en profondeur par une série avec alternance d'argilites, de grès, de marnes et de marne-calcaires. Les grès apparaissent en surface en affleurements sur l'ensemble du flanc gauche jusqu'à la rive de l'oued où il y a leur terminaison. Ils atteignent une profondeur de 70 m. Sur le flanc droit du barrage, les grès sont érodables et affleurent à des cotes plus élevées que la crête du barrage. Les grès sont lités et en bancs, jaunes fins à grossiers à ciment silicieux. Le forage de reconnaissance effectué recoupant des grès a mis en évidence les argilites en quelques lits. Sur l'ensemble du site, les grès présentent une intense fracturation avec des traces d'altération de la roche le long des fractures en profondeur. Cela a été d'ailleurs confirmé par les résultats obtenus des reconnaissances géophysiques,

Les dépôts colluvionnaires recouvrent les versants et sont très étendus dans la zone du site du barrage. Ils se sont formés par l'altération de la roche mère et sont faits de fragments de grès et d'argilites à l'échelle centimétrique dans la matrice sablo argileuse. L'épaisseur est comprise entre 2 et 3 m sur les parties plus hautes des versants et près de 5 même 8 m sur les parties plus basses à la limite du contact avec le lit de l'oued.

I.6.6.2.Perméabilité des terrains :

Du point de vue de la hydrogéologie, le site du barrage est insuffisamment défini suivant la géométrie, la perméabilité et les conditions hydrogéologiques du pendage des eaux souterraines. Les rapports sur les essais de perméabilité dans les sondages font apparaître que les conditions hydrogéologiques peuvent être complexes, possibles et problématiques en matière d'étanchéité du site du barrage. Les essais de perméabilité ont été correctement effectués par passes de 5 m selon la méthode LEFRANC dans les dépôts quaternaires et d'après la méthode LUGEON dans les roches dures.

Les dépôts alluvionnaires présentent une perméabilité $K = 1,1-1,4 \times 10^{-6}$ m/s avec une partie superficielle plus perméable avec une valeur $K = 3,7 \times 10^{-6}$ m/s. Les résultats d'essais de perméabilité du type LUGEON sont représentés par des coupes géologiques La masse rocheuse de base - grès de Numidie peut avoir une perméabilité plus élevée que les dépôts alluvionnaires. Sur le versant gauche au delà d'une profondeur de 45 m, la masse rocheuse est moins perméable par rapport à la zone superficielle.

I.7.Séismicité

Des études sismiques sont effectuées pour le Nord de l'Algérie, basées sur des données historiques et instrumentées pour la période 1357-1996, ont indiqué qu'il y avait une sismicité active associée avec l'Atlas Tellien et avec l'Atlas Saharien, mais la sismicité était modérée à basse. Une carte de la sismicité du Nord-est de l'Algérie indique les épicentres des tremblements de terre historiques et enregistrés au moyen d'instruments. Ces épicentres ont tendance à se concentrer dans les zones des failles principales excepté aux alentours de Batna, où des tremblements de terre ont eu lieu dans le passé mais où, à ce jour, des failles n'ont pas été relevées.

D'après la figure suivante le barrage appartient à la zone sismique 02 :

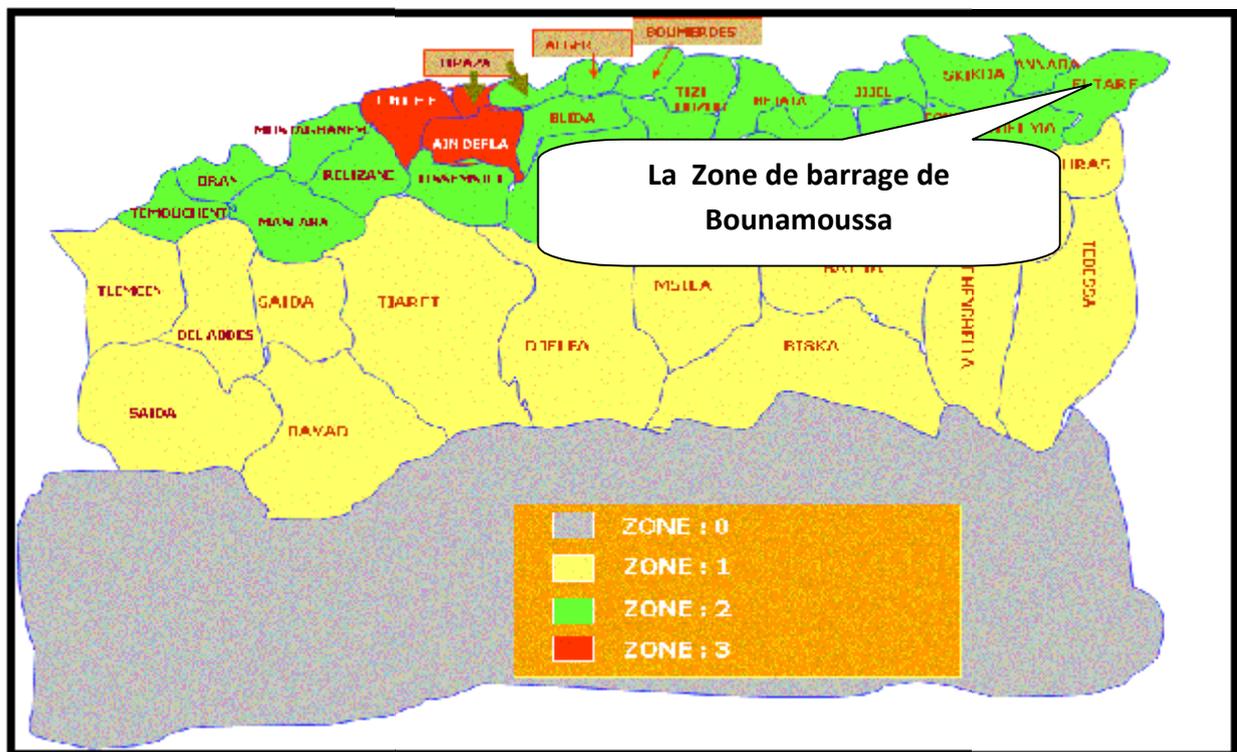


Figure I.03 : Carte De Micro Zonage Sismique Du Territoire National-Rpa 99 (Version 2003)



I.8. Aperçu géotechnique du barrage de Bounamoussa

En vue de déterminer la nature et les caractéristiques des matériaux des fondations du barrage et des zones d'emprunt possibles de matériaux de construction pour le barrage et pour envisager les problèmes de fondations et d'exécution des ouvrages , une campagne de reconnaissance a été effectuée :

- ✓ sur le site du barrage et des ouvrages annexes.
- ✓ à l'emplacement des zones d'emprunt des argiles à l'aval du site du barrage.

La campagne de reconnaissance a été réalisée sur la base du Programme des reconnaissances géologiques, géophysiques et géotechniques sur le site de barrage de Bounamoussa. Alors, des puits de reconnaissance et les essais de laboratoire sur les prélevés dans les sondages et puits ont été exécutés en pour avoir déterminer les caractéristiques de site et des zones d'emprunt.

I.8.1. travaux de reconnaissances sur terrain

Les forages de reconnaissance ont été exécutés en bonne partie près de l'axe, en rive droite et en rive gauche. Le carottage a permis de définir les séquences lithostratigraphiques du sous-sol de la zone explorée ; Les travaux effectués sont illustrés dans le tableau qui suit :

Chapitre I : synthèse de l'étude de faisabilité

Tableau. I.04 : les travaux de reconnaissances sur le terrain

Lieu	Opération	Profondeur (m)	Nombre	Résultats
Sur le site de barrage et les ouvrages annexes	Sondage de reconnaissance carotté	au total 317.5 m de forage	7 sondages	<p>Le terrain de fondation du pied du barrage est formé de :</p> <ul style="list-style-type: none"> - d'assise est constitué de roche - grès altérés et fracturés en surface et compacts en profondeur sur le flanc gauche. - Dans la partie prévue pour les fondations du pied amont du barrage sous la couche de terre végétale d'environ 0,3 m d'épaisseur apparaît la couche de sable argileux et limoneux (SC) et d'argiles limoneuse (CL). L'épaisseur de cette couche est comprise entre 4 et 5 m. Au-dessous de cette couche on note la roche mère - grès. - A l'aval de l'axe du barrage sur la surface on observe des fragments argileux de grès altérés des dimensions d'éboulis et de blocs au- dessous desquels apparaît une couche de sable argilo-limoneux . L'épaisseur de ce complexe jusqu'à la roche mère (grès) va de 5 à 7 m - dans le lit de l'Oued La couche superficielle est formé de sédiments limono-sableux-graveleux voire la couche alluvionnaire aux cotes plus élevées et une terrasse fluviale plus basses et au mur de la couche alluvionnaire e=15m. - sur le franc droit la couche de terre végétale en surface de 0,4 à 1 m d'épaisseur, la Couche d'argile sabla-graveleuse (colluvion) de faible plasticité (CL) apparaît au-dessous de la couche de terre végétale de 10m d'épaisseur. - La Roche mère (argilites, marnes, grès) altérée et fracturée à une profondeur plus faible et plus compacte en profondeur renfermant des lits d'argiles compactes
	Puits de reconnaissance	4 m	7 puits	
	le Prélèvement d'échantillons pour essais de laboratoire	--	20 puits	
des zones d'emprunt des argiles "A" et "B "	Puits de reconnaissance	3m	10 puits	<ul style="list-style-type: none"> - Les zones d'emprunt des argiles pour le noyau du barrage en remblai se situent à l'aval du site du barrage à environ 300 m de la zone d'emprunt "A", soit à 1000 m de la zone d'emprunt "B", sur la rive gauche du lit de l'oued. - L'épaisseur de la couche d'argiles dans les zones d'emprunt "A" et "B" est compris entre 1 et 3 m, elle est recouverte par une couche de terre végétale jusqu'à 0,40 m d'épaisseur. Au mur de cette couche apparaissent des sables et graviers plus ou moins argileux. - Le volume de matériaux argileux apte à l'exploitation dans ces deux zones d'emprunt est estimé à 220 000 m³
	Prélèvement d'échantillons pour essais de laboratoire	--	20 puits	

I.8.2. Les essais au laboratoire

Toutes les échantillons prélevés dans les puits de reconnaissances et soumis aux essais au laboratoires ont été prélevés dans la couche sableux- argileuses sur le flanc gauche de site pour les matériaux de site de barrage et les ouvrages annexes ,en outre les matériaux de la zone d'emprunt sont prévus pour la construction de noyau d'argile ,les essais qui ont été effectués sur ces matériaux sont présentés comme suit :

Tableau. I.05 : les essais au laboratoire

L'emplacement	L'essai	Le nombre
Les échantillons de site de barrage et les ouvrages annexes	L'analyse granulométrique	8 analyses
	Limites d' Atterberg	11 essais
	Poids spécifique	11 essais
	Densité humide	13 essais
	Teneur en eau	11 essais
	Teneur en matière organique	4 essais
	Teneur en carbonate	4 essais
	Teneur en sulfate	4 essais
	Essai Proctor-	8 essais
	Essai de compression simple	1 essai
	Essai de cisaillement direct	14 essais
	Essai de compression triaxiale	8 essais
	Essais de compressibilité à l'oédomètre	5 essais
Les échantillons des zones d'emprunt	Analyse granulométrique	10 analyses
	Limites d'Atterberg	10 essais
	Poids spécifique	10 essais
	Densité humide Teneur en eau	19 essais
	Teneur en chlorure	5 essais
	Teneur en matière organique	5 essais
	Teneur en carbonate	5 essais
	Teneur en sulfate	5 essais
	L'essai à l'oédometre	9essais
	Essai de cisaillement direct	13 essais
	Essai de compression triaxiale	11 essais

Source : étude de faisabilité



Chapitre I : synthèse de l'étude de faisabilité

I.8.3. Les résultats des essais au laboratoire :

Les essais effectués présentent les caractéristiques suivantes des matériaux prélevés :

- **La zone de site de barrage et les ouvrages annexes :**

Tableau I.06 : Les résultats des essais au laboratoire

La composition granulométrique	pourcentage de fraction fine ($d < 0.74 \text{ mm}$) : 41 - 72.4 %
	pourcentage de fraction sableuse ($0.074 < d < 4.76 \text{ mm}$) : 25.2 - 59 %
	pourcentage de fraction graveleuse ($d > 4.76 \text{ mm}$) : 0 - 17.5 %
Indices de plasticité	limite de liquidité (LL) : 22.5 - 59.5 %
	indice de consistance (Ie) : 11.0 - 27.4 %
	indice de plasticité (IP) : 10.7 - 32.3 %
	limite de plasticité (PL) : 0.93 - 1.94
Densité humide (γ_h)	16.57 - 21 kN/m³ en moyenne 19.67 kN/m ³ .
Teneur en eau (w).	2.43 - 21.73 % (en moyenne 10.43 %)
Densité sèche (γ_d)	14.12 - 19.71 kN/m³ en moyenne 17.50 kN/m ³
Poids spécifique (Gs)	2.63 - 2.67 (en moyenne 2.65)
L'essai Proctor	$W_{opt} = 6.50 - 15.50 \%$ (en moyenne 10.48 %). $\hat{\gamma}_{d_{max}} = 17.65 - 21.09 \text{ kN/m}^3$ (en moyenne 19.76 kN/m ³).
L'essai de cisaillement	<ul style="list-style-type: none"> ✓ essai non consolidé, non drainé (UU) : $C_u = 20 - 43 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 21 - 32^\circ$ ✓ essai consolidé non drainé (CU) $C_{cu} = 20 - 130 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 12.5 - 44.3^\circ$ ✓ essai consolidé drainé $c' = 22 - 165 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 16 - 27^\circ$
Essai de compressibilité à l'oedomètre	Indice de décompression : $C_c = 0.043 - 0.133$. Indice de pression de préconsolidation : $P_c' = 155 - 230 \text{ Kn/m}^2$. Le degré de préconsolidation : $OCR = 3.1 - 10$.
Essai de perméabilité à l'oedomètre	<ul style="list-style-type: none"> ✓ coefficient de perméabilité $k = (0.22 - 3.85) \times 10^{-5} \text{ cm/s}$. ✓ coefficient de consolidation $C_v = (0.94 - 7.92) \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$

Source : étude de faisabilité

Chapitre I : synthèse de l'étude de faisabilité

▪ **sur les échantillons de la zone d'emprunt :**

Les matériaux des zones d'emprunt "A" et "B", dont la mise en place est prévue pour la zone du noyau du barrage en remblai appartiennent aux classes CL i SC (argile limoneuse, argile de faible plasticité et argile sableuse).

Tableau. I.07. Les résultats des essais au laboratoire (zone d'emprunt)

La composition granulométrique	pourcentage de fraction fine ($d < 0.74 \text{ mm}$) : 48.6 - 91.2 %
	pourcentage de fraction sableuse ($0.074 < d < 4.76 \text{ mm}$) : 8.8 - 51.4%
	pourcentage de fraction graveleuse ($d > 4.76 \text{ mm}$) : 0 - 4.8 %
Indices de plasticité	limite de liquidité (LL) : 33.8 - 49.5 %
	indice de consistance (Ic) : 1.25 - 1.77
	indice de plasticité (IP) : 15.8 - 24.9 %
	limite de plasticité (PL) : 15.2 - 24.8 %
Densité humide (γ_h)	18.24 - 21.48 kN/m ³ en moyenne 20.18 kN/m ³ .
Teneur en eau (w).	10.51 - 15.09 % (en moyenne 12.62 %)
Densité sèche (γ_d)	15.99 - 19.52 kN/m ³ en moyenne 17.50 kN/m ³
Poids spécifique (Gs)	2.62 - 2.67
L'essai Proctor	Wopt = 10.0 - 16.4% (en moyenne 12.81 %) Yd,max = 16.18 - 20.30 kN/m ³ (en moyenne 18.45 kN/m ³)
L'essai de cisaillement	<ul style="list-style-type: none"> ✓ essai non consolidé, non drainé (UU) : Cu = 40 - 115 kN/m² , $\phi = 22 - 27^\circ$ ✓ essai consolidé non drainé (CU) Ccu = 60 - 80 kN/m² , $\phi = 16 - 31^\circ$ ✓ essai consolidé drainé : c' = 30 - 55 kN/m² (en moyenne 40 kN/m²) f = 16 - 43° (en moyenne 27°)
L'essai de compression triaxiale	<ul style="list-style-type: none"> ✓ essai non consolidé, non drainé (UU) Cu = 41 - 138 kN/m² , $\phi = 3 - 24^\circ$ ✓ essai consolidé, non drainé (CU) pour les contraintes totales Ccu = 10 - 27 kN/m² , $\phi = 8,5 - 16^\circ$
Essai de compressibilité à l'oédomètre	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Indice de décompression : Cc = 0.085 - 0.229 ✓ Indice de pression de préconsolidation : Pc' = 145 - 355 kN/m². ✓ Le degré de préconsolidation : OCR = 3.33 - 18.3.

Source : étude de faisabilité



Discussions des résultats géotechniques :

- ⇒ Les travaux de reconnaissance pour les besoins des études d'avant-projet sommaire de Bounamoussa ont été réalisés sur les micro emplacements du site du barrage et des zones d'emprunt des argiles. Ils ont été effectués sur le site du barrage par les sondages de reconnaissance (7 sondages de reconnaissance) et par les puits de reconnaissance (7 puits de reconnaissance). Ces travaux ont fait également l'objet des levés géologiques. Les échantillons pour les essais de laboratoire ont été aussi prélevés.
- ⇒ Les essais de laboratoire ont été effectués sur les échantillons prélevés dans la couche qui repose sur la roche mère. Les matériaux appartiennent aux classes CL et SC. Ayant en vue leur déformabilité, ils seront enlevés, les fondations du pied du barrage étant exécutées dans la roche saine. Le matériau se prêle apte à la mise en place dans les zones du barrage ne nécessitant pas de hautes valeurs de paramètres de résistance au cisaillement. Pour cela ils seront mis en œuvre dans les zones à l'amont et à l'aval immédiat du noyau d'argile du barrage.
- ⇒ À l'emplacement des zones d'emprunt ont été au total exécutés 10 puits de reconnaissance en vue de déterminer les caractéristiques et les quantités de matériaux disponibles pour l'exécution du noyau d'argile du barrage en remblai.
- ⇒ Les matériaux provenant des zones d'emprunt appartiennent aux classes CL et SC, présentant des paramètres favorables à l'exécution du noyau étanche du barrage (coefficient de filtration étant de $k < 10^{-5}$ cm/s).
- ⇒ L'épaisseur moyenne de la couche de ces matériaux dans les zones d'emprunt et atteint 2 m. Donc à cette épaisseur correspond un volume de $220\,000^3$ de matériaux disponibles ce qui ne constitue pas une réserve de matériaux suffisante pour l'exécution du noyau d'argile. A cet effet, il y aura absolument intérêt, pour la phase future d'études, à mettre en évidence de nouvelles zones d'emprunt des argiles et à programmer les reconnaissances supplémentaires.
- ⇒ Les zones d'emprunt possibles des matériaux naturels pour filtres (sable, gravier) n'ont pas été reconnues à proximité immédiate du barrage. Ces matériaux pourront être fournis par une des installations de séparation se trouvant plus loin du barrage.
- ⇒ Les enrochements se prêtant aptes à l'exécution de la recharge du barrage trouvent pratiquement en quantité inépuisable à proximité immédiate du barrage (massif de grès sur le flanc gauche au-dessus de l'évacuateur de crues).

I.9.Synthèse de la conception de barrage et les ouvrages annexes :

I.9.1.Choix du micro-site du barrage :

Le micro-site a été déterminé sur la base de la conception de l'alimentation en eau du système d'irrigation entier d'EI Tarf, des reconnaissances de terrain, des cartes topographiques au 1/25 000 et de la prise en considération de la totalité des conditions géomorphologiques sur la région étendue considérée d'EI Tarf. Donc un site susceptible de création d'une retenue d'un volume nécessaire a été trouvé sur l'oued Bounamoussa à l'aval de la retenue existante de Chaffia.

Le micro site Le micro - site du barrage, à savoir la position plus précise de son axe a été choisi dans la présente étude et il résulte des plusieurs critères:

- ✓ choix d'un axe du barrage qui permettra l'obtention d'un volume minimum du barrage et du batardeau.
- ✓ question de batardeau, en tant qu'ouvrage provisoire, pour la dérivation de l'oued résoudre de manière à faire le corps de l'ouvrage principal dans le but de minimiser les coûts de la solution du barrage un seul ouvrage joue le double rôle) et de réduire au maximum la longueur de la galerie de dérivation;
- ✓ choix de la morphologie de la vallée de l'oued qui permettra que l'axe du barrage soit immédiatement à l'amont de la courbure afin que les ouvrages annexes (galeries de l'évacuateur , coursiers ...) soient aussi courts que possible et par là moins onéreux.
- ✓ Il est bien entendu tenu compte des conditions géotechniques des fondations du barrage et des ouvrages annexes qui n'auraient pas été changées sensiblement, du fait qu'une discontinuité en forme de faille n'apparaît pas, qu'il n'y a pas de changement du milieu géologique et autre entre l'axe du barrage antérieur et l'axe proposé dans la présente étude. L'exactitude de cette décision a été justifiée par les travaux de reconnaissance géologiques et géophysiques.

I.9.2 .La variante choisie de type de barrage :

Pour des raisons technico-économiques, la solution du barrage en remblai zoné à noyau central d'argile est adoptée comme étant la solution optimale, qui doit assurer un volume d'eau de $71.4 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Cette variante entend que l'étanchéité du barrage sera assurée par un noyau central d'argile à pente des talus de l'ordre 1/0.2 , la largeur en crête étant de 6 m. Pour assurer une stabilité hydraulique du noyau, il est prévu l'exécution des filtres en sables et en graviers à l'amont et à l'aval du noyau, d'une épaisseur de 2,50 m chacun. Un tapis drainant réalisé en deux couches de 2 x 1 m d'épaisseur sera raccordé aux filtres sur le parement aval. Sur le parement amont, les filtres seront exécutés seulement sur une partie de l'hauteur où on s'attend au marnage dans la retenue. La recharge amont et aval du barrage sera exécutée en enrochements (grès provenant du massif sur le flanc gauche du barrage).

Les principales caractéristiques du barrage de Bounamoussa sont les suivantes:

Tableau. I.7. Les principales caractéristiques du barrage de Bounamoussa

cote de la crête du barrage	97.60 m
cote normale de retenue	92.10 m
cote maximale de retenue	95.60 m
niveau minimal d'exploitation	45.50 m
longueur en crête du barrage	582.3 m
largeur en crête du barrage	8.00 m
hauteur maximale du barrage (au -dessus des fondations)	74.85 m
pente des talus amont et aval	1/1.8
largeurs et cotes des risbermes sur le talus aval	à la cote 65 - largeur 3 m. à la cote 45 - largeur 5 m
pente des talus amont et avale du noyau d'argile	1/0.2
largeur du noyau en crête	6.00 m
cote de la crête du noyau d'argile	96.60
cote de la crête du préatardeau	43.15
pente du talus amont du préatardeau	1/1.8
volume de remblais pour le barrage	2 076 968 m ³
volume de remblais pour le préatardeau	75 982 m ³

I.9.3.Éléments de barrage :

I.9.3.1. la fondation de barrage

Le noyau d'argile sera fondé dans une tranchée de fondation qui sera au minimum enterrée à une profondeur de 1,5 m dans le rocher. La largeur de la tranchée de fondation varie suivant dans le sens de la longueur du barrage.

Le corps du barrage (amont et aval) sera établi dans le rocher, après enlèvement des matériaux meubles et d'une couche de roche altérée de 0,5 m .

I.9.3.2.Galerie de dérivation et batardeaux

La galerie de dérivation sera établie sur le flanc droit du barrage. La cote du fond du portique d'entrée de la galerie de dérivation est arasée à 28.

Il sera équipé de deux batardeaux qui permettront la fermeture de la galerie de dérivation pendant son aménagement dans la galerie d'évacuation de l'évacuateur en puits. Le diamètre de la galerie de dérivation sera de 6,50 m . L'épaisseur du revêtement en béton sera de 0,60 m. La longueur totale de la galerie de dérivation atteindra 417 m.

- **Le préatardeau amont** est aménagé en la recharge amont d'une largeur en crête de 10 m à la cote 43,15. Le préatardeau comprend un noyau vertical d'argile à pente des talus de 1/0,2, une zone de transition (couche filtrante) de graviers et de sables de 3 m de largeur et une recharge en enrochements dont la pente amont est de 1/1,8. La largeur du noyau d'argile en crête du préatardeau est de 5 m.

- **Le prébatardeau aval** (batardeau aval) a une section homogène et il sera exécuté avec du déblai. La crête est arasée à la cote 34,50, sa largeur étant de 5 m. Les pentes des talus sont de l'ordre de 1/1,8.

I.9.3.3. évacuateur de crue

La variante choisie de l'évacuateur de crue est avec un déversoir latéral et coursier. La longueur du seuil déversant du déversoir latéral sera de 150 m et elle a été déterminée sur la base de l'équitation du déversement et de la hauteur de projet de la lame déversante de 3,50 m. La partie déversante du déversoir latéral est un seuil gravitaire en béton, son contour étant défini suivant la hauteur de lame déversante. Sur la partie gravitaire du déversoir, sera exécutée une console de 3 m de largeur dont la cote dans la retenue est arasée à 86,50. La partie déversante sera exécutée par tronçons de 12,50 m de largeur, elle sera amortie dans le canal collecteur du déversoir latéral. La pente le long du canal collecteur sera de l'ordre de 2,67%. La hauteur des parois du coursier a été déterminée sur la base de la ligne d'eau calculée. Alors Le saut de ski rejettera les eaux déversées vers le lit de l'oued.

I.9.3.4. prise d'eau et vidange de fond

Les deux ouvrages seront exécutés en un ouvrage commun. L'ouvrage d'entrée de la vidange de fond ou de la prise d'eau sera établi au-dessus de l'ouvrage d'entrée de la galerie de dérivation dont la cote du seuil d'entrée sera arasée à 40m. La cote du seuil d'entrée a été déterminée sur la base du niveau minimal d'exploitation de la retenue à 45,50 m et à partir du critère de submersion de l'ouvrage d'entrée afin d'empêcher l'introduction de l'air. L'ouvrage d'entrée sera équipé par deux vannes de garde qui permettront des inspections régulières et l'entretien de la portion en galerie de vidange de fond.

La conduite pour le système d'irrigation bifurque sur la conduite commune au droit du portique de sortie de la galerie de dérivation. Le diamètre de la conduite en acier pour les irrigations sera de 1,60 m.



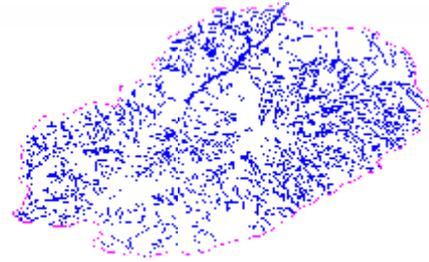
Conclusion

La synthèse de faisabilité est un élément indispensable à l'élaboration du mémoire de fin d'études, car elle met en évidence en donnant un aperçu global sur les diverses caractéristiques à prendre en compte dans le choix du type du barrage, telle que la géologie de la fondation qui constitue la force portante de l'enceinte du barrage à construire. Pour notre cas toutes les conditions font appel à la réalisation d'un barrage en terre.

Chapitre II
Etude
Hydrologique

Introduction

Avant toute étude technique et pratique de réalisation d'un barrage destinée à la réserve, la distribution d'eau, ou la maîtrise des crues, une étude détaillée arrive en premier temps pour estimer goutte à goutte et d'une façon très complexe la quantité de la pluie qui tombe sur une surface topographique afin d'utiliser le résultat dans les études qui précèdent ; on parle de l'étude hydrologique qui présente l'étude de cycle naturel d'eau présenté par ses différentes phases en allant jusqu'à l'estimation des débits qui traversent chacune de ses étapes.



Alors, le présent chapitre a pour but de déterminer toutes les caractéristiques hydrologiques de l'oued de Bounamoussa en utilisant des données météorologiques et hydrologiques pluviométriques et hydrométriques afin d'arriver aux bons résultats.

II.1.Etude et caractéristiques de bassin versant

II.1.1.Définition

On appelle bassin versant, ou bassin de drainage, d'une rivière considérée en un point donné de son cours, l'aire limitée par le contour à l'intérieur duquel l'eau précipitée se dirige vers ce point de la rivière. Si le sol est imperméable, il est bien évident quelles limites du bassin sont définies topographiquement par la ligne de crête le séparant d'un bassin voisin (bassin topographique). Pour les sols perméables, le bassin versant réel peut différer du bassin topographique mais, sauf dans le cas d'une circulation interne particulièrement intense (terrain karstique, basaltes, couches sableuses très puissantes), cet effet est surtout sensible pour de très petits bassins. En pratique, on admet la plupart du temps que le Bassin versant coïncide avec le bassin topographique.

II.1.2.caractéristiques physiques de bassin versant

II.1.2.1.caractéristiques géométriques

✓ Surface

C'est le paramètre le plus important qui permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apport, volume de précipitation ou infiltration...). Elle est déterminée par planimétrie de six cartes d'état major de la willaya d'EL TARF à l'échelle 1/5000, en utilisant le logiciel AUTOCAD, la surface obtenue est :

$$S=836 \text{ Km}^2$$

✓ **Périmètre :**

Aussi a l'aide de l'AUTOCAD, on a délimité le bassin et le périmètre obtenu est de :

$$P=132 \text{ Km}$$

✓ **Longueur de talweg principal**

C'est le cours d'eau le plus long dans le bassin versant tel que :

$$L=17.61 \text{ Km}$$

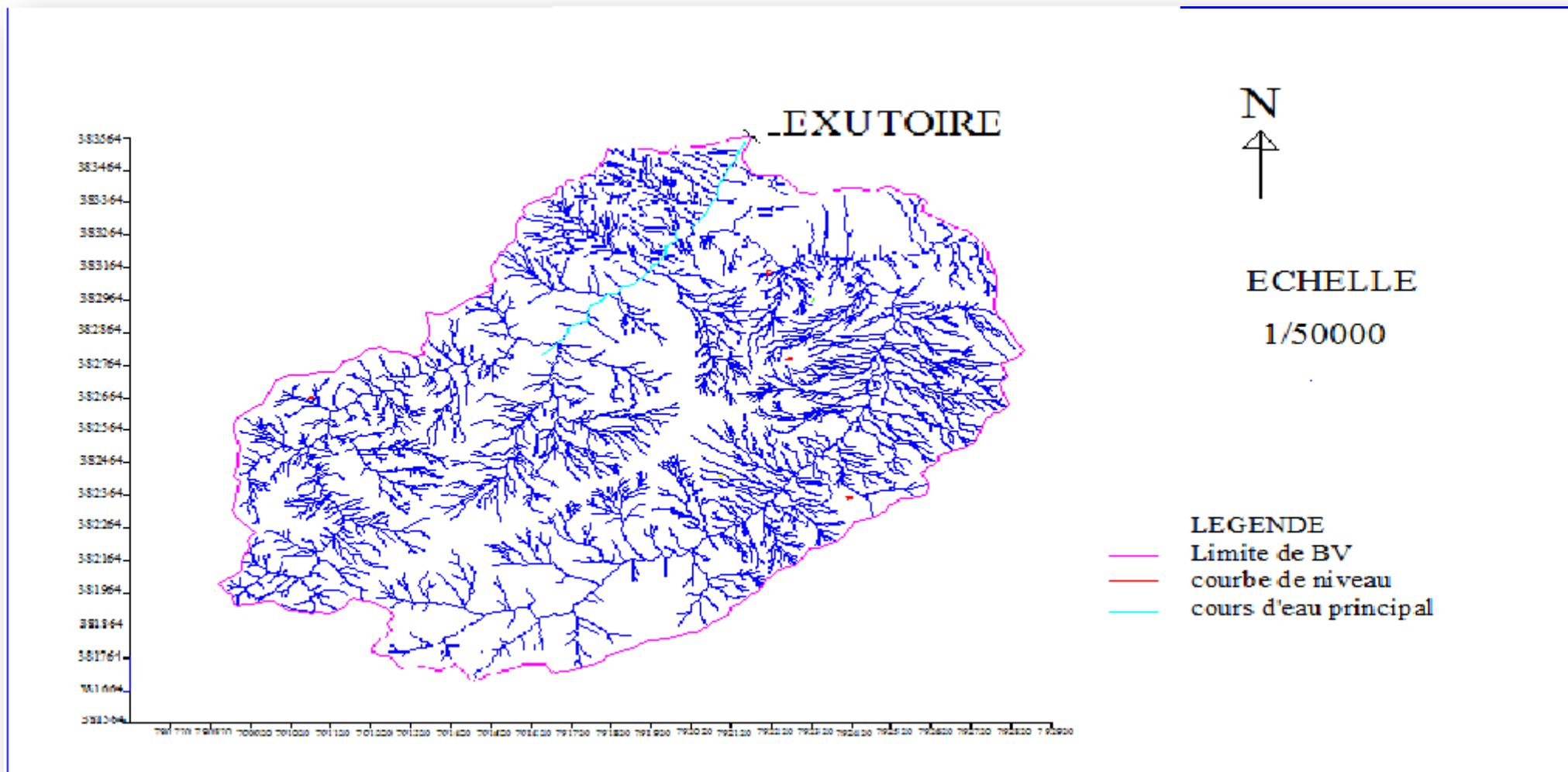


Figure II.01.les limites et le réseau hydrographique de bassin versant

II.1.2.2.Caractéristiques hydromorphologiques

a- Indice de Forme (ou de Compacité) de Gravelius

La valeur de cet indice permet d’avoir une idée sur la forme du bassin versant. Il est définir comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II.01)$$

P : périmètre du bassin versant (km).

S : surface du bassin versant (km²).

K_c=1.28

Tableau II.01.classification de bassin selon l’indice de compacité de GRAVELUS

K _c <1.25	Bassin compact
1.25<K _c <1.5	Bassin de forme moyenne
K _c >1.5	Bassin plutôt allongé

A partir de tableau (II.01) de classification on peut avoir la classe de notre bassin versant

On a : 1.25<K_c<1.5 \implies le bassin de Bounamoussa est de forme moyenne

b- Indice d’allongement

Ce coefficient est obtenir par la relation suivante :

$$C_a = \frac{L}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II.02)$$

L : longueur du talweg principale(Km)

S : la surface du bassin versant(Km²)

C_a=0.37

c- Rectangle équivalent

C’est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions (L et l) ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de point de vue **écoulement**. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l’exutoire est l’un de ces petits cotés.

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

$$L_r = \frac{K_C \cdot \sqrt{S}}{1 + \frac{K_C}{L}} \dots\dots\dots (II.03)$$

$$l_r = \frac{K_C \cdot \sqrt{S}}{1 - \frac{K_C}{L}} \dots\dots\dots (II.04)$$

Avec :

- K_C : indice de compacité de Gravelius.
- S : superficie du bassin versant en km^2 .
- L_r : longueur du rectangle équivalent en km.
- l_r : largeur du rectangle équivalent en km.

Donc : $L_r = 49.05 \text{ Km}$ et $l_r = 17.05 \text{ km}$

Pour le tracé de rectangle équivalent, on doit calculer les largeurs pour chaque surface partielle l_i et en fixant sa longueur.

Dans ce cas, la longueur de chaque S_i sera : $L = 17.05$

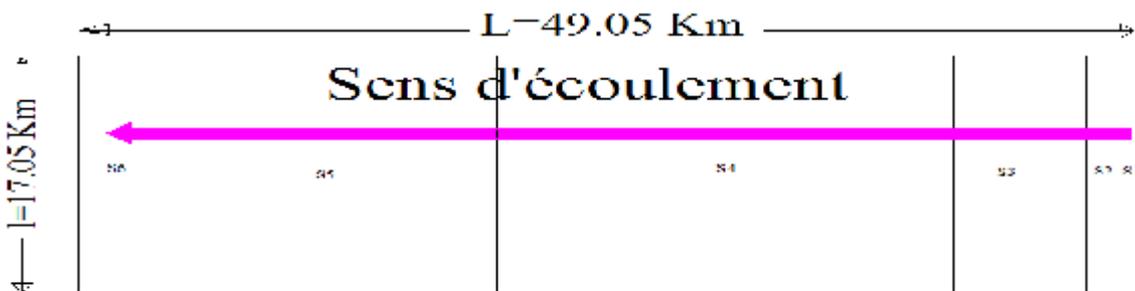
Et comme $S_i = L \cdot l_i \implies l_i = S_i / L$

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau II.02.résultats de calcul de rectangle équivalent

Ordre	$S_i(km^2)$	$L_i(km)$	$l_i(km)$
1	16.98	17.05	0.90
2	27.30	17.05	1.60
3	104.18	17.05	6.11
4	360.03	17.05	21.11
5	271.48	17.05	15.92
6	56.01	17.05	3.28

Figure II.03 : rectangle équivalent



II.1. 3.Hypsométrie du bassin versant

II.1.3.1.la courbe hypsométrique du bassin versant

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre 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.

Tableau II.03: coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude(m)	Surface (km ²)	Altitude H _i (m)	Surfaces partielles(%)	Surfaces cumulées (km ²)	Surfaces cumulées (%)
36-200	56.01	164	6.70	56.01	6.70
200-400	271.48	200	32.47	327.49	39.17
400-600	360.04	200	43.07	687.53	82.24
600-800	104.19	200	12.46	791.71	94.70
800-1000	27.30	200	3.26	819.02	97.97
1000-1045	16.98	45	2.03	836	100

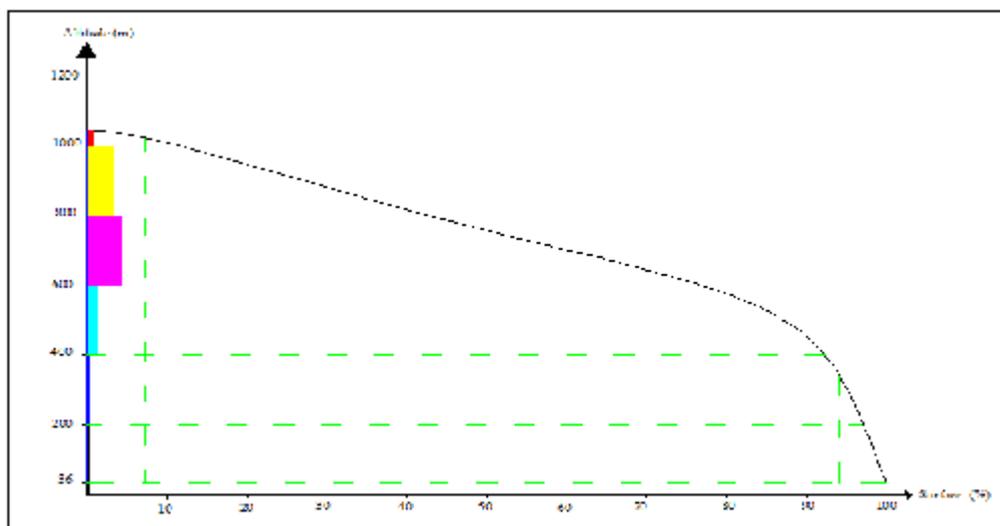


Figure II.04 : courbe hypsométrique

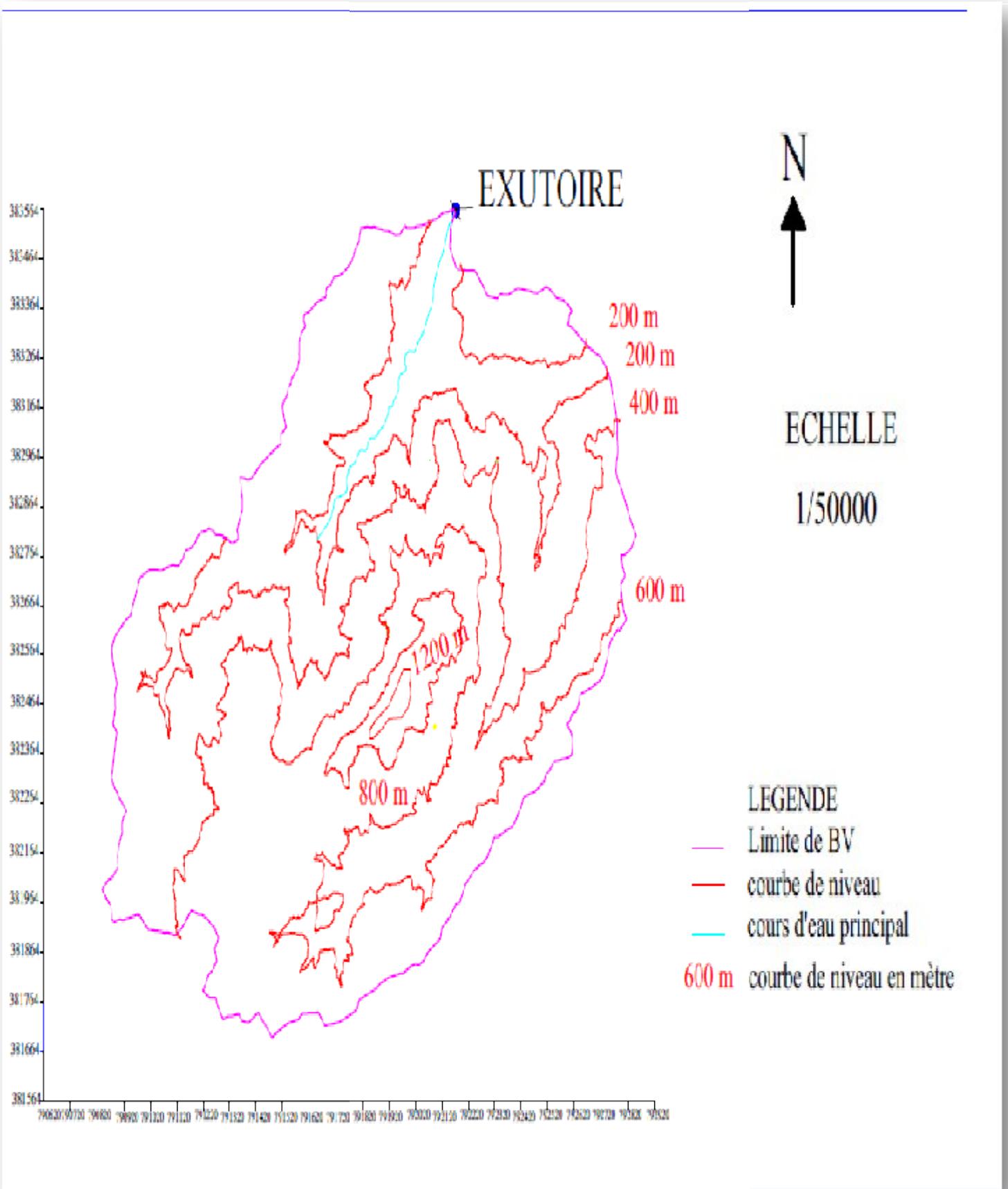


Figure II.05: La répartition des courbes de niveaux



II.1. 3.2.Les altitudes caractéristiques

a- L'altitude maximale et minimale :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique.

$H_{max} = 1045m \text{ NGA}$

$H_{min} = 36 m \text{ NGA}$

b- Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à celle 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 on a :

$H_{méd} = 440 m \text{ NGA}$

c- Altitude moyenne

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$H_{moy} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (II.5)$

- Avec : 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).

Tableau II.04: calcul de l'altitude moyenne

Altitude (m)	H _i (m)	Si (km ²)	S _i .H _i (Km ² .m)
36-200	118	56.01	6609.18
200-400	300	271.48	81444.00
400-600	500	360.04	180019.10
600-800	700	104.19	72931.64
800-1000	900	27.30	24573.37
1000-1045	1022.5	16.98	17362.05

H_{moy} = 458.06 m NGA

II.1.3.2. les indices de pentes

a- Indice de pente globale I_g

Cet indice est déterminé par la formule suivante

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

L : la longueur du rectangle équivalent (L=49.06 km)

H_{5%} = 1015 m ;

H_{95%} = 580 m.

Donc : $I_g = \frac{1015 - 580}{49.06 \cdot 10^3} \cdot 100\% = 0.89\%$

I_g = 0.89%

Tableau II.05: Classification de relief

R1	Relief très faible	I _g < 0.002
R2	Relief faible	0.002 < I _g < 0.005
R3	Relief assez faible	0.005 < I _g < 0.01
R4	Relief modéré	0.01 < I _g < 0.02
R5	Relief assez fort	0.02 < I _g < 0.05
R6	Relief fort	0.05 < I _g < 0.1
R6	Relief très fort	0.1 < I _g

Donc : le type de relief de notre bassin versant est : **relief très fort.**



b- L'indice de pente de 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 les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i+1} , soit :

Caractérisé la pente global du bassin versant, donné par la formule suivante :

$$I_p = \sqrt{\sum S_i(H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots (II.7)$$

- L : la longueur du rectangle équivalent. (L=49.06 km)
- S_i : Fraction en % de la surface S comprise entre deux courbes de niveau voisines.
- $H_i - H_{i-1}$: Distance entre deux courbes de niveau.

$I_p=41.63\%$

c- La pente moyenne du bassin versant I_m

Elle est donnée par la formule :

$$I_m = \frac{\Delta H}{L} \dots\dots\dots (II.8)$$

- Avec :** ΔH : dénivelée (m)
- L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2,.....n (m)
- S : surface de bassin versant (km²)

Tableau II.06 : les longueurs des altitudes

Altitude(m)	longueur (Km)	Dénivelée (m)
200	113.40	200
400	132.60	
600	157.19	
800	39.18	
1000	9.32	

$I_m=94.94 \%$

II.1.4. Le réseau hydrographique et caractéristiques d'écoulement

a- Densité de drainage

La relation de la densité de drainage est donnée par la formule suivante :

$$= \frac{\sum}{L} \dots\dots\dots (II.09)$$

L_i : longueur totale des cours d'eau d'ordre i (km)

n : l'ordre le plus élevé dans la classification.

S : La surface de bassin (km^2)

Dans notre cas : $n=6$ et $\sum = 1656.84 \text{ Km}$

Donc : $=1.98 \text{ Km/km}^2$

b- Densité du talweg élémentaire

$$F = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots(\text{II.10})$$

Avec : F_1 : Fréquence des talwegs d'ordre 01 ;
 N_1 : Nombre de talwegs d'ordre 01 $\rightarrow (N_1=1413)$
 S : La surface de bassin (km^2).

$F_1=1.69$

c- Coefficient de Torrentialité

Il est donné à partir de la formule suivante :

$$C_T = D_d \times F_1 \dots\dots\dots(\text{II.11})$$

$C_T=3.35$

d- Pente moyenne du cours d'eau principale I_c

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

$$I_c = \Delta / \Delta \dots\dots\dots(\text{II.12})$$

ΔH : Différence d'altitude entre deux points de cours d'eau suffisamment éloignés(m)

ΔL : La distance entre ces deux points (km).

Donc : $I_c = (139-36)/17.61 = 5.64 \text{ m /km}$

$I_c = 5.64 \text{ m /km}$

e- Temps de concentration

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire, il existe plusieurs formules. Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être calculé par la formule de GIANDOTTI:

$$T_C = \frac{4 \times \sqrt{S} + 1.5 \times L}{0.8 \sqrt{H}} \dots\dots\dots(\text{II.13})$$

- Avec :** T_c : temps de concentration en heure;
 S : Surface du bassin versant (Km^2);
 H : $H_{moy} - H_{min}$
 H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant(m);
 H_{min} : Altitude minimale du bassin versant(m);
 L : Longueur du talweg principal (km).

Donc :

$$T_c = 8.64 \text{ h}$$

f- Vitesse de ruissellement

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = L/T_c \dots\dots\dots (II.14)$$

Avec : L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

$$V_r = 2.03 \text{ km/h}$$

g- Profil en long de l'Oued

Ce profil est tracé à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/5000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu'à l'exutoire.

Les résultats sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau II.07:la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude

Ordre	Altitude (m)	Distance (km)	Distances cumulées (km)
1	139-130	0.8	0.80
2	130-120	0.57	1.37
3	120-110	0.76	2.13
4	110-100	1.89	4.02
5	100-90	1.38	5.40
6	90-80	0.94	6.34
7	80-70	1.40	7.74
8	70-60	1.58	9.32
9	60-50	1.20	10.52
10	50-40	1.12	11.64
11	40-36	5.97	17.61

Et la figure montre le tracé de profil :

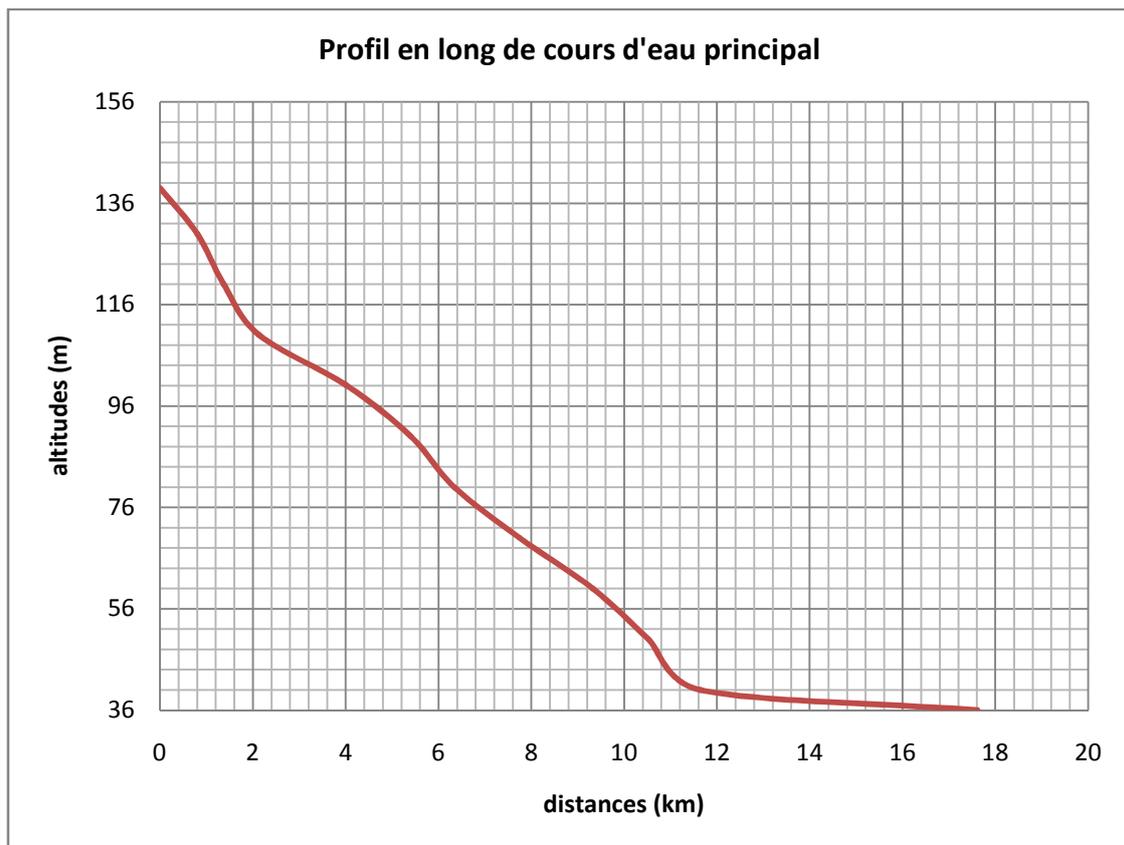


Figure II.06 : Profil en long du cours d'eau principal

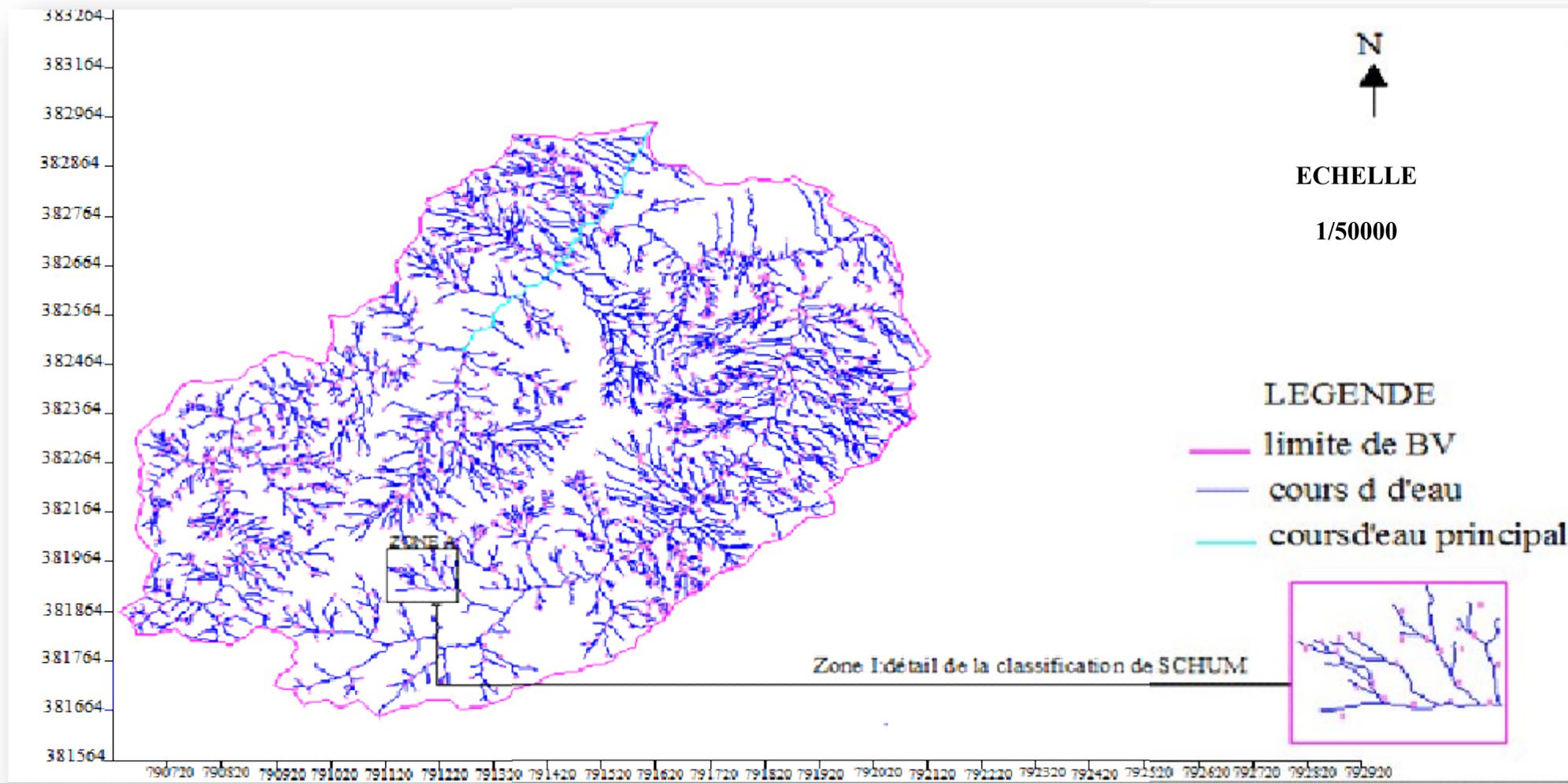


Figure II.07 : Classification de SCHUM

Tableau II.08: Caractéristiques hydro morphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	836
Périmètre		P	km	132
Longueur du thalweg principal		L _P	km	17.06
Indice de compacité		K _C	-	1.28
Coefficient d'allongement		Ca	-	0.37
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	49.05
	largeur	l _r	Km	17.05
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1045
	moyenne	H _{moy}	m	458.06
	médiane	H _{med}	m	440
	minimale	H _{min}	m	36
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	%	94.94
Indice de pente globale		I _g	m/Km	0.89
pente moyenne de talweg principale		I _{pm}	%	5.64
Indice de pente de Roche		I _p	%	41.63
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	1.98
Coefficient de torrentialité		C _T 3.35	-	3.35
Temps de concentration		T _c	h	8.64
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	2.03

II.2. Caractéristiques climatologiques de bassin versant

Pour l'analyse des différentes caractéristiques climatologiques au niveau de bassin versant sur l'Oued Bounamoussa on a choisis deux stations Chaffia et Ain El Assel.

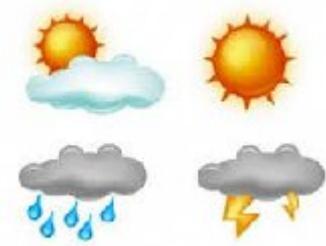


Tableau II.09. Les coordonnées stations de, Ain EL Assel

Code de la station	Nom de la station	X(Km)	Y(Km)	Z(m)
31601	Ain El Assel	1005	399	35
31501	Chaffia	977.15	381.3	170

II.2.1. Température

La température est un facteur important régissant le phénomène d'évapotranspiration et donc le déficit d'écoulement annuel et saisonnier :

Tableau .II.10 : Températures moyennes annuelles (station de Ain Assel)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	Moyenne Annuel
Max(c°)	27	32	35	32	39.5	45.5	47	44.5	46	39.5	33.5	29	37.5
Min(c°)	1	-3	1.5	1.5	4	6	5	3	5	4	2	1	2.6
Tmoy	14	14.5	18.25	16.75	21.75	25.75	26	23.75	25.5	21.75	17.75	15	20.05

Source ANBT ; période (1980-2011)

La variation de la température de bassin représentée dans la figure ci-dessous : Notons que la température maximale est enregistrée au mois de Mars (**26°C**) et la température minimale au mois de Septembre (**14°C**). La température annuelle moyenne est de (**20,05°C**).

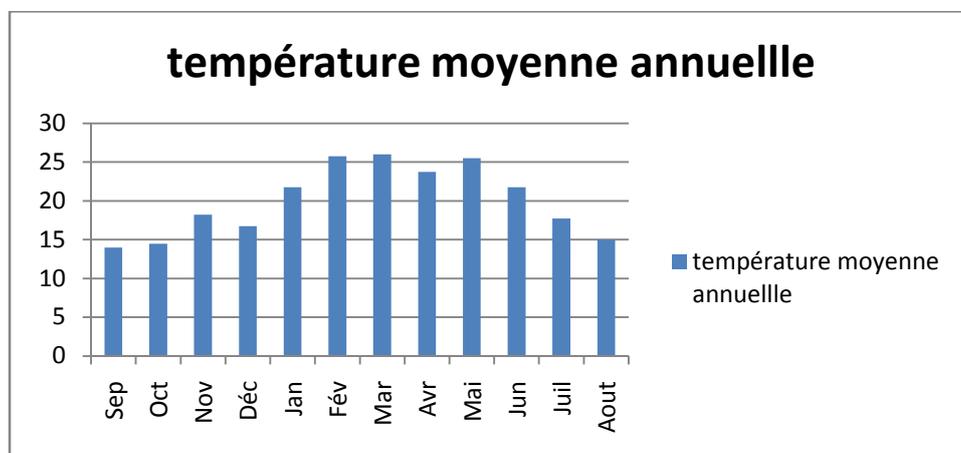


Figure. II.08 : Variation des températures dans le bassin Bounamoussa

II.2.2. Evaporation

L'évaporation est mesurée à la station d'Ain Assel. L'évaporation mensuelle disponible à cette station est la suivante :

Tableau. II.11. Répartition de mensuelle de l'évaporation (station d'Ain Assel).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Juill	Aout	Moyenne Annuel
Evap (mm)	464,7	301,7	169,7	108,9	105,2	137,3	228,07	299,0	463	703	906	804,2	390,9

Source ANBT ; période (1980-2011)

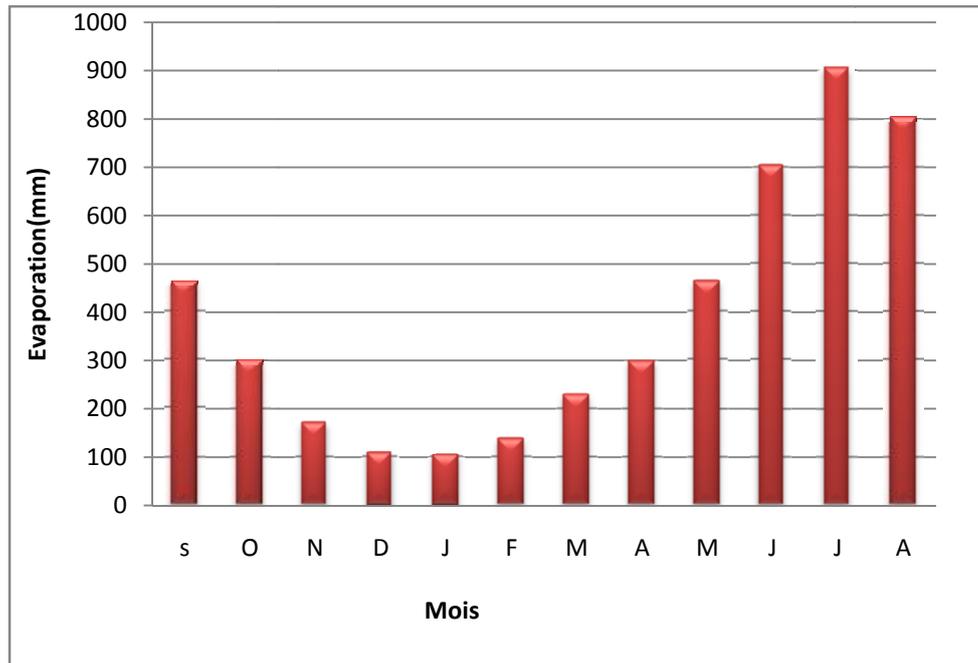


Figure II.09. Répartition mensuelle de l'évaporation de bassin de Bounamousa

II.2.3. Vents

Le vent est l'un des facteurs les plus déterminants des régimes pluvieux, de l'évaporation et par conséquent du climat

Tableau II.12 : Vitesses moyennes mensuelles des vents (station de Chaffia)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Juill	Aout	V _{Moy-anu}
Vitesse (m/s)	3.04	2.90	3.05	3.45	3.31	3.30	3.30	3.24	3.02	3.03	3.18	3.13	3.17

Source ANBT : période (1975 -2006)

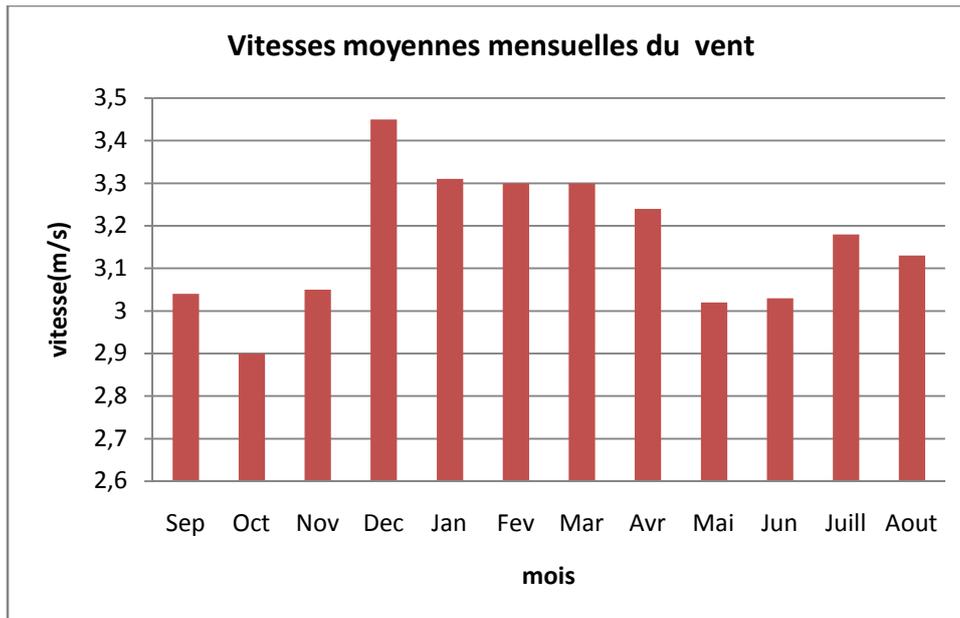


Figure II.10 : vitesses moyennes mensuelles des vents

D'après le tableau II.12 et la Figure II.10 ,les vents les plus violents se manifestent en hiver avec une direction NW-SE et les plus faible en été.

II.2.4. Humidité relative :

L'humidité relative de l'air correspond au rapport de la tension de vapeur réelle observée a la tension de vapeur saturante à la même température.

Tableau II.13 : moyennes mensuelles de l'humidité relative:

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Juill	Aout	Moyenne Annuel
Humidité en %	72.42	74.7	76.42	77.20	78.16	77.0	75.45	74.65	75.03	72.83	70.18	71.86	74.65

Source ANBT : Période (1975 -2006)

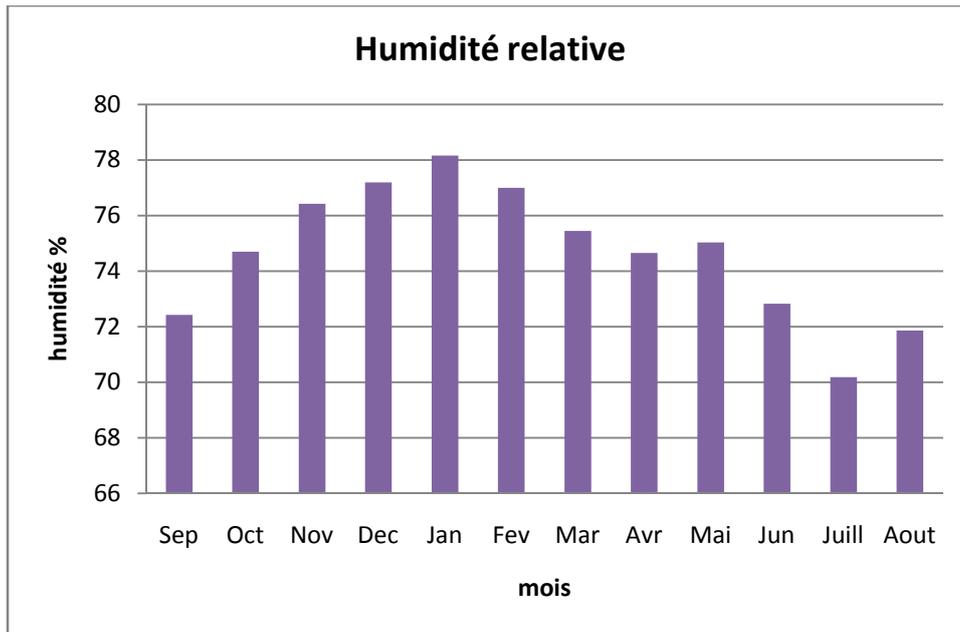


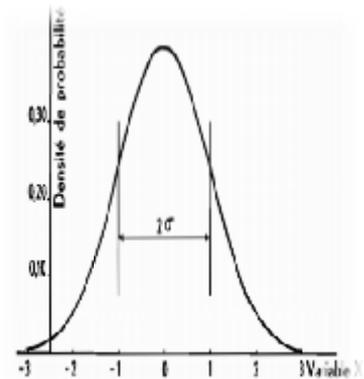
Figure. II.11 : humidité relative moyennes mensuelles

Le tableau et la figure montrent que la variation au cours de l'année est peu significative avec un maximum de 78,16 % en mois de Janvier, et un minimum de 70,18 % en mois de Juillet.

II.3. Pluviométrie

Les données pluviométriques sont la source principale pour suivre le régime hydrologique de bassin versant au cours du, et un facteur essentiel pour déterminer les crues. Dans ce présent paragraphe on s'intéresse à l'étude des précipitations.

L'étude des précipitations se base immédiatement sur les données de la station pluviométrique de Ain El Assel, qui est quantifiée la plus proche au site de barrage de Bounamoussa.



Les observations enregistrées au niveau de la station d'Ain Assel sur une période de 46 ans (1967-2012). Les coordonnées de la station sont

Tableau II.14 : Caractéristiques de la station pluviométrique disponible

station	Code	X(m)	Y(m)	Z(m)
Ain El Assel	031601	1005.65	400.05	35

II.3.1. les pluies moyennes annuelles

Les valeurs traitées sont celles de la station d'Ain El Assel, avec une période allant de 1967 à 2012. le tableau suivant montre la répartition mensuelle des pluies annuelles.

Tableau II.15 : Répartition mensuelle des pluies annuelles

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	P _{moy} annuelle
pluie (mm)	51.05	86.5	119.2	132.42	119.02	103.53	81.24	75.8	36.78	14.2	3.14	7.86	830.74
p%	6.145	10.412	14.349	15.940	14.327	12.462	9.78	9.124	4.43	1.709	0.378	0.946	100

Source ANRH : période (1967-2012)

Commentaire

Notre région se situe dans une zone considérée comme la plus arrosée d'Algérie. Le tableau II.15 montre une variation des Précipitations mensuelles, avec un maximum de l'ordre de **132,42** mm qui s'observe au mois de Décembre et un minimum de l'ordre de **3,14** mm pendant le mois de Juillet.

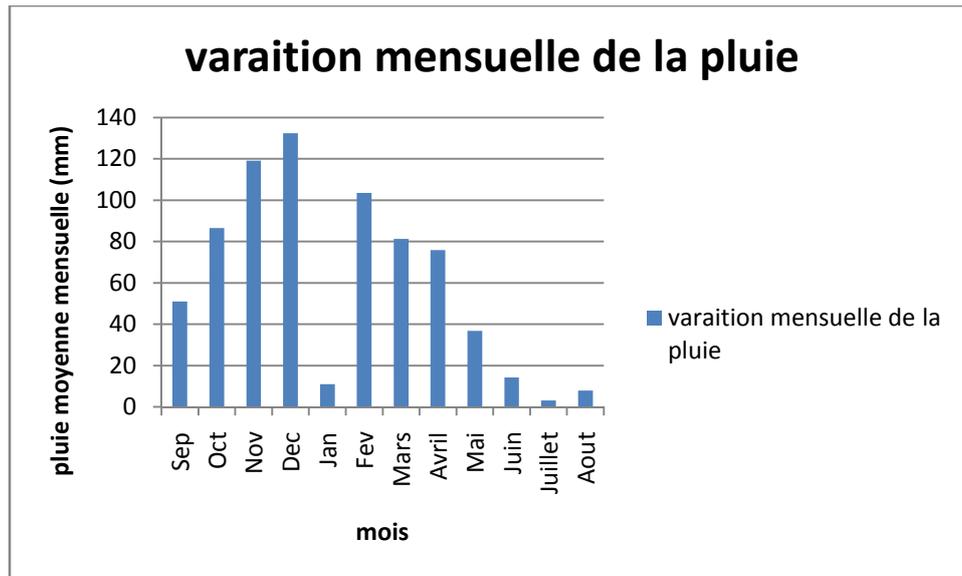


Figure II.12 : la répartition mensuelle des pluies moyennes

II.3.1. Etude des précipitations

II.3.1.1. Homogénéisation des données

Les erreurs dans les séries de mesures pluviométriques modifient le caractère aléatoire des phénomènes et les conditions de leur avènement. Si ces conditions changent cela veut dire que les données mesurées ne proviennent pas de la même population et que la série de mesures n'est pas homogène. Avant de pouvoir étudier statistiquement ces séries, il ya lieu donc, au préalable, de vérifier l'homogénéité. Plusieurs tests statistiques sont utilisés pour s'assurer de l'homogénéité d'une série statistique. Dans notre cas c'est le test de **la Médiane** qui est utilisé pour vérifier l'homogénéité.

Ce test permet de vérifier si une série des précipitations totales annuelles est homogène ou non en suivant les étapes :

- ✓ On détermine la médiane M après avoir classé la série par ordre croissant.
- ✓ Remplacer la série des valeurs non classée par une suite de signe
 - + Pour les valeurs $x_i > M$
 - Pour les valeurs $x_i < M$
- ✓ On calcule les quantités N_s et T_s
 - N_s : nombre total de séries de + ou -
 - T_s : taille de la plus grande série de + ou -
- ✓ La série est homogène si et seulement si :
 - $N_s > \frac{1}{2}(N+1 - u \cdot \sqrt{N+1})$
 - $T_s < 3.3 (\log N + 1)$

Avec : N : la taille de la série

u : la variable réduite de Gauss

Dans notre cas : $M = 56.4$, $N_s=24$, $T_s=5$

Vérification des deux conditions :

➤ Pour la première : $\frac{1}{2}(N+1 -u*\sqrt{N+1}) = \frac{1}{2}(45+1 -1.96*\sqrt{46 + 1}) =16.35$

Donc : $N_s=24 > 16.35$ c'est vérifiée

➤ Pour la deuxième : $3.3 (\log N+1) =3.3 (\log 46+1) =8.75$.

Donc : $T_s =5 < 8.75$ c'est vérifiée

Conclusion : la série est homogène

II.3.1.2.Etude des pluies maximales journalières :

L'étude des pluies maximales journalières consiste à faire un ajustement adéquat de la série par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et une période de retour.

Généralement les principales étapes de l'ajustement sont les suivantes :

- ✓ Classer la série des pluies maximales journalières par ordre croissant (non dépassement).
- ✓ Calculer la fréquence expérimentale dans notre cas en utilisant la formule de Hazen.
- ✓ Calculer les caractéristiques empiriques de la série pour chaque loi pour l'ajustement utilisé.
- ✓ ajuster graphiquement.
- ✓ Déterminer les quantiles pour chaque loi et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le tableau ci-après.

Tableau II.16: les caractéristiques empiriques de la série

Caractéristiques	Valeur
Nombre d'observations	28
Maximum	143
minimum	59.7
moyenne	22.8
Ecart-type	56.4
médiane	0.382
Coefficient de variation	1.31
coefficient d'asymétrie	4.98



II.3.1.2.1. Ajustement des pluies maximales journalières

Il existe plusieurs lois d'ajustement, mais on rencontre généralement les lois fréquemment utilisées, ceux qui n'ont que trois paramètres au plus, et bien souvent, que deux. L'efficacité de l'estimation d'un événement dépend de la loi de probabilité, de la taille et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Mais il faut bien s'assurer si cette loi représente effectivement la population de cet échantillon en utilisant le test d'adéquation de la loi de probabilité choisie.

Les lois d'ajustement choisies dans cette étude sont :

- Loi de Galton (log normale)

-Loi Gumbel

⇒ Ajustement a la loi de Galton (log normale)

La fonction de répartition de cette loi est décrite comme suit :

F (X) = 1 / (sqrt(2) * pi) * integral from u to +infinity of e^(-1/2 * u^2) du(II.15)

Ou : u = (X_i - x_bar) / sigma_x (variable réduite de GAUSS)

L'équation de la droite de Galton est la suivante :

Log X_p% = Log x_bar + sigma Log U_p%.....(II.16)

Avec : U_p% : variable réduite de Gauss.

Calcul des fréquences expérimentale (ou non dépassement) :

= () =(II.17)

=(II.18)

m : numéro d'ordre de la valeur ;

N : taille de l'échantillon.

Les résultats de l'ajustement sont montrés dans le graphique et le tableau suivants :

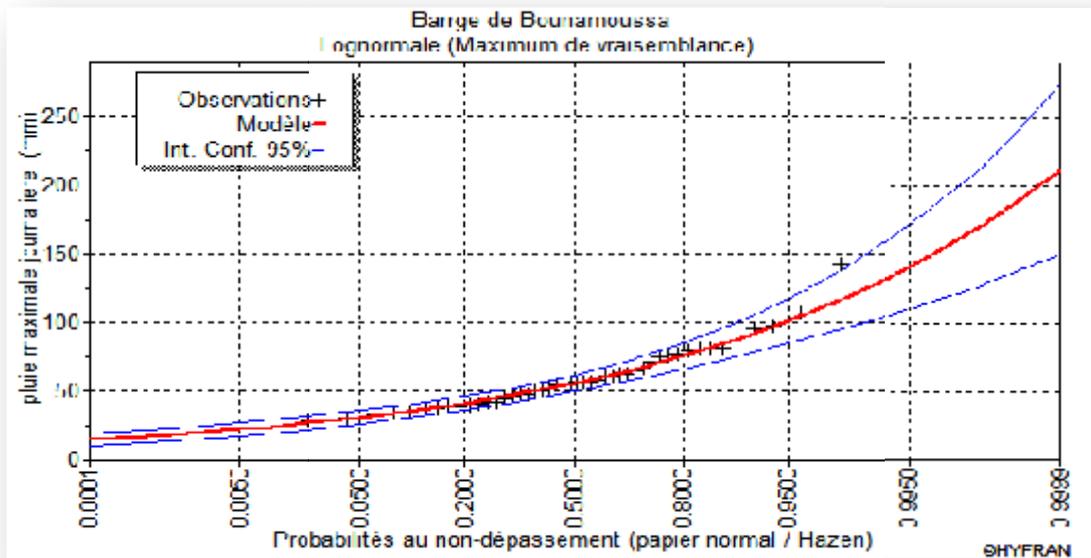


Figure II.13: Graphique d'ajustement a la loi de Galton (log normale)

Tableau II.17: les résultats d'ajustement à la loi de Galton

T(ans)	q	X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.9999	212	31.8	150	274
2000	0.9995	182	24.5	134	230
1000	0.999	169	21.7	127	212
200	0.995	141	15.6	110	171
100	0.99	129	13.2	103	155
50	0.98	117	11	95.3	138
20	0.95	101	8.22	84.8	117
10	0.9	88.6	6.34	76.1	101
5	0.8	75.7	4.66	66.5	84.8
3	0.6667	65.3	3.61	58.2	72.4
2	0.5	56	2.95	50.2	61.8

Tableau II.18: Comparaison entre les résultats de la loi de Galton et de l'échantillon

Caractéristiques	Galton	Echantillon
Minimum	0	28
Maximum	Aucun	143
Moyenne	59.7	59.7
Ecart-type	22.1	22.8
Médiane	56	56.4
Coefficient de variation (Cv)	0.37	0.382
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.16	1.31
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.48	4.98

⇒ Ajustement a la loi de Gumbel

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

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

$$y = \frac{x-x_0}{\alpha}$$

y : Variable réduite de Gumbel.

α : paramètre d'échelle α > 0

x : Précipitation maximale journalière (mm)

x₀ : Paramètre de position (mode).

On peut écrire :

y = - ln (- ln (F (x))) avec : () = —

L'équation de la droite de Gumbel est :

X = α * Y + X₀ (II.20)

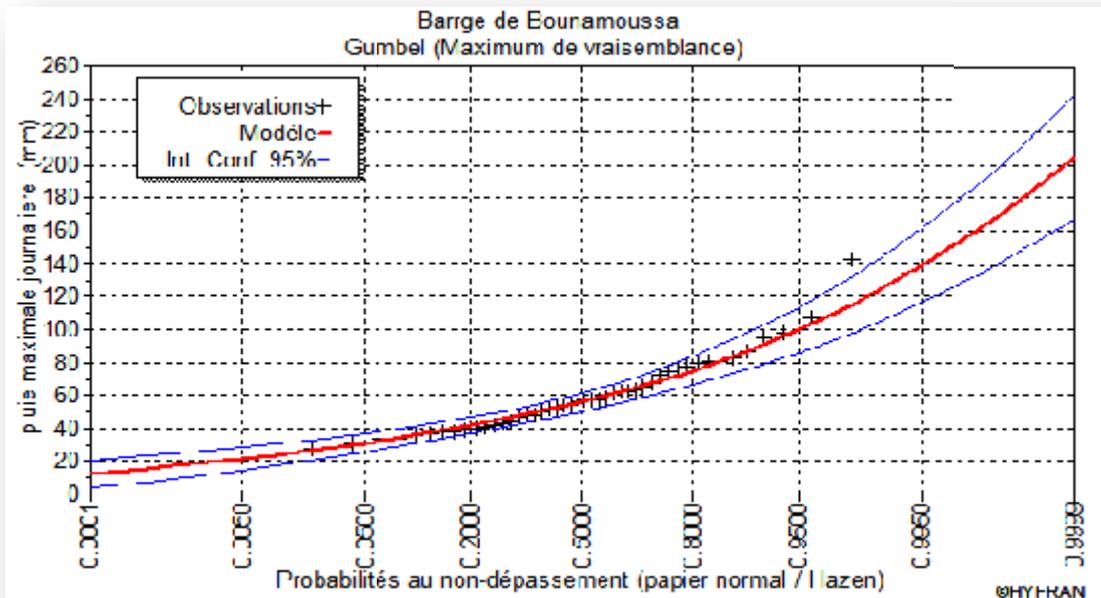


Figure II.14 : Graphique d'ajustement à la loi de Gumbel

Les résultats de l'ajustement sont montrés dans le graphique et le tableau suivants :

Tableau II.19 : les résultats d'ajustement a la loi de Gumbel

T(ans)	q	X _T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.9999	205	19.1	167	242
2000	0.9995	178	16	146	209
1000	0.999	166	14.6	137	195
200	0.995	139	11.5	116	161
100	0.99	127	10.2	107	147
50	0.98	115	8.85	98.1	133
20	0.95	99.7	7.1	85.8	114
10	0.9	87.5	5.79	76.2	98.9
5	0.8	74.9	4.5	66.1	83.7
3	0.6667	64.8	3.58	57.8	71.8
2	0.5	55.8	2.91	50.1	61.5

Tableau II.20 : La comparaison entre les résultats de la loi de Gumbel et l'échantillon

Caractéristiques	Gumbel	Echantillon
Minimum	Aucun	28
Maximum	Aucun	143
Moyenne	59.3	59.7
Ecart-type	21.6	22.8
Médiane	55.8	56.4
Coefficient de variation (Cv)	0.365	0.382
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.31
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.4	4.98

Comparaison graphique entre les deux lois

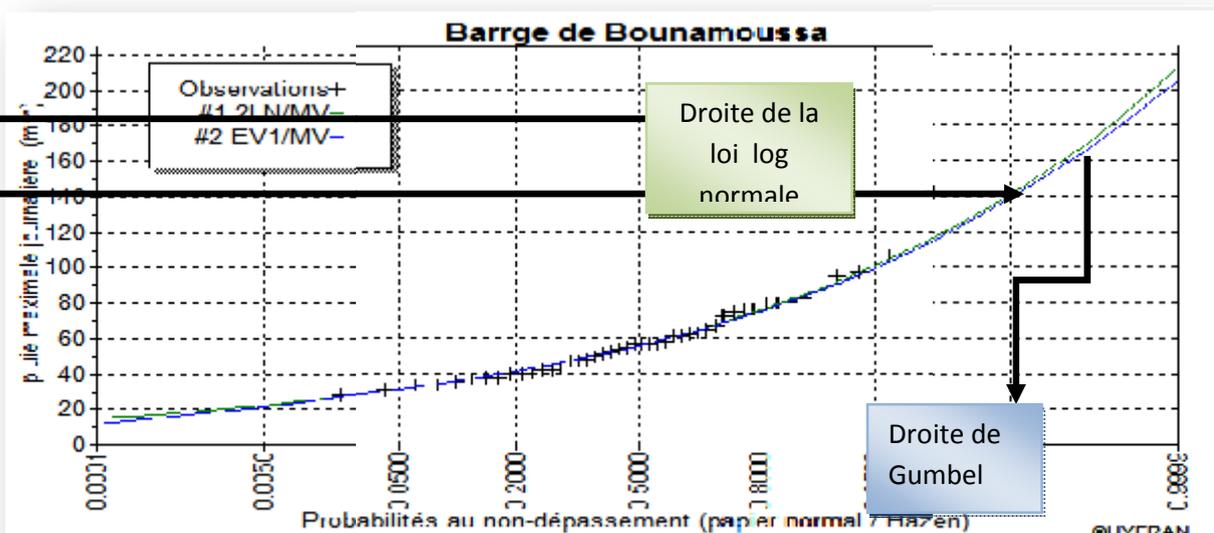


Figure II.15 : Comparaison graphique entre les deux lois



Conclusion :

- ✓ le test de χ^2 de Pearson montre que les deux ajustements (Gumbel, Galton) sont adéquats et leur nombre de paramètres est le même.
- ✓ par comparaison graphique on conclut que la pluie maximale journalière suit la lois log-normale (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proche de la droite de HENRY.

II.4.La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

La pluie de la courte durée est donnée par la formule :

$$P_{ct} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots(II.21)$$

Avec : P_{ct}: pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj}.

P_{maxj}: pluies maximales fréquentielles.

t: temps en heures.

b: exposant climatique (b = 0.324). \implies Donné de l'ANRH de Constantine

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

Chapitre II :Etude Hydrologique

Tableau II.21 : résultats de calcul de la pluie de courte durée de différentes fréquences et leurs intensités

période	5		10		20		50		100		1000		10000	
fréquence	20		10		5		2		1		0.1		0.01	
pmax,p%	74.9		87.5		99.7		115		127		166		205	
t(h)	Pmaxj,p % (mm)	I0 (mm/h)	Pmaxj,p% (mm)	I0 (mm/h)										
0.5	21.37	42.74	24.96	49.92	28.44	56.89	32.81	65.62	36.23	72.46	47.36	94.71	58.48	116.97
1	26.75	26.75	31.25	31.25	35.60	35.60	41.07	41.07	45.35	45.35	59.28	59.28	73.21	73.21
2	33.48	16.74	39.12	19.56	44.57	22.28	51.41	25.70	56.77	28.39	74.21	37.10	91.64	45.82
3	38.18	12.73	44.61	14.87	50.83	16.94	58.63	19.54	64.74	21.58	84.63	28.21	104.51	34.84
4	41.91	10.48	48.97	12.24	55.79	13.95	64.35	16.09	71.07	17.77	92.89	23.22	114.72	28.68
5	45.06	9.01	52.64	10.53	59.98	12.00	69.18	13.84	76.40	15.28	99.86	19.97	123.32	24.66
6	47.80	7.97	55.84	9.31	63.62	10.60	73.39	12.23	81.05	13.51	105.94	17.66	130.82	21.80
7	50.25	7.18	58.70	8.39	66.88	9.55	77.15	11.02	85.20	12.17	111.36	15.91	137.52	19.65
8	52.47	6.56	61.29	7.66	69.84	8.73	80.56	10.07	88.96	11.12	116.28	14.54	143.60	17.95
9	54.51	6.06	63.68	7.08	72.56	8.06	83.69	9.30	92.43	10.27	120.81	13.42	149.19	16.58
10	56.40	5.64	65.89	6.59	75.08	7.51	86.60	8.66	95.63	9.56	125.00	12.50	154.37	15.44
11	58.17	5.29	67.96	6.18	77.43	7.04	89.31	8.12	98.63	8.97	128.92	11.72	159.21	14.47
12	59.83	4.99	69.90	5.82	79.65	6.64	91.87	7.66	101.45	8.45	132.61	11.05	163.76	13.65
13	61.41	4.72	71.74	5.52	81.74	6.29	94.28	7.25	104.12	8.01	136.09	10.47	168.07	12.93
14	62.90	4.49	73.48	5.25	83.72	5.98	96.57	6.90	106.65	7.62	139.40	9.96	172.15	12.30
15	64.32	4.29	75.14	5.01	85.62	5.71	98.76	6.58	109.06	7.27	142.55	9.50	176.04	11.74
16	65.68	4.10	76.73	4.80	87.43	5.46	100.84	6.30	111.37	6.96	145.56	9.10	179.76	11.24
17	66.98	3.94	78.25	4.60	89.16	5.24	102.84	6.05	113.57	6.68	148.45	8.73	183.33	10.78
18	68.23	3.79	79.71	4.43	90.83	5.05	104.77	5.82	115.70	6.43	151.23	8.40	186.76	10.38
19	69.44	3.65	81.12	4.27	92.43	4.86	106.62	5.61	117.74	6.20	153.90	8.10	190.06	10.00
20	70.60	3.53	82.48	4.12	93.98	4.70	108.40	5.42	119.72	5.99	156.48	7.82	193.24	9.66
21	71.73	3.42	83.80	3.99	95.48	4.55	110.13	5.24	121.62	5.79	158.97	7.57	196.32	9.35
22	72.82	3.31	85.07	3.87	96.93	4.41	111.80	5.08	123.47	5.61	161.39	7.34	199.30	9.06
23	73.87	3.21	86.30	3.75	98.33	4.28	113.43	4.93	125.26	5.45	163.73	7.12	202.19	8.79
24	74.90	3.12	87.50	3.65	99.70	4.15	115.00	4.79	127.00	5.29	166.00	6.92	205.00	8.54

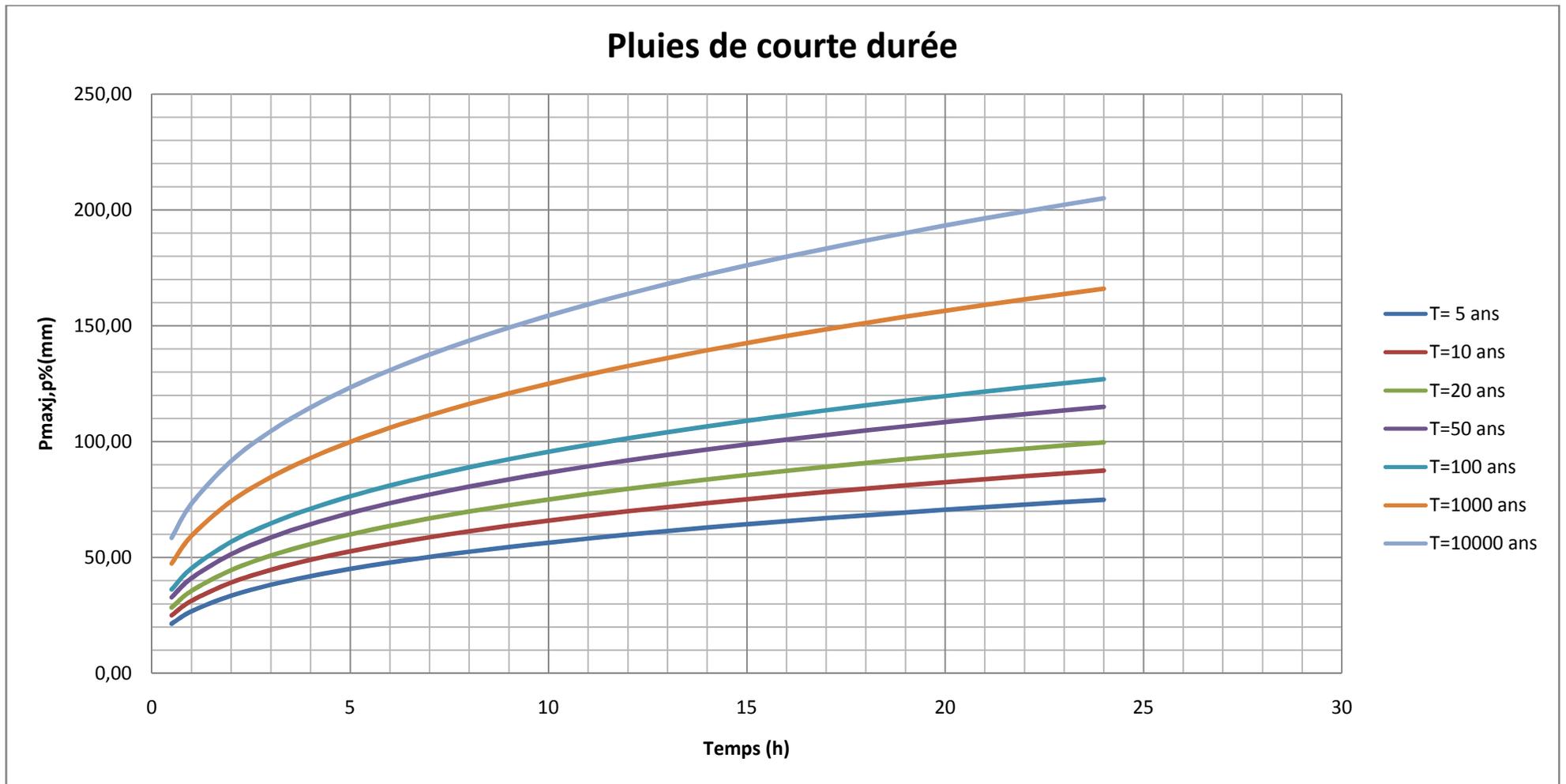


Figure II.16 : Pluies de Courte durée pour différentes périodes de retour

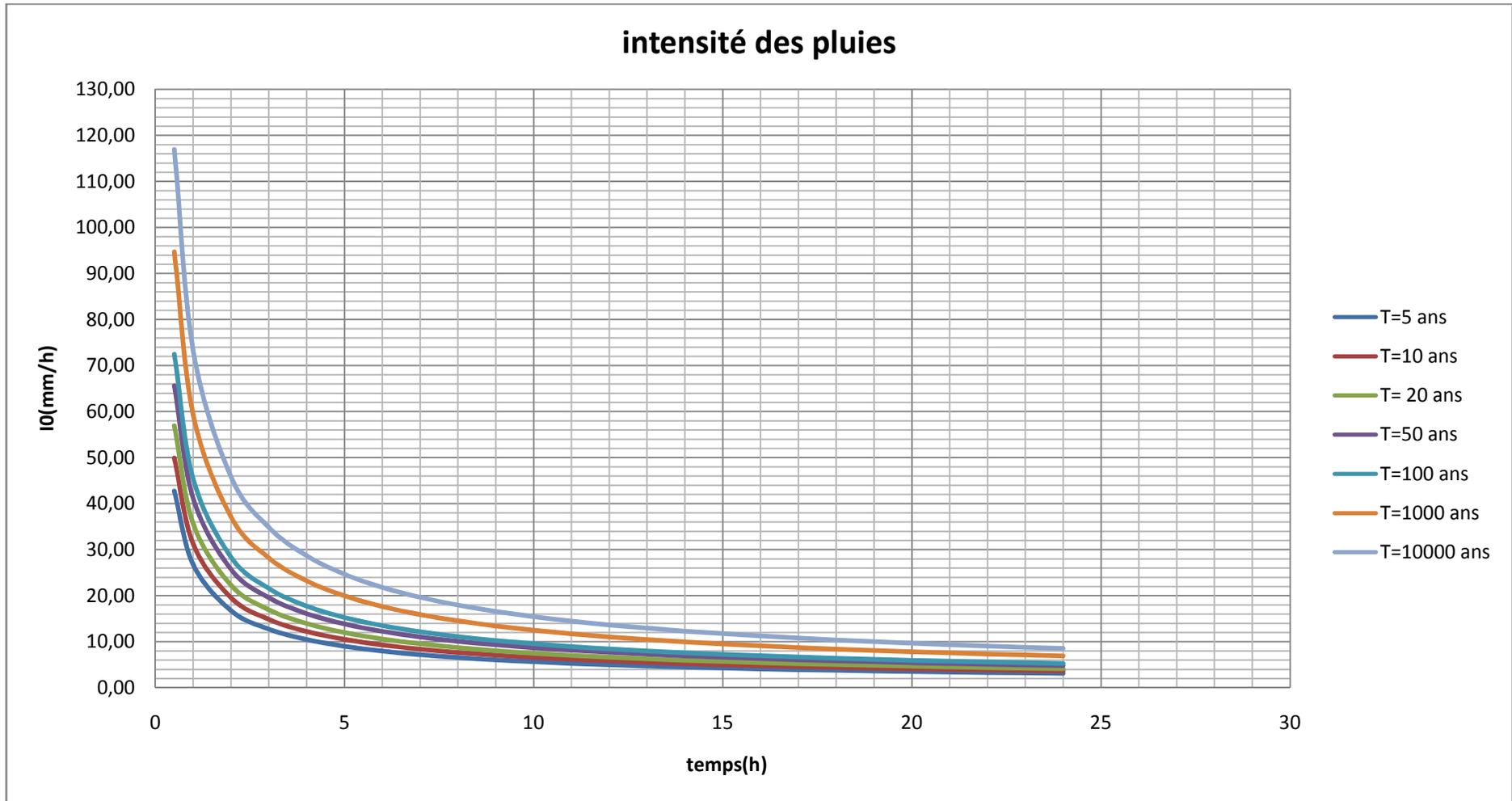


Figure II.17 : Les intensités des pluies de courtes durées pour différentes périodes de retour



II.5.Etude des apports

L'intérêt de la détermination du débit maximal d'un cours d'eau est évident en raison des effets destructeurs bien connus de ces événements hydrologiques, L'étude des apports liquides favorise le bon dimensionnement du drainage. Puisque les données hydrométriques ne sont pas disponibles au niveau de bassin versant ,les apports seront estimés à l'aide des formules empiriques qui basés sur la pluviométrie et dépendent de la précipitation et du déficit.

Q=F (P-D)(II.22)

Avec : Q : débit annuel d'écoulement (apport).

P : précipitation moyenne annuelle.

D : déficit qui englobe toutes les pertes du bilan hydrologique.

II.5.1.Les apports liquides

Quelques formules empiriques sont utilisées pour estimer l'apport liquide A0 :

a- Formule de SAMIE

L'apport liquide est donné par la relation suivante :

A0 = (Le x S)/1000 (II.23)

Le = (293 - 2,2 x sqrt(S)) P^2 (II.24)

Avec : A0 :l'apport liquide en (hm^3)

S : surface du bassin versant (km^2)

P : précipitation moyenne annuelle (mm)

Le : la lame d'eau écoulée (mm) ==> Le=190.56 mm.

Donc :

A0=159.31 hm^3

b- Formule de l'ANRH :

Ao = 0.915Po^2.684 S^0.842 (en hm^3) (II.25)

Avec : P0 = Pa/1000

S : surface du bassin versant (km^2);

P_a : Pluie moyenne annuelle (mm).

$$A_0 = 160.60 \text{ hm}^3$$

c- Formule de Deri II

$$A_0 \text{ (Hm}^3\text{)} = 0,513 * (P_a/1000)^{2,683} * D_d * S^{0,842} \dots\dots\dots(\text{II.26})$$

Tel que : S : superficie du bassin versant en Km^2 ;

P_a : précipitation moyenne annuelle en mm ;

D_d : densité de drainage Km/Km^2 , ($D_d = 1.98 \text{ Km/Km}^2$)

Donc :

$$A_0 = 178.32 \text{ hm}^3$$

Tableau II.22 : Récapitulatif de résultats de calcul de l'apport liquide

Formule	Samie	ANRH	Deri II	Moyenne
$A_0(\text{hm}^3)$	159.31	160.60	178.32	166.07

Conclusion

D'après les résultats trouvés on peut prendre comme valeur de débit liquide celle trouvée par la formule de l'ANRH car c'est celle qui est la plus proche de la moyenne donc :

$$A_0 = 160.60 \text{ hm}^3$$

Tableau II.23. Répartition mensuelle de l'apport moyen liquide

mois	Sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	Total
Apport (hm^3)	9.87	16.7	23.04	25.60	23.0	20.01	15.7	14.6 5	7.11	2.74	0.61	1.52	160.6
Apport (%)	6.15	10.41	14.35	15.94	14.3	12.46	9.78	9.12	4.43	1.71	0.38	0.95	100.0

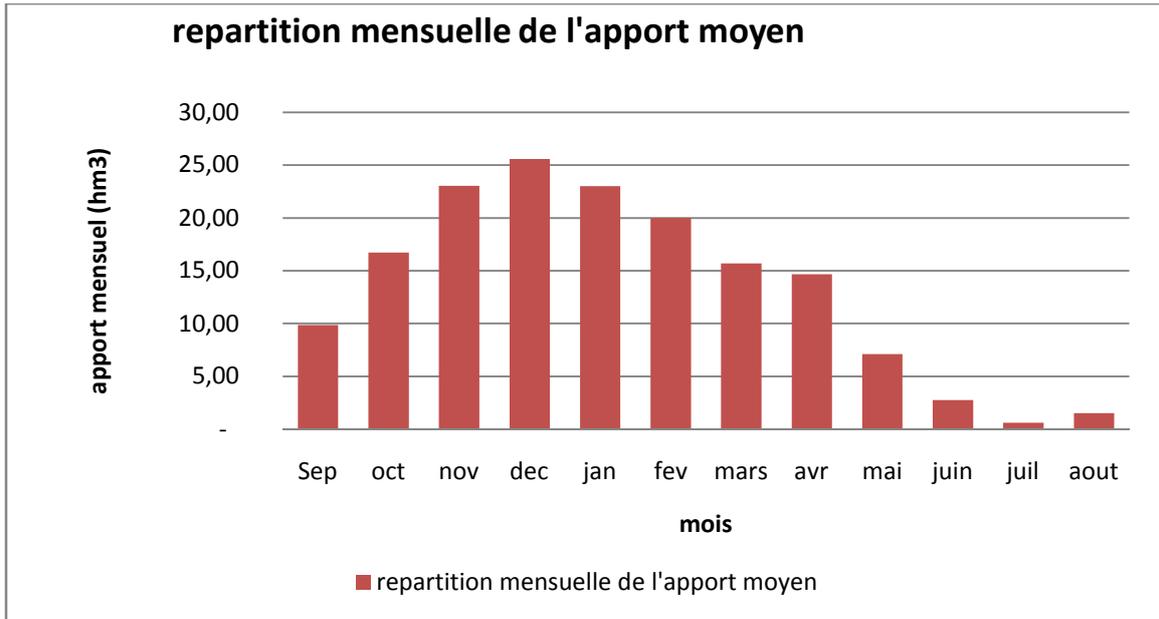


Figure II.18.repartition mensuelle de l’apport moyen

II.5.2.Caractéristiques d’écoulement

a- Module de l’écoulement

Il est donnée par :

$$M_e = A_0/T \dots\dots\dots(II.27)$$

A_0 : Apport moyen annuel (litre) ;

T : Temps d’une année en secondes.

$$M_e = 5075.47 \text{ l/s}$$

b- Module de l’écoulement relatif

$$M_0 = M_e/S \dots\dots\dots(II.28)$$

S : Superficie du bassin (km²) ;

M_0 : Module de l’écoulement (l/s).

$$M_0 = 6.07 \text{ l/s/km}^2$$

c- lame d’eau écoulée

$$L_e = A_0/S \dots\dots\dots(II.29)$$

S : Superficie du bassin (km²) ;



A₀ : l'apport liquide (hm³)

L_e=191.45 mm

d- Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

C_e=L_e/P_{moy}.....(II.30)

L_e : la lame d'eau écoulée (mm).

P_{moy} : précipitation moyenne annuelle (mm)

C_e=0.23

II.5.3.Calcul du coefficient de variation

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

a- Formule de SOKOLOVSKY

C_v = a - 0,063 log₁₀ (S + 1)(II.31)

Avec : a = 0,78 - 0,29 log₁₀ (M₀) ⇒ a = 0.552

M₀ : Module spécifique (l/s/km²).

C_v= 0.363

b- Formule de L'ANTONOV

C_v = $\frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}}$ (II.32)

S : Superficie du bassin en [km²].

C_v= 0.34

a- Formule de KRISTLY MENKEL

C_v = $\frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})}$ (III.33)



M_0 : module spécifique de l'écoulement [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

$$C_v = 0.367$$

Tableau II.24 : récapitulatif des résultats de calcul de coefficient de variante

Formule	SOKOLOVSKY	ANTONOV	KRISTLY MENKEL	Moyenne
Cv	0.363	0.34	0.367	0.356

Conclusion :

D'après les résultats trouvés on peut prendre comme valeur de coefficient de variation celle trouvée par la formule de SOKOLOVSKY car c'est celle qui est la plus proche de la moyenne donc :

$$C_v = 0.363$$

II.5.4.2. Estimation de l'apport fréquentiel

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

Les apports annuels ajustés à une loi statistique log-normale de forme :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \dots\dots\dots (II.34)$$

Avec : A% : Apport de fréquence donnée.

u : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel (Mm³).

C_v : Coefficient de variation.(Cv=0.363)

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau suivant :

Tableau II.25 : L'apport fréquentiel pour différentes périodes de retour

Période de retour (ans)	5	100	50	100	1000
Fréquences P(%)	80	10	2	1	0,1
Variable de Gauss	-0.8428	1.282	2.0571	2.328	3.1
Apport (Mm ³)	111.05	241.40	320.44	353.79	469.10

Donc, et à partir de calcul déjà fait, la valeur tirée de l'apport fréquentiel (A80%) est de :

$$A_{80\%} = 111.05 \text{ hm}^3$$

II.5.4.3. Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle des précipitations on a donc :

Tableau: II.26. Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Apport 80%(Mm3)	6.83	11.56	15.94	17.70	15.88	13.84	10.86	10.13	4.92	1.90	0.42	1.05
Apport 80% (%)	6.15	10.41	14.35	15.94	14.3	12.46	9.78	9.12	4.43	1.71	0.38	0.95

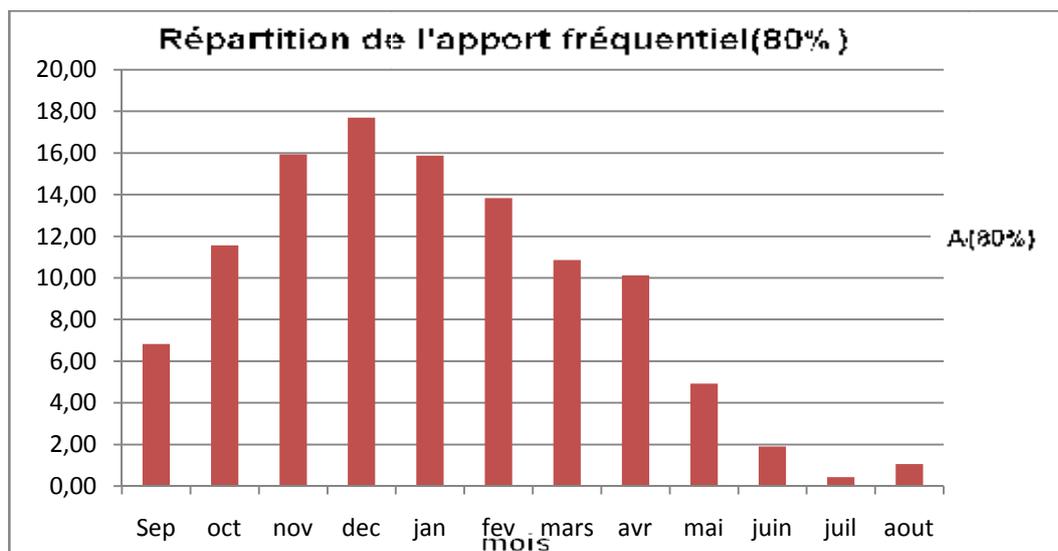


Figure II.19 : Répartition annuelle de l'apport fréquentiel

II.5.4. Apport solide et estimation du volume mort

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour LE dimensionnement de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion. La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie

L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval.

Pour l'estimation de la part morte on va utiliser la formule de TIXERONT

a- Formule de TIXERONT

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \dots\dots\dots (II.35)$$

Avec : $Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S \dots\dots\dots (II.36)$

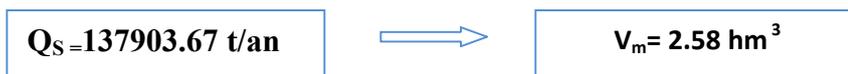
- Q_s : Débit solide en (tonne/an).
- δ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m³).
- T : temps d'exploitation (T = 30 ans)
- α : Caractéristique de perméabilité.
- S : surface de bassin versant (S=836 km²)
- Le : la lame d'eau écoulée (Le =191.45 mm)

Tableau II.27. Valeurs de α en fonction de la perméabilité.

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

Dans notre cas, on prend : α =75 (moyenne perméabilité)

Alors :



II.6. Etude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes.



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

- 1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 2- Le volume de la crue.
- 3- Le temps de base.

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

II.6.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue

a- Formule de MALLET-GAUTHIER

On a :
$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots (II.37)$$

Avec : $Q_{\max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s)

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle ($P_{\text{moy}}=0.8040m$).

S : Superficie du bassin versant ($S=836 \text{ Km}^2$).

L : Longueur du talweg principal ($L=17.61 \text{ Km}$).

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin entre 1 et 3 ($K = 2$).

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 ($A = 25$).

T : période de retour (an).

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot 2 \cdot \log(1 + 25 \cdot 0,8304) \cdot 836 \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log 836}}{\sqrt{17.61}}$$

Le tableau II.20 nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau. II.28: débit maximum pour différentes périodes de retour

Période de retour (an)	10000	1000	100	50	20
$Q_{\max} (m^3/s)$	3999.44	3383.88	2627.88	2353.21	1931.06

b- Formule de SOKOLOVSKY

On a :
$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{\text{ct}} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots (II.38)$$

Avec : S : Superficie du bassin (Km^2).

T_c : temps de concentration ($T_c = 8.64h$).

P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

H_0 : Perte initiale ($H_0 = 7mm$).

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

Tableau II.29 : valeur de α en fonction de la fréquence.

Fréquence (%)	0,1	1	2	5
α	0,8	0,7	0,65	0,60

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

Tableau II.30 : 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 : $\gamma = 2.5$ D'où : $F = 1,04$

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0,28 \cdot (P_{ct} - 7) \cdot \alpha \cdot 1,04 \cdot 836}{8.64}$$

Tableau II.31 : récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Période de retour (an)	10000	1000	100	50	20
Fréquence	0.01%	0.10%	1%	2%	5%
P_{ct} (mm)	147.22	119.22	91.21	82.59	71.60
$\alpha_{p\%}$	0.85	0.8	0.7	0.65	0.6
$Q_{\max,p\%}$ (m ³ /s)	2716.5	2529.55	1966.90	1801.38	1092.11

c- Formule de TURRAZA

On a :
$$Q_{\max,p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots (II.40)$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

I_{ct} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration [mm/h].

Tableau II.32 : Récapitulatif des résultats de la formule TURRAZA

Fréquence (%)	0,01	0,1	1	2	5
C	0.85	0.80	0.70	0.65	0.60
I _{ct} (mm/h)	17.04	13.79	9.55	8.28	7.27
Q _{max} (m ³ /s)	3561.36	2561.87	1552.40	1249.82	1012.95

Les résultats de calcul du débit maximum de la crue pour différentes périodes de retour pour chaque formule sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.33 : Récapitulatif des résultats de calcul es crues Formule

	Q _{0,01%} (m ³ /s)	Q _{0,1%} (m ³ /s)	Q _{1%} (m ³ /s)	Q _{2%} (m ³ /s)	Q _{5%} (m ³ /s)
Mallet - Gauthier	3999.44	3383.88	2627.88	2353.21	1931.06
Sokolovesky	2716.50	2529.55	1966.90	1801.38	1092.11
Turraza	3561.36	2561.87	1552.40	1249.82	1012.95

Constataion

On peut constater qu'il ya quelques différences entre des résultats obtenus par les quartes formules.



II.6.2.Détermination de l’hydrogramme de crue

L’hydrogramme de crue représente la variation des débits d’un cours d’eau en fonction du temps, il permet de déterminer les caractéristiques de la crue, forme, volume, temps de montée et de descente.

La détermination de l’hydrogramme de crue sera faite à l’aide de la méthode de Sokolovesky, qui considère que l’hydrogramme de crue présente deux branches de courbes, l’une pour la montée et l’autre pour la décrue. Chacune d’elles a sa propre équation :

Les caractéristiques principales de l’hydrogramme de crue sont:

- ◆ Le volume.
- ◆ La durée.
- ◆ Le débit maximum (débit de pointe).

⇒ **Pour la montée:**

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{maxp}\%} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots(\text{II.41})$$

⇒ **Pour la décrue:**

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{maxp}\%} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots (\text{II.42})$$

- Avec :** $Q_{\text{maxp}\%}$: le débit maximum probable (calculé précédemment) en (m³/s)
 $Q_{\text{montée}}$: le débit de la montée (m³/s)
 $Q_{\text{déc}}$: le débit de la décrue (m³/s)
 t : le temps de base(h)
 t_m : le temps de la montée ($t_m = t_c = 8.64$ h)
 t_d :le temps de la décrue (h)

- Le temps de décrue est donné par : $t_d = \delta t_m$ (Sokolovski)
- $\delta = 2.5$ (basin boisé sol peu perméable). $\Rightarrow t_d = 2.5 * 8.64 = 21.6$ h
- Le temps de base est donné par $t = t_d + t_m \Rightarrow t = 30.24$ h
- le débit solide est calculé dans le paragraphe (II.6.1), par la formule de Sokolovesky

Tableau II. 34 : récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Période de retour (an)	10000	1000	100	50	20
$Q_{\text{max p}\%}$ (m ³ /s)	2716.5	2529.55	1966.90	1801.38	1092.11

Chapitre II :Etude Hydrologique

Les Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau II.33 et la figure (II.17)

Tableau II.35 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps :

temps(h)	période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	11.15	14.63	24.13	26.35	33.89	36.39
2.00	44.58	58.52	96.52	105.39	135.54	145.56
3.00	100.32	131.67	217.18	237.14	304.97	327.51
4.00	178.34	234.08	386.10	421.57	542.17	582.24
5.00	278.66	365.75	603.28	658.71	847.14	909.75
6.00	401.26	526.67	868.72	948.54	1219.88	1310.04
7.00	546.16	716.86	1182.43	1291.07	1660.40	1783.11
8.00	713.36	936.31	1544.39	1686.30	2168.68	2328.96
8.64	832.06	1092.11	1801.38	1966.90	2529.55	2716.50
9.00	721.76	947.34	1562.59	1706.17	2194.24	2356.41
10.00	621.67	815.97	1345.90	1469.57	1889.95	2029.63
11.00	531.29	697.34	1150.23	1255.91	1615.18	1734.55
12.00	450.12	590.80	974.50	1064.04	1368.42	1469.56
13.00	377.67	495.71	817.65	892.78	1148.17	1233.03
14.00	313.45	411.41	678.61	740.96	952.92	1023.35
15.00	256.95	337.26	556.29	607.41	781.16	838.89
16.00	207.69	272.60	449.64	490.95	631.39	678.06
17.00	165.16	216.78	357.57	390.42	502.10	539.21
18.00	128.87	169.15	279.01	304.65	391.79	420.75
19.00	98.34	129.07	212.89	232.45	298.95	321.05
20.00	73.05	95.88	158.15	172.68	222.07	238.49
21.00	52.52	68.93	113.69	124.14	159.65	171.45
22.00	36.24	47.57	78.47	85.68	110.19	118.33
23.00	23.74	31.16	51.39	56.11	72.16	77.50
24.00	14.50	19.03	31.39	34.28	44.08	47.34
25.00	8.04	10.55	17.40	19.00	24.43	26.24
26.00	3.85	5.06	8.34	9.11	11.71	12.58
27.00	1.45	1.90	3.14	3.43	4.41	4.74
28.00	0.34	0.44	0.73	0.80	1.03	1.10
29.00	0.02	0.02	0.04	0.04	0.05	0.06
30.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

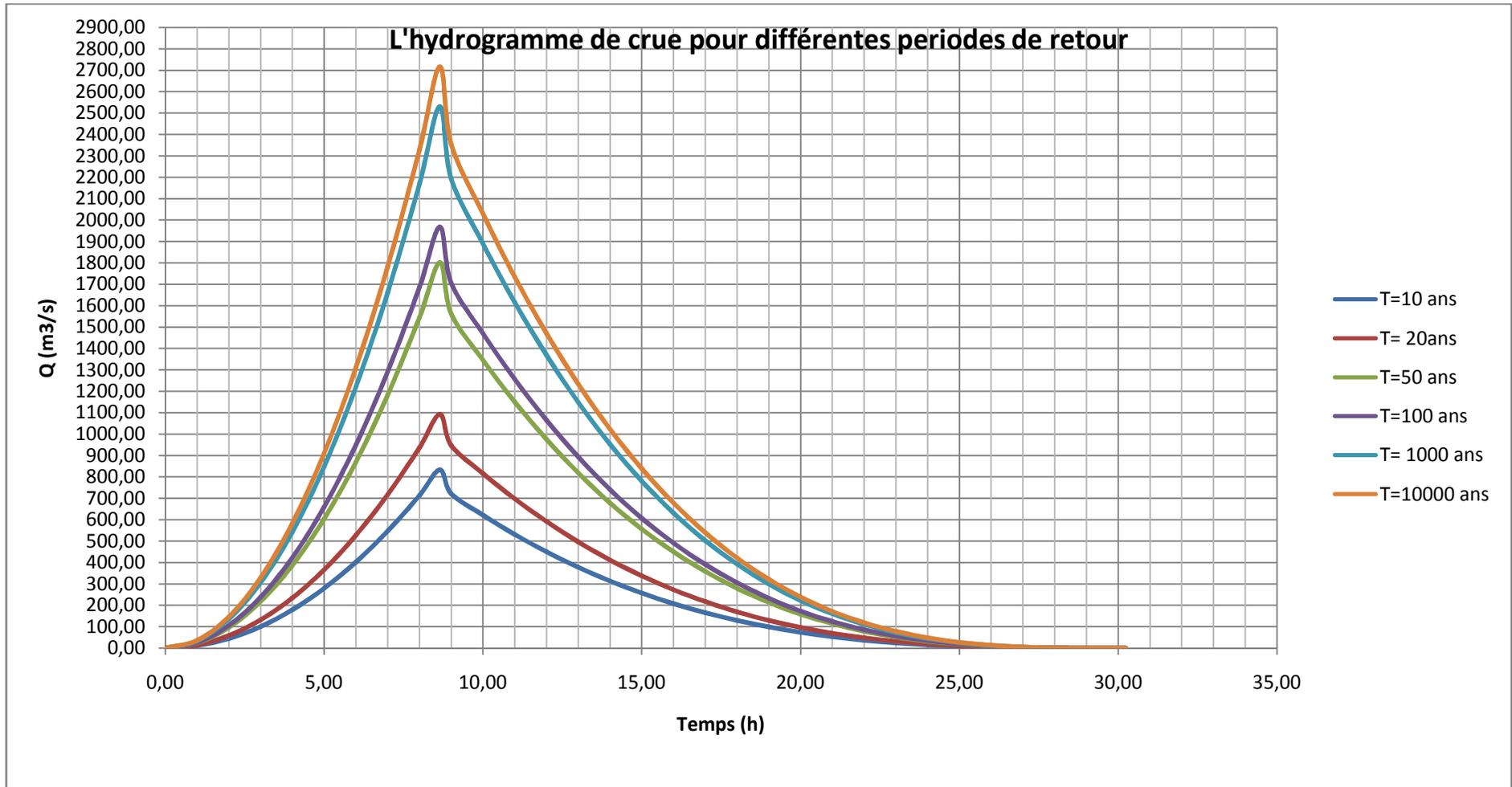


Figure II.20 : Hydrogramme s des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY)

II.6.3. Choix de la crue de projet

Le choix de la crue de projet dépend du degré de risque admis en cas de dépassement de celle-ci. Il intervient à la fois sur la sécurité du barrage, sur le dimensionnement des ouvrages d'évacuations et de la réserve supplémentaire nécessaire au laminage de la crue de projet. Dans beaucoup de cas, les conséquences de la rupture du barrage seraient si sévères qu'une probabilité significative de rupture ne peut être tolérée. Parmi les facteurs qui entrent en compétition dans ce choix, la fiabilité des données constitue donc un des premiers éléments à prendre en considération. Les autres facteurs intervenant sont liés à la structure de l'aménagement (type du barrage, type d'évacuateurs, importance de la revanche, effet de laminage dans la retenue) ou à l'environnement (existence éventuelle des réservoirs artificiels à l'amont, ou de centres urbains à l'aval).

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

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

- ◆ Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).
- ◆ Le C.T.G.R.E.F.

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

- ◆ Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- ◆ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

En se basant sur les recommandations du comité national Australien des grands barrages. Le choix de la crue de projet se repose sur une classification des dommages supplémentaires résultants des crues comme le montre le tableau suivant :

Tableau II.36.recommandations pour le choix de la crue de projet

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 directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 10000ans. Donc pour un débit qui vaut :

$$Q_{0.01\%} = 2716.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

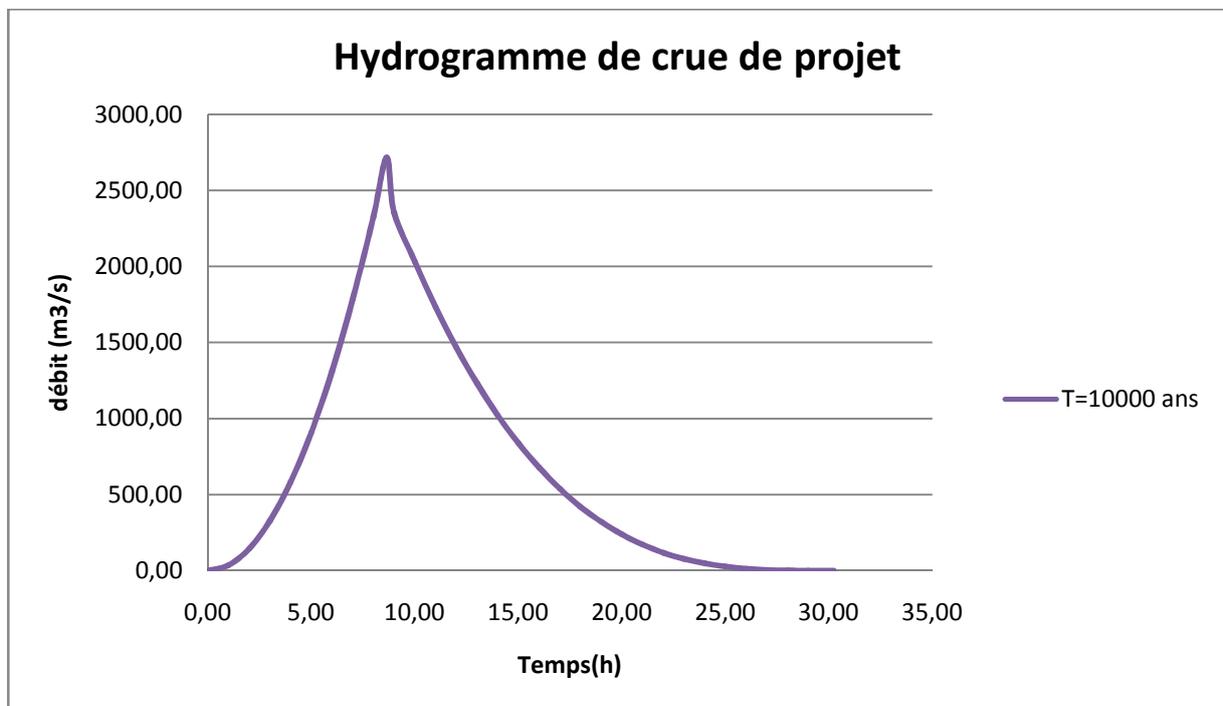


Figure. II.21 :l'hydrogramme de la crue de projet

I.6.3 Choix de la crue de chantier :

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

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis. En cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation ; sur le coût de l'ouvrage de dérivation, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie. Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal attribuée à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues ciquantenales ou même centennale, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d'une autre part lorsque le batardeau est incluse dans la digue on peut lui attribué une petite sur élévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue la il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est mis provisoirement. Donc vu toutes ces exigences je vais choisir la crue (20 ans).

$$Q_{5\%} = 1092.11 \text{ m}^3/\text{s}$$

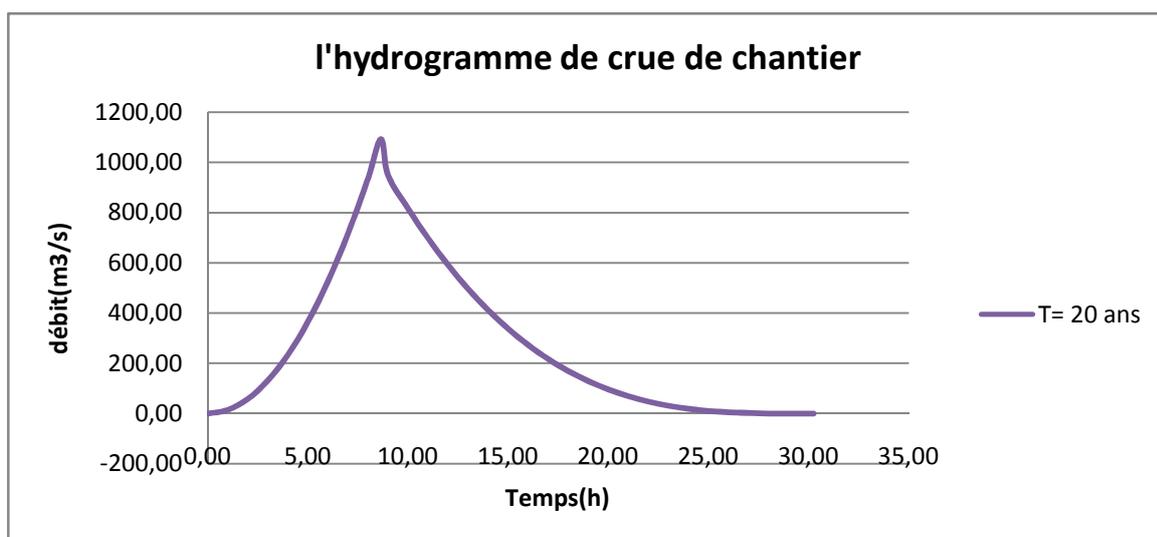


Figure. II.22 :l'hydrogramme de la crue de chantier



II.7.régularisation des débits

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que se soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages).

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ⇒ **La régularisation saisonnière.**
- ⇒ **La régularisation interannuelle.**

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- ✓ L'apport (A_{80%} en M m³).
- ✓ La consommation totale (M m³).
- ✓ Les infiltrations et l'évaporation.
- ✓ Les courbes caractéristiques de la retenue (Fig II.5 et II.6).

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke donc les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

II.7.1.Les courbes caractéristiques (capacité -hauteur, surface- hauteur)

C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par simple lecture de la courbe de connaître non seulement la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude, mais aussi celle de la surface inondée.

Nous allons tracer la courbe des surfaces submergées S=f(H) et la courbe des volumes d'eau dans la cuvette V=f(H). Les surfaces et les hauteurs sont déterminées à l'aide de la carte topographique qui représente la vue en plan du dite et de la cuvette.

Les volumes sont calculés à partir de la formule suivante :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots(\text{II.43})$$

- Si : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi (m²)
- Si+1 : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 (m²)
- ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives (m)
- ΔVi : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³)

Note : ΔV₁=2/3.S₁.ΔH et V_n= ΔV_n+ V_{n-1}

Le tableau suivant montre les résultats de calcul des caractéristiques topographiques de la retenue :

Tableau II.37: Caractéristiques topographiques de la retenue

Cotes (m)	S (Km ²)	S _{moy} (km ²)	ΔH(m)	V _{part} (Mm ³)	Vol _{cum} (Mm ³)
26.5	0.0	**	8.5	**	0
35	0.1	0.0	5.0	0.4	0.4
40	0.2	0.1	5.0	0.7	1.1
45	0.3	0.3	5.0	1.3	2.3
50	0.5	0.4	5.0	2.0	4.4
55	0.7	0.6	5.0	2.9	7.3
60	0.9	0.8	5.0	4.0	11.3
65	1.2	1.0	5.0	5.2	16.5
70	1.5	1.3	5.0	6.6	23.2
75	1.8	1.6	5.0	8.2	31.4
80	2.2	2.00	5.0	10.0	41.3
85	2.6	2.4	5.0	11.8	53.2
90	2.9	2.8	5.0	13.8	66.9
95	3.4	3.2	5.0	15.9	82.8
100	3.9	3.7	5.0	18.3	101.1
105	4.4	4.2	5.0	20.8	82.8
110	5.00	4.7	5.0	23.6	101.1
					121.9

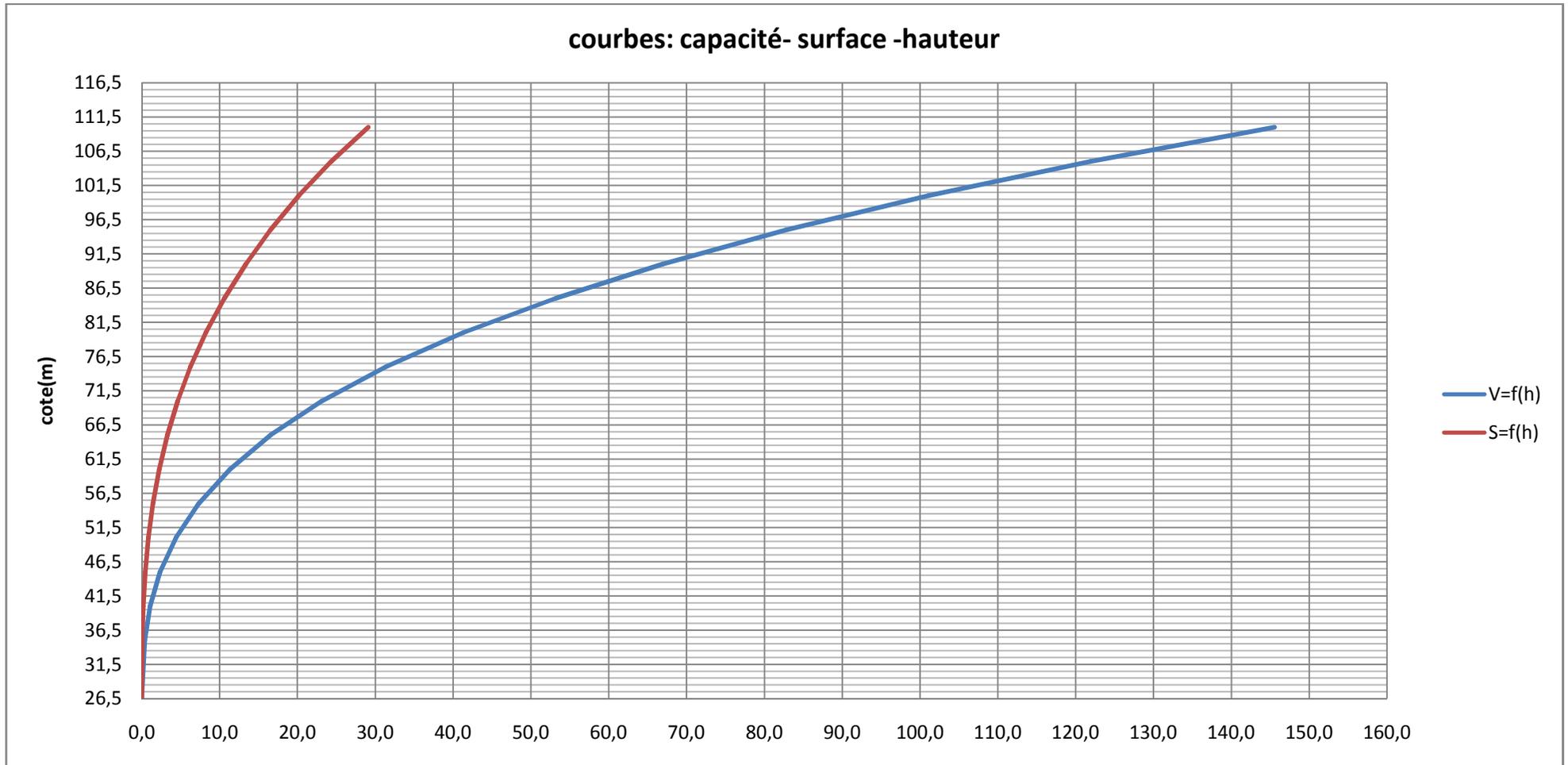


Figure II.23 : Courbes capacité -hauteur, surface -hauteur

II.7.2.la régularisation

II.7.2.1.La répartition des apports et les besoins en eau

a- Répartition mensuelle de l'apport 80%

Tableau .II.38 : La répartition mensuelle de l'apport 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Apport 80%(Mm3)	6.83	11.56	15.94	17.70	15.88	13.84	10.86	10.13	4.92	1.90	0.42	1.05
Apport 80% (%)	6.15	10.41	14.35	15.94	14.3	12.46	9.78	9.12	4.43	1.71	0.38	0.95

b- Répartition mensuelle des besoins en eau destinés à l'irrigation

Tableau .II.39 : La répartition mensuelle de besoins en eau

mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Besoins (hm ³)	3.9	2.75	1.15	1.5	0.9	2.9	2.66	7.4	10.9	12.79	$\frac{12.8}{5}$	11.17

II.7.2.2.Calcul du volume utile:

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

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

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

Procédé de calcul:

- ▶ Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- ▶ Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- ▶ Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- ▶ Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.
- ▶ Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W-U).$$

Avec : V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer.

a- Détermination de la période à bonne hydraulicité :

Pour déterminer la période à bonne hydraulicité on calcule la différence entre les apports mensuels et la consommation mensuelle ; la période à bonne hydraulicité commence à partir du mois ou on la plus grande série des (+).comme le montre le tableau suivant :

Tableau II.40 : détermination de la période à bonne hydraulicité.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout
$W_{80\%}(Mm^3)$	6.83	11.56	15.94	17.70	15.88	13.84	10.86	10.13	4.92	1.90	0.42	1.05
$U(Mm^3)$	3.9	2.75	1.15	1.5	0.9	2.9	2.66	7.4	10.9	12.79	12.85	11.17
$W-U(Mm^3)$	2.93	8.81	14.79	16.2	14.98	10.94	8.2	2.73	-5.98	-10.89	-12.43	-10.12

On remarque que la période à bonne hydraulicité commence à partir de mois de Septembre jusqu'au mois de Mai.

II.7.2.2.1.Régularisation saisonnière sans tenir compte Les pertes :

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

a- 1^{ère} Consigne d'exploitation :

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

- On 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.

b- 2^{ème} Consigne d'exploitation :

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface. Remplir et ensuite restituer au consommateur

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant

II.41 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A-U (Mm ³)	1ère Consigne			2ème Consigne		
				V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
Septembre	6.83	3.9	2.93		2.58		-0.35	2.58	2.93
				5.51	5.51		-6.23	2.58	8.81
Octobre	11.56	2.75	8.81						
				14.32	18.32		-12.21	2.58	14.79
Novembre	15.94	1.15	14.79						
				29.11	34.11		-11.05	2.58	-13.63
Décembre	17.7	1.5	16.2						
				45.31	42	3.31	5.15	5.15	
Janvier	15.88	0.9	14.98						
				56.98	42	14.98	20.13	20.13	
Février	13.84	2.9	10.94						
				52.94	42	10.94	31.07	31.07	
Mars	10.86	2.66	8.2						
				50.2	42	8.2	39.27	39.27	
Avril	10.13	7.4	2.73						
				44.73	42	2.73	42	42	
Mai	4.92	10.9	-5.98						
				36.02	36.02		36.02	36.02	
Juin	1.9	12.79	-10.89						
				25.13	25.13		25.13	25.13	
Juillet	0.42	12.85	-12.43						
				12.7	12.7		12.7	12.7	
Août	1.05	11.17	-10.12						
				2.58	2.58		2.58	2.58	
Total						40.16			40.16

Du tableau (II.38) on a:

$$V_s = 79.58 \text{ Mm}^3 \quad \text{ET} \quad V_d = 39.42 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \implies V_u = 39.42 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m \implies V_{\text{NNR}} = 42.00 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 42.00 \text{ Mm}^3$$

II.7.2.2.1. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- c- Pertes par évaporation.
- d- Pertes par infiltration.

a- Pertes par évaporation :

On a: $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$ (II.44).

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

$$\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$$

V_{moy} : volume moyen

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

b- Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$$
(II.45)

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

$$\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$$

V_{moy} : volume moyen

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

Tableau II.42: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

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

O n prend : $\delta= 1.1$

En utilisant la courbe topographique (capacité – surface), on déterminera les surfaces correspondantes au volume moyen entre deux mois successives (figure II.)

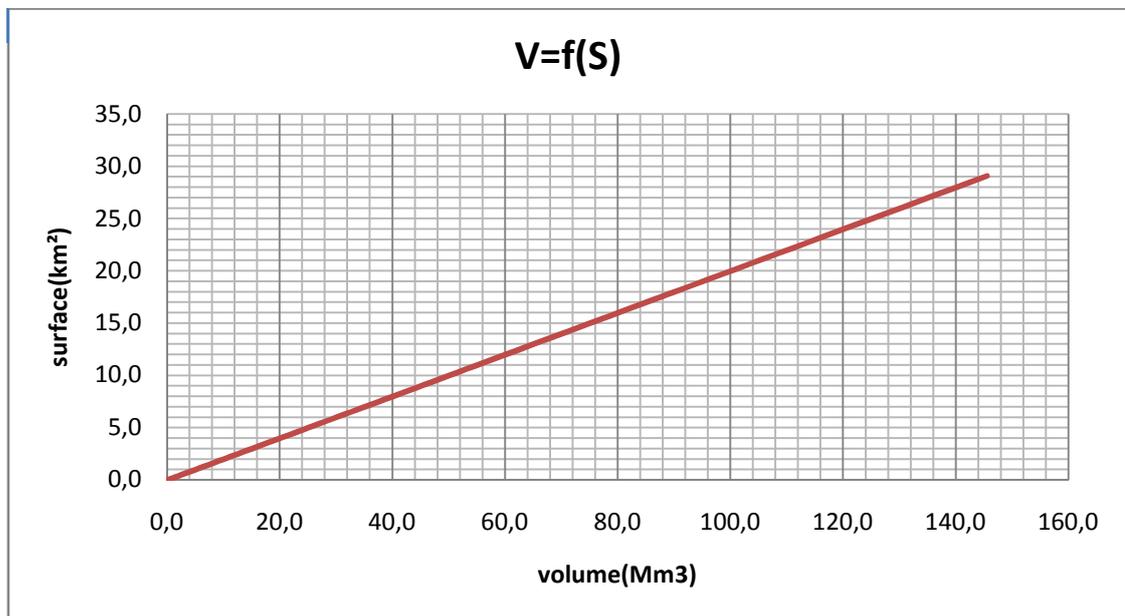


Figure II.24 : la courbe topographique (capacité – surface)

Tableau II.43 : Volumes des pertes dans la retenue

mois	$V_{\text{moy}}(\text{Mm}^3)$	$S_{\text{moy}}(\text{km}^2)$	Es	$V_{\text{inf}}(\text{Mm}^3)$	$V_{\text{evapo}}(\text{Mm}^3)$	pertes (Mm^3)
sep	4.045	1	0.079	0.044495	0.079	0.12
oct	11.915	2.9	0.078	0.131065	0.2262	0.36
nov	26.215	5.05	0.05	0.288365	0.2525	0.54
dec	38.055	5.25	0.03	0.418605	0.1575	0.58
jan	42	5.35	0.034	0.462	0.1819	0.64
fev	42	5.35	0.038	0.462	0.2033	0.67
mars	42	5.35	0.054	0.462	0.2889	0.75
avril	42	5.35	0.072	0.462	0.3852	0.85
mai	39.01	5.3	0.098	0.42911	0.5194	0.95
juin	30.575	5.12	0.147	0.336325	0.75264	1.09
juillet	18.915	4	0.299	0.208065	0.748	3.2
aout	7.64	1.3	0.178	0.08404	0.2314	0.32

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont présentés dans le tableau(II.33) :

Tableau II.44: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A80%	U80%	Pertes	A-(U+P)	1ère Consigne d'exploitation			2ème Consigne d'exploitation		
					V _{ri}	V _{rf}	S	V _{ri}	V _{rf}	S
Novembre	6.83	3.9	0.12	2.81		2.58		-5.39	2.58	2.81
					5.39	5.39		-5.87	2.58	8.45
Décembre	11.56	2.75	0.36	8.45				11.67	2.58	14.24
					13.84	13.84				
Janvier	15.94	1.15	0.54	14.25				7.57	2.58	10.15
					28.09	28.09				
Février	17.7	1.5	0.58	15.62			1.71		8.05	
					43.71	42.00				
Mars	15.88	0.9	0.64	14.34		42	14.34		22.39	
					56.34					
Avril	13.84	2.9	0.67	10.27		42	10.27		32.66	
					52.27					
Mai	10.86	2.66	0.75	7.45		42	7.45		40.11	
					49.45					
Juin	10.13	7.4	0.85	1.88		42	1.88		41.99	
					43.88					
Juillet	4.92	10.9	0.95	-6.93					35.06	
					35.07	35.07				
Août	1.9	12.79	1.09	-11.98					23.09	
					23.09	35.07				
Septembre	0.42	12.85	3.20	-10.08					13.02	
					13.02	13.02				
Octobre	1.05	11.17	0.32	-10.44					2.58	
					2.58	2.58				
Total							35.65			35.65

Du tableau (II.29) on à :

$$V_s = 75.05 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 39.43 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u' = V_d \implies V_u' = 39.43 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V'_{\text{NNR}} = V_u' + V_m \implies V'_{\text{NNR}} = 42.01 \text{ Mm}^3$$

$$V'_{\text{NNR}} = 42.01 \text{ Mm}^3$$

Estimation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u * 100 < 1 \text{ à } 2\%$$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

V_u' : volume utile en tenant compte des pertes.

Alors :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u * 100 = (39.43 - 39.42) / 39.42 * 100 = 0.00025 * 100 = 0.025\% < 1\%$$

→ La condition est vérifiée

Conclusion :

le niveau normal de retenue est correspond à :

$$V'_{NNR} = 42.01 \text{ Mm}^3$$



II.8. Détermination de l'hydrogramme de sortie

Le laminage d'une crue est une réduction du débit de pointe de son hydrogramme de crue par les moyens artificiels et cela à travers un réservoir. Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit:



Avec
$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (II.46)$$

- ⇒ Q: le débit entrant de la crue.
- ⇒ q: le débit déversé par l'évacuateur de crue.
- ⇒ S: la surface du plan d'eau de la cuvette.
- ⇒ Le débit cumulé à l'instant t est:

$$Q - q = S \cdot \left(\frac{dh}{dt} \right)$$

- ⇒ $\frac{dh}{dt}$: La vitesse de remplissage (ou de montée de la retenue).

Dans ce contexte, il existe plusieurs méthodes pour le calcul du laminage qui suit la crue, parmi ces méthodes on traitera notre cas par la méthode de Kotcherine :

II.8.1. La méthode de Kotcherine

La méthode de KOTCHERINE est un procédé grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

- ⇒ l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
- ⇒ les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
- ⇒ le laminage commence avec le remplissage au niveau normal de la retenue (NNR).
- ⇒ les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles ;

Les données de départ :

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q _{0.01%}	2716.5 m³/s
m	0,49
P	1,5 m



II.8.2.Procédé de calcul avec la méthode de kotcherine

- ⇒ Donner des différentes valeurs des lames d'eau h_d .
- ⇒ Définir la cote PHE pour chaque lame.
- ⇒ A l'aide de la courbe capacité-hauteur ; on détermine le volume VPHE relatif à chaque PHE.
- ⇒ Définir le volume en charge pour chaque lame.
- ⇒ Déterminer le volume de la crue pour l'hydrogramme ayant une forme triangulaire :

$$V_c = 0.5 \cdot Q_{\max\%} \cdot T \dots\dots\dots (II.47)$$

- ⇒ Le volume stocké est exprimé par la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{\text{lam}}}{Q_{\%}} \right) \dots\dots\dots (II.48)$$

V_F : le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_C : le volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 .

$Q_{\%}$: le débit de la crue en m^3/s

q_{lam} : le débit laminé.

Donc, de cette relation se déduit le débit de crue à évacuer correspond a chaque h_d :

$$q_{\text{lam}} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots\dots\dots (II.49)$$

- ⇒ Construire le graphe débit à évacuer en fonction de la lame d'eau déversante
 $h_d = f(q_{\max\%})$

- ⇒ Définir les débits véhiculés à travers le déversoir pour chaque lame h_d et en se donnant différentes valeurs de la largeur de déversoir b à l'aide de la formule :

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (II.50)$$

- ⇒ Construire la courbe relation capacité d'évacuation du déversoir :

$$q_{\max\%} = f(b, h_d)$$

- ⇒ l'intersection des deux courbes $h_d = f(q_{\max\%})$ et $q_{\max\%} = f(b, h_d)$ donne les valeurs inconnues : $q_{\max\%}$, h_d pour différentes valeurs de largeur b .

Les résultats sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau II.45 : Détermination du débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame hd

b	hd	NPHE	VPHE	VF	qmaxp%	qmaxp%						
						b =140	b=150	b=160	b=170	b=180	b=190	B=200
4149.71123	0.4	80.9	44	1.95	2278.51959	76.8711741	82.3619722	87.8527704	93.3435685	98.8343667	104.325165	109.815963
1464.62621	0.8	81.3	44.25	2.2	2274.60864	217.424514	232.954836	248.485159	264.015481	279.545804	295.076126	310.606448
792.580898	1.2	81.7	45.1	3.05	2261.31141	399.434337	427.965361	456.496386	485.02741	513.558434	542.089458	570.620482
510.878885	1.6	82.1	46.2	4.15	2244.10323	614.969393	658.895778	702.822163	746.748548	790.674933	834.601319	878.527704
364.790679	2	82.5	46.5	4.45	2239.41009	859.445854	920.834843	982.223833	1043.61282	1105.00181	1166.3908	1227.77979
274.21011	2.4	82.9	48.2	6.15	2212.81563	1129.77091	1210.46884	1291.16676	1371.86468	1452.5626	1533.26053	1613.95845
216.217667	2.8	83.3	49.1	7.05	2198.7362	1423.67407	1525.36507	1627.05608	1728.74708	1830.43809	1932.12909	2033.8201
176.090075	3.2	83.7	49.8	7.75	2187.78554	1739.39611	1863.63869	1987.88127	2112.12385	2236.36643	2360.60901	2484.85159
147.256158	3.6	84.1	50.1	8.05	2183.0924	2075.5217	2223.77325	2372.0248	2520.27635	2668.5279	2816.77945	2965.031
123.837487	4	84.5	52.2	10.15	2150.24042	2430.87996	2604.51425	2778.14853	2951.78281	3125.4171	3299.05138	3472.68566
106.637527	4.4	84.9	53.1	11.05	2136.161	2804.48126	3004.80135	3205.12144	3405.44153	3605.76162	3806.08171	4006.4018
93.315366	4.8	85.3	53.5	11.45	2129.90348	3195.4747	3423.72289	3651.97108	3880.21928	4108.46747	4336.71566	4564.96386
82.5756501	5.2	85.7	53.8	11.75	2125.21034	3603.11848	3860.48408	4117.84969	4375.21529	4632.5809	4889.9465	5147.31211
73.0179487	5.6	86.1	55.4	13.35	2100.18026	4026.75835	4314.38394	4602.00954	4889.63514	5177.26073	5464.88633	5752.51193
65.0055191	6	86.5	57.1	15.05	2073.5858	4465.81165	4784.7982	5103.78475	5422.7713	5741.75784	6060.74439	6379.73094
58.7849048	6.4	86.9	57.6	15.55	2065.7639	4919.75514	5271.16622	5622.5773	5973.98839	6325.39947	6676.81055	7028.22163
52.9433889	6.8	87.3	59.4	17.35	2037.60506	5388.11549	5772.98089	6157.84628	6542.71167	6927.57706	7312.44246	7697.30785
48.2948348	7.2	87.7	60.2	18.15	2025.09002	5870.46187	6289.78058	6709.09928	7128.41799	7547.7367	7967.0554	8386.37411
44.1542852	7.6	88.1	61.3	19.25	2007.88183	6366.39991	6821.14276	7275.88561	7730.62846	8185.37131	8640.11416	9094.85701

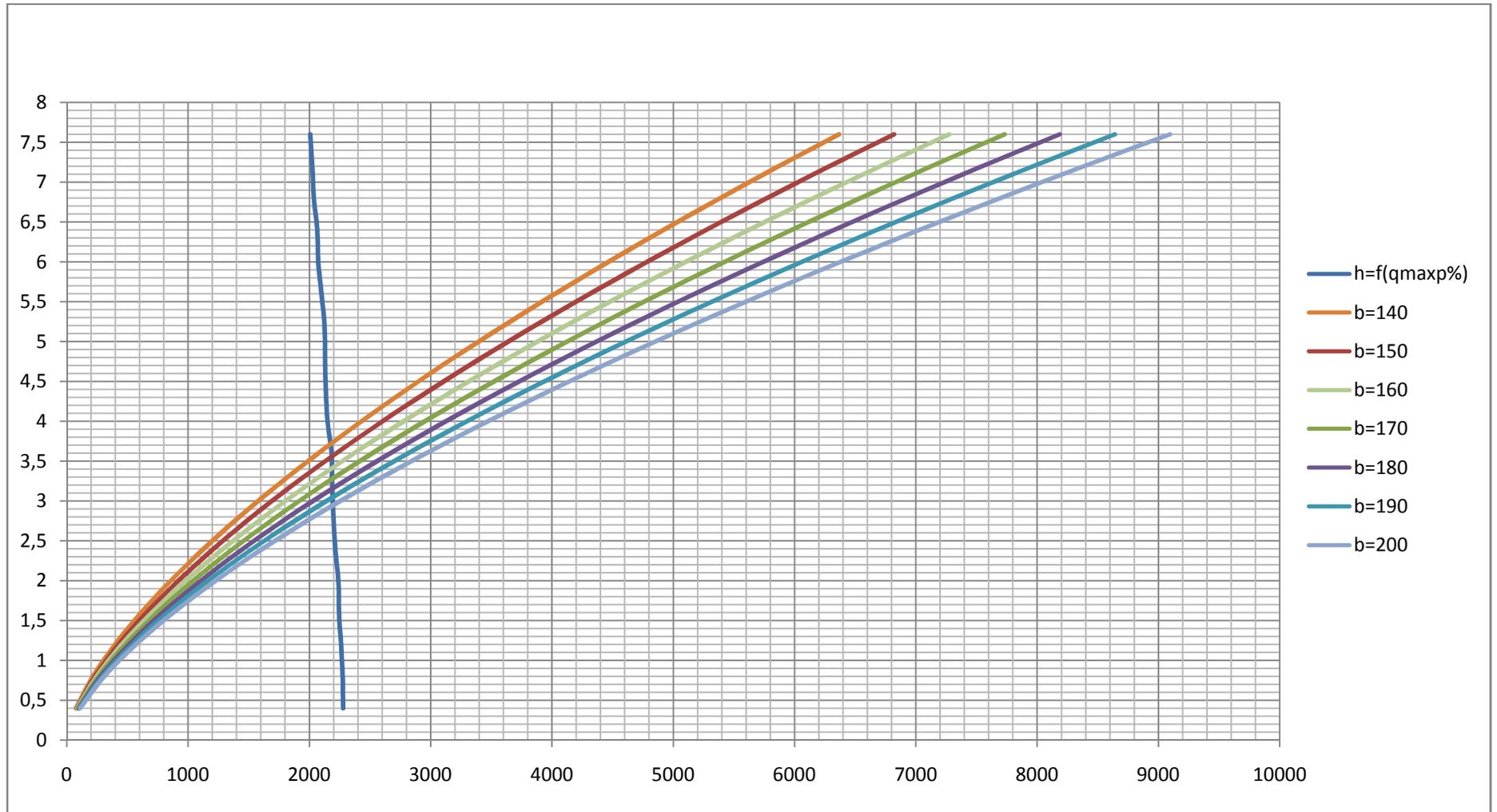


Figure II.25 : courbes $H=f(Q,q)$



Les résultats de l'étude du laminage des crues millénaires de quelques largeurs du déversoir sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.46 : Résultat de calcul par la méthode de Kotcherine.

Largeur(m)	Hauteur(m)	q Laminé (m ³ /s)
140	3.7	2150
150	3.55	2165
160	3.4	2175
170	3.29	2187
180	3.15	2195
190	3.05	2200
200	2.92	2210

II.8. 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 déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

Mais avant d'entamer le calcul l'optimisation estimant d'abord la hauteur et la largeur en crête de barrage :

II.8.1 La revanche

C'est la distance verticale entre la crête de la digue et le plan d'eau de la retenue (NPHE). Elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par plusieurs formules

$$R = \cdot H_v + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (II.51)$$

Hv : hauteur des vagues (m)

v : vitesse des vagues (m/s)

Pour la hauteur des vagues, il existe plusieurs formules : en fonction de paramètre f(fetch) qui représente la largeur de plan d'eau



⇒ **Formule de Stevenson:**

Pour $F < 18$ km ⇒ $H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{f} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{f}$ (II.52)

Pour $F > 18$ km ⇒ $H = 0.34 \cdot \sqrt{f}$ (II.53)

⇒ **Formule de Mallet et Pacquant :**

$H_v = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{f}$ (II.54)

⇒ **Formule de Molitor :**

$H = 0.75 + 0.032 \cdot (Uf)^{0.5} - 0.27 f^{0.25}$ (II.55)

Avec : U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U=100 Km/h.

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant sachant que :

Le fetch égale à : $f = 1.41$ km

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la **relation de Gaillard** :

$V = 1.5 + 2H$ (II .56)

Tableau II.47 : résultats de calcul de la revanche

formule	Hauteur de vague(m)	La vitesse (m/s)	la revanche (m)
Stevenson	0.87	3.24	1.40
Mallet et Pacquant	0.89	3.28	1.43
Molitor	0.84	3.17	1.35
La moyenne	0.86	323	1.39

Donc, on prend la valeur trouvée par la formule de Stevenson qui est proche de la moyenne

R= 1.40 m

II.8.2 Largeur en crête :

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

⇒ Formule T.KNAPPEN : $b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b}$ (II.57)

⇒ Formule E.F.PREECE : $b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1$ (II.58)

⇒ Formule PRATIQUE : $b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$ (II.59)

⇒ Formule SIMPLIFIEE : $b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3$ (II.60)

Avec: H_b : Hauteur du barrage (m), donnée par :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$$

t : marge de sécurité en tenant compte les tassements du barrage ($t = 0.5$ m)

Le tableau suivant montre les calculs de la hauteur de barrage ainsi que la largeur en crête en fonction de la variation de la charge déversante :

Tableau II.48 : Calcul de la hauteur de barrage ainsi la largeur en crête

NNR (m)	b (m)	H_d (m)	NPHE (m)	q (m^3/s)	$V_{forcé}$ (Mm^3)	H_b (m)	b T.KNAPPEN (m)	b E.F.PREEC E	b PRATIQUE	b SIMPLIFIE E	b adaptée
80.50	140.00	3.70	84.20	2150.00	7.74	59.60	12.74	9.49	12.87	11.06	11.54
80.50	150.00	3.55	84.05	2165.00	7.79	59.45	12.72	9.48	12.85	11.05	11.53
80.50	160.00	3.40	83.90	2175.00	7.83	59.30	12.71	9.47	12.83	11.04	11.51
80.50	170.00	3.29	83.79	2187.00	7.87	59.19	12.69	9.46	12.82	11.03	11.50
80.50	180.00	3.15	83.65	2195.00	7.90	59.05	12.68	9.45	12.81	11.02	11.49
80.50	190.00	3.05	83.55	2200.00	7.92	58.95	12.67	9.45	12.80	11.01	11.48
80.50	200.00	2.92	83.42	2210.00	7.95	58.82	12.65	9.44	12.78	11.00	11.47

II.8.3 .Calcul des coûts

II.8.3.1.Calcul de la digue

En premier lieu, on calcule le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût.

- ⇒ tracer le profil longitudinal du barrage et on va choisir des sections à travers le barrage.
- ⇒ On détermine la hauteur de la digue connaissant la cote de crête et celle au pied du barrage.
- ⇒ Calcul de la largeur au pied du barrage au droit de la section

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) * H_{bi} \dots\dots\dots (II.61)$$

b : largeur en crête

B_{pi} : largeur du pied du barrage au droit de la section i

Et m_1 et m_2 sont les fruits du talus amont et aval.

- ⇒ Calcul de la section $S = ((b + B_{pi}) / 2) * H_{bi}$.
- ⇒ Calcul du volume total du barrage $V_b = \sum V_i$ avec $V_i = ((S_i + S_{i+1}) / 2) * d$
- ⇒ La figure suivante montre le principe de calcul de volume de la digue :

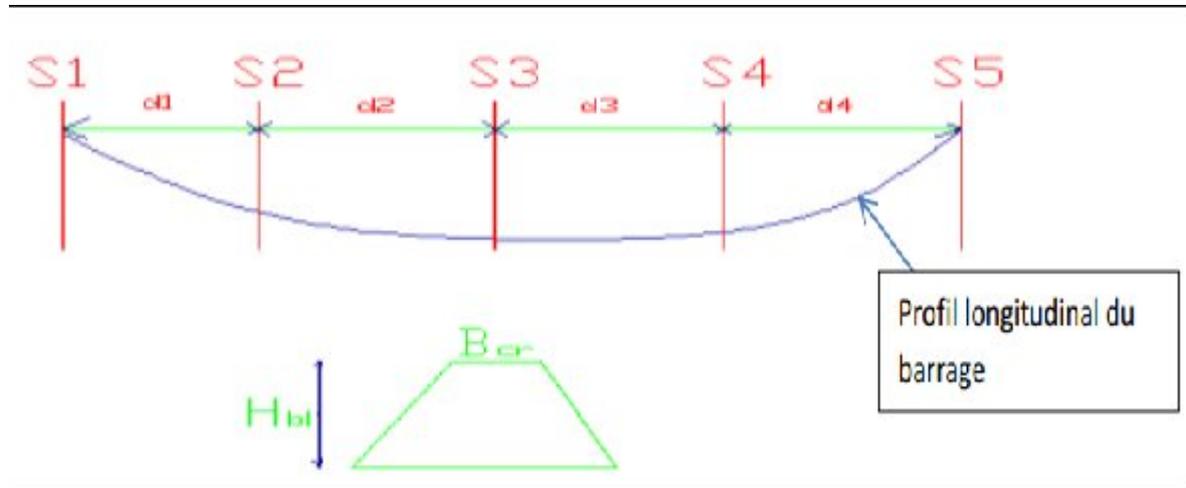


Figure II.26: principe de calcul du volume d'un barrage

En tenant compte la variation de la hauteur de barrage selon le profil longitudinale (profil de l'Oued), donc la variation de cote de fond :

Avec : $H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$

Le Tableau suivant montre les résultats de calculs des sections ainsi le volume et le coût de la digue en fonction de la variation de la largeur de déversoir :

Tableau II.49 : Calcul du coût de la digue

B(m)		b=140	b=150	b=160	b=170	b=180	b=190	b=200
q _{max} (m ³ /s)		2150.00	2165.00	2175.00	2187.00	2195.00	2200.00	2210.00
h (m)		3.70	3.55	3.40	3.29	3.15	3.05	2.92
Section 1	S ₁ (m ²)	0	0	0	0	0	0	0
Section2	H _{b1} (m)	32.11	31.96	31.81	31.70	31.56	31.46	31.33
	B _{b1} (m)	101.45	101.02	100.58	100.26	99.89	99.57	99.19
	S ₂ (m ²)	1814.0	1798.7	1783.24	1772.03	1757.86	1747.7	1734.6
Section3	H _{b1} (m)	52.11	51.96	51.81	51.70	51.56	51.46	51.33
	B _{b1} (m)	157.4	157.0	156.6	156.3	155.9	155.6	155.2
	S ₃ (m ²)	4403.0	4378.9	4354.8	4336.6	4314.2	4298.1	4277.4
Section4	H _{b1} (m)	59.61	59.46	59.31	59.20	59.06	58.96	58.83
	B _{b1} (m)	178.4	178.0	177.6	177.3	176.9	176.6	176.2
	S ₄ (m ²)	5662.6	5635.3	5608.0	5587.3	5561.9	5543.7	5520.1
Section 5	S ₅ (m ²)	0	0	0	0	0	0	0
Volume (m ³)		1729372.34	1719650.68	1709934.47	1702633.85	1693620.76	1687145.67	1678802.38
Cout (DA)		1383497869	1375720542	1367947577	1362107076	1354896609	1349716538	1343041902

Remarque

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 1.8 et 1.0 mètres, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 900 DA.et Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 30 000(DA). (source ANBT).

II.8.3.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crue

Le calcul de cout de l'évacuateur de crue consiste à calculer le cout de :

- ⇒ Déversoir latéral.
- ⇒ Le canal d'approche.
- ⇒ Le coursier.

✓ Le déversoir latéral :

Tableau II.50 : le coût du déversoir pour les différentes largeurs

b (m)	140	150	160	170	180	190	200
h (m)	3.70	3.55	3.40	3.29	3.15	3.05	2.92
S(m ²)	46.25	44.375	42.5	41.125	39.375	38.125	36.5
volume	6475	6656.25	6800	6991.25	7087.5	7243.75	7300
le cout (DA)	27195000	27956250	28560000	29363250	29767500	30423750	30660000

✓ Canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » et une revanche de 2 m avec 1 m comme hauteur de pelle.

D'où la : hauteur totale du mur : $H_{ca} = H + R + P$ (II.62).

L : est déterminée d'après la topographie est égale à 25 m et e est prise égale à 0,5m.

D'où le volume du canal d'approche est estimé par :

$V = S \cdot e = L \cdot H_{ca} \cdot e$ (II.63).

Tableau II.51: le coût du canal d'approche pour les différentes largeurs

b (m)	140	150	160	170	180	190	200
h (m)	3.70	3.55	3.40	3.29	3.15	3.05	2.92
s(m ²)	518	532.5	544	559.3	567	579.5	584
V(m ³)	10360	10650	10880	11186	11340	11590	11680
cout	43512000	44730000	45696000	46981200	47628000	48678000	49056000

✓ **Le coursier :**

On opte pour un coursier de section rectangulaire avec :

- la longueur approximative déterminée topographiquement est 150 m .

-Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = L_{\text{cou}} \times S_{\text{béton}} \dots\dots\dots (II.64)$$

-L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,6 mètres.

-Largeur du coursier est donnée par :

$$b = q_{\text{max}\%}^{0.4} \dots\dots\dots (II.65)$$

Tableau II.52 : Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

b (m)	140	150	160	170	180	190	200
h (m)	3.70	3.55	3.40	3.29	3.15	3.05	2.92
q max (m3/s)	2150.00	2165.00	2175.00	2187.00	2195.0	2200.00	2210.00
b coursier	21.527	21.59	21.626	21.674	21.7	21.73	21.765
V (m ³)	2049.8	2055.28	2058.87	2063.16	2066.01	2067.79	2071.34
COUT (DA)	8609553.7	8632214.4	8647269.28	8665280.6	8677254.8	8684725.6	8699636.6

Tableau II.53 : Récapitulatif du coût total de barrage (digue+évacuateur de crue)

b(m)	Cout évacuateur(DA)	Cout de digue (DA)	Cout total(DA)
140	79 316 553.7	1 383 497 868.9	1 462 814 423
150	81 318 464.4	1 375 720 542	1 457 039 006
160	82 903 269.3	1 367 947 577	1 450 850 846
170	85 009 730.4	1 362 107 076	1 447 116 806
180	110 271 152.0	1 354 896 609	1 459 897 890
190	110 271 152	1 349 716 538	1 459 987 690
200	116 948 854	1 343 041 902	1 459 990 756

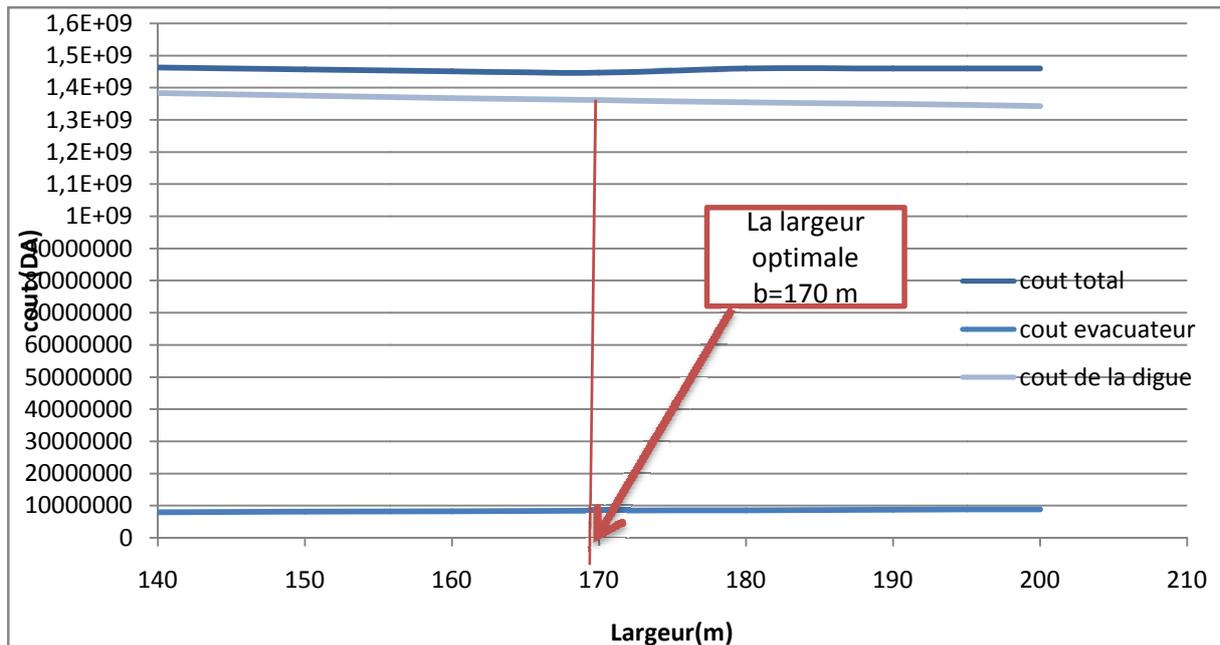


Figure II.27: courbe d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation on trouve les paramètres suivants :

- ⇒ $b=170$ m.
- ⇒ $H_d=3.29$ m
- ⇒ $q=2187.00$ m³/s
- ⇒ $H_b=59.20$ m
- ⇒ Cote en crête =85.7m

Le tableau suivant inclus toutes les caractéristiques du barrage (cotes et volumes d'eaux correspondants)

Tableau I.54: Tableau récapitulatif des Caractéristiques du barrage

dénomination	Unité	Valeur
Volume mort	Mm ³	2.58
Volume utile	Mm ³	39.43
Volume au NNR	Mm ³	42.01
Volume forcé	Mm ³	7.87
Côte du fond	m.NGA	26.5
Côte NVM	m.NGA	45.5
Côte NNR	m.NGA	80.5
Côte NPHE	m.NGA	83.79
Côte en crête	m.NGA	85.7
Largueur en crête	m.NGA	11.54

Conclusion :

Après la détermination de tous les paramètres hydrologiques (précipitations, crues,...), en utilisant des méthodes et un outillage essentiel afin d'arriver au dimensionnement de barrage coté eau, on peut clairement constater que :

Une divergence entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité faite due à plusieurs facteurs notamment l'utilisation d'une série pluviométrique différente et l'utilisation des formules et méthodes différentes.

Vu cet écart, les éléments constituant le barrage vont être redimensionnés en tenant compte des nouvelles valeurs qu'on a obtenu dans cette étude.

On peut illustrer notre travail en finalité dans le schéma ci –Après :

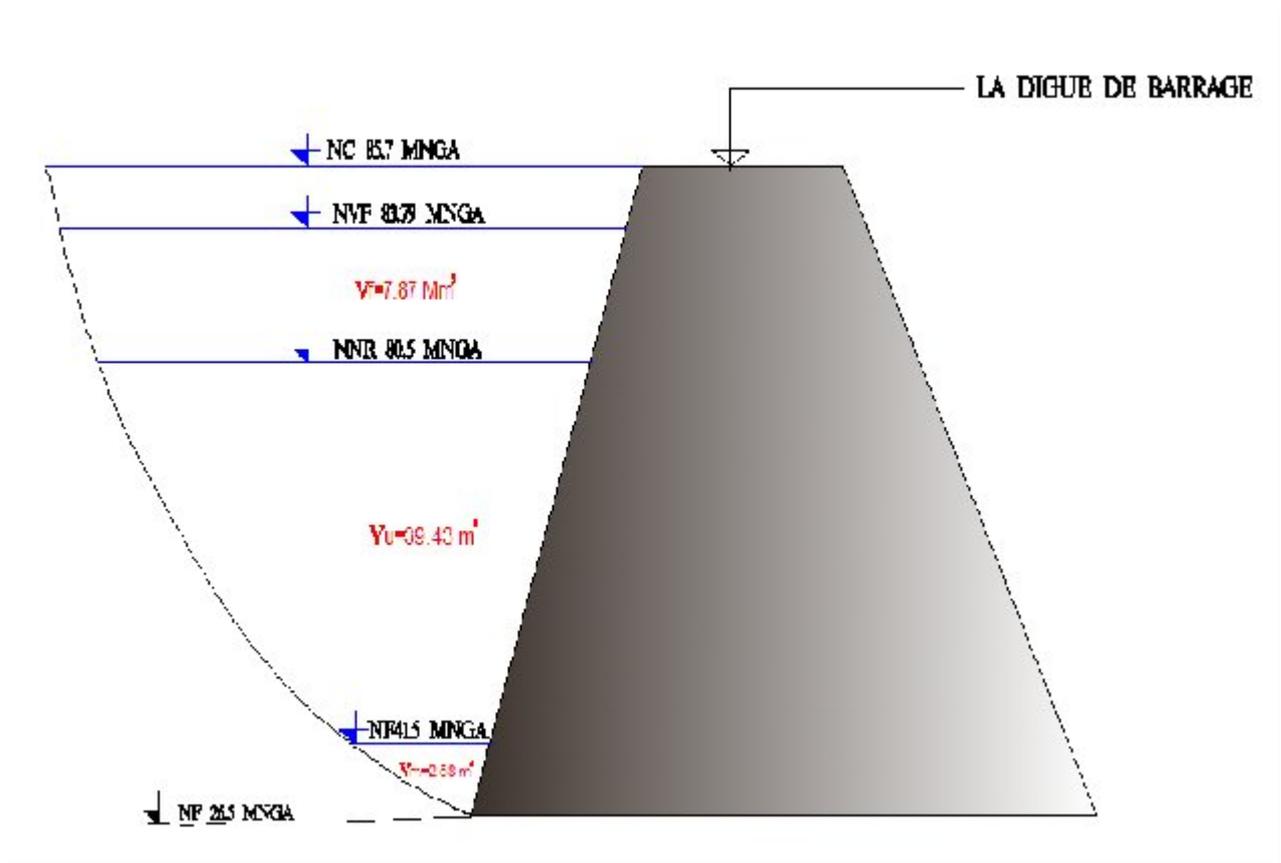
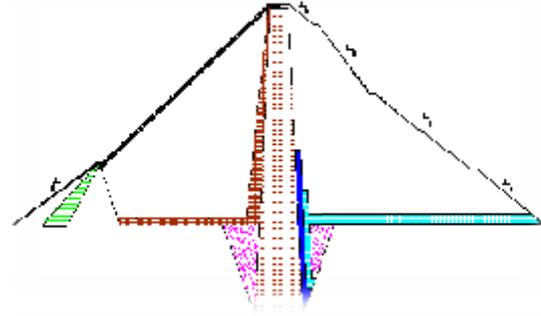


Figure II.54 : schéma récapitulatif des résultats obtenus (cotes et capacité de barrage)

Chapitre III
Etude
Des Variantes

Introduction :

Après l'évaluation du bassin versant et l'arrivée au dimensionnement du barrage du point de vue « eau », qui résulte après un travail hydrologique approfondi, on dispose dans ce présent chapitre de l'étape qui suit ce dimensionnement du point de vue réalisation véritable du barrage en prenant en considération toutes les données, les conditions et les facteurs qui rentrent dans le choix du type du barrage, de l'axe du barrage, des matériaux indispensables à la construction, et on proposera d'étudier des variantes puis on arrivera au choix définitif du type de barrage.



En fait, quelques critères succincts permettent de classer les barrages en deux catégories :

- ⇒ Les barrages en remblai de terre, capable de s'adapter à d'éventuels mouvements de leur substratum, cette catégorie est souvent la mieux adaptée.
- ⇒ Les barrages rigides en béton, leur capacité de déformation est relativement faible. Ils ne s'accommodent sauf qu'aux fondations saines et peu déformables.

Ces critères à prendre en compte dans le choix du type de barrage sont résumés comme suit :

- **Topographie:** étude qui influe sur le choix du type de barrages en fonction du lieu (si on construit un barrage de haute chute ou de rivière, le dénivelé...).
- **Hydrologie:** étude générale de l'eau.
- **Géologie:** informations concernant la nature des matériaux qui constituent la fondation du barrage ou les berges de la retenue (leurs caractéristiques mécaniques et leur étanchéité aussi bien en surface qu'en profondeur)
- **Sismicité :** appartenance ou pas du site à une zone sismique pouvant menacer la stabilité de l'ouvrage
- **La disponibilité** des matériaux de construction
- **Déformabilité de site.**

En fait, sur la base de toutes les études (topographiques, géologiques, hydrologiques.....) nous amènent à exclure le projet d'un barrage en béton. Ce qui permet d'envisager un barrage en matériaux locaux (disponibilité des matériaux sur le site) comme solution adoptée. Les différents types sont montrés dans la figure suivante :

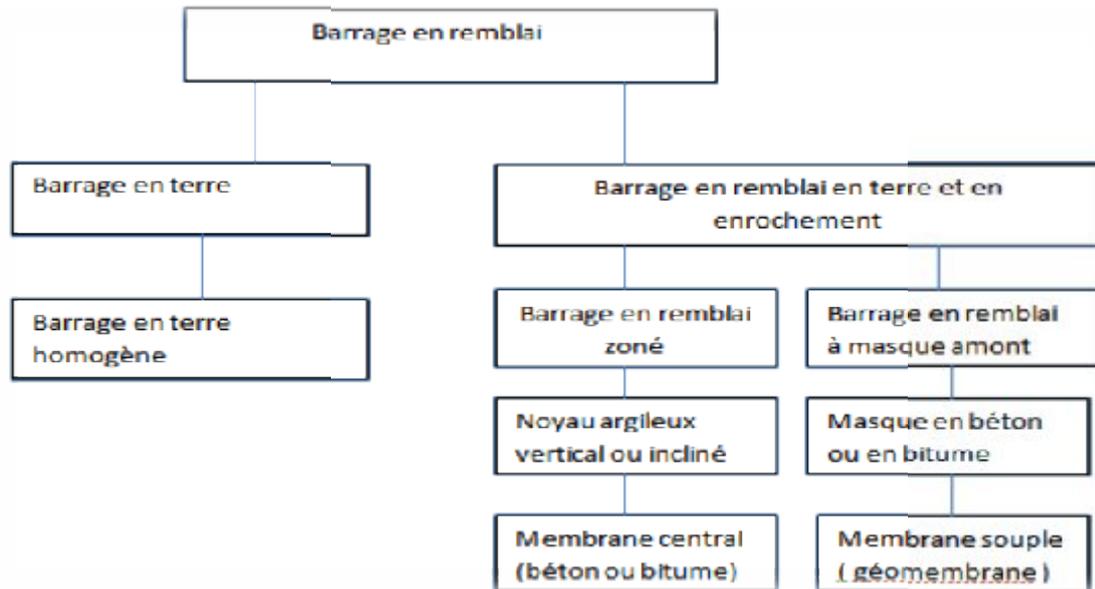


Figure.III.01.principaux types des barrages en remblai (Volume 17 Les barrages du à la mise en service)

III.1 Critères de choix de l'emplacement de l'axe du barrage projet

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économiques, topographiques, géologiques, hydrologiques, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

On doit tenir en considération les conditions suivantes:

- choix d'un axe du barrage qui permettra l'obtention d'un volume minimum du barrage et du prébatardeau ;
- La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible. Donc la dérivation de l'oued résoudre de manière à faire le corps de l'ouvrage principal dans le but de minimiser les coûts de la solution du barrage.
- Le choix de la morphologie de la vallée de l'oued qui permettra que l'axe du barrage soit immédiatement à l'amont de la courbure afin que les ouvrages annexes(galeries de l'évacuateur, coursiers ...) soient aussi courts que possible et par là moins onéreux. Sur la base de ces critères, un site susceptible de création d'une retenue d'un volume nécessaire a été trouvé sur l'oued Bounamoussa à l'aval de la retenue existante de Cheffia.

III.3 Les variantes proposées pour l'étude :

Sur la base des résultats de l'étude hydrologique et des reconnaissances géologiques, topographique...etc, l'adoption d'un barrage en terre est justifiée par la proposition de trois variantes à étudier dont l'objectif essentiel est pour dégager la variante la plus approprié, on se base sur la comparaison économique des variantes proposées susceptibles d'être projetées sur le site. Les digues proposées sont dimensionnées approximativement qui sont :

- ⇒ **Barrage en terre homogène :**
- ⇒ **Barrage en remblai à noyau central d'argile**
- ⇒ **Barrage à enrochements avec masque amont en béton.**

Brève définition des variantes à étudier :

▪ **Barrage en terre homogène :**

Un barrage en terre est dit homogène lorsqu'il est constitué d'un même matériau à dominance argileuse, relativement imperméable. Selon les ouvrages, la pente des talus sera plus ou moins forte, en fonction notamment des caractéristiques du matériau employé.

Barrage en terre compactée, homogène

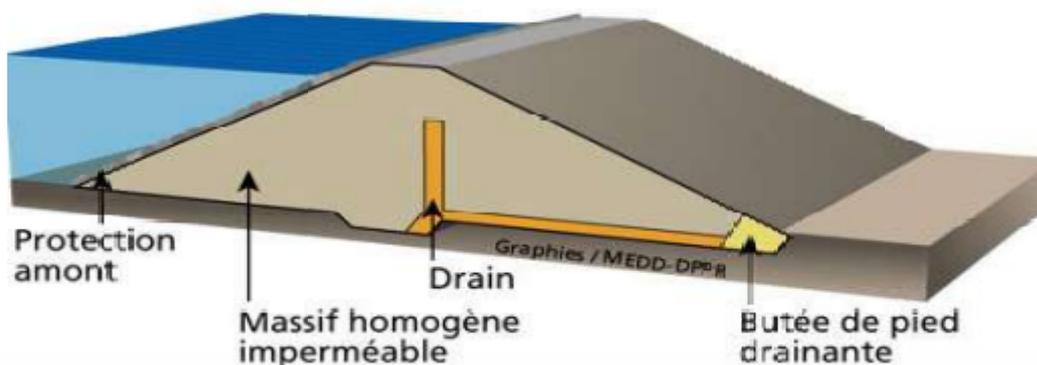


Figure III.02.barrage homogène (<http://www.gramme.be>)

▪ Barrage en remblai à noyau central d'argile :

Le barrage à noyau est composé d'un noyau central, constitué d'un matériau imperméable, et de recharges, c'est-à-dire une couche supérieure qui recouvre les flancs du noyau. Les recharges peuvent être constituées d'enrochements ou d'alluvions. Elles permettent d'assurer la stabilité du barrage, alors que le noyau central assure son étanchéité.

Plus stable qu'un barrage homogène, grâce aux recharges, les barrages à noyaux permettent de construire des talus plus raides. De plus le risque d'écoulement dans le corps du barrage est plus limité grâce à ces enrochements.

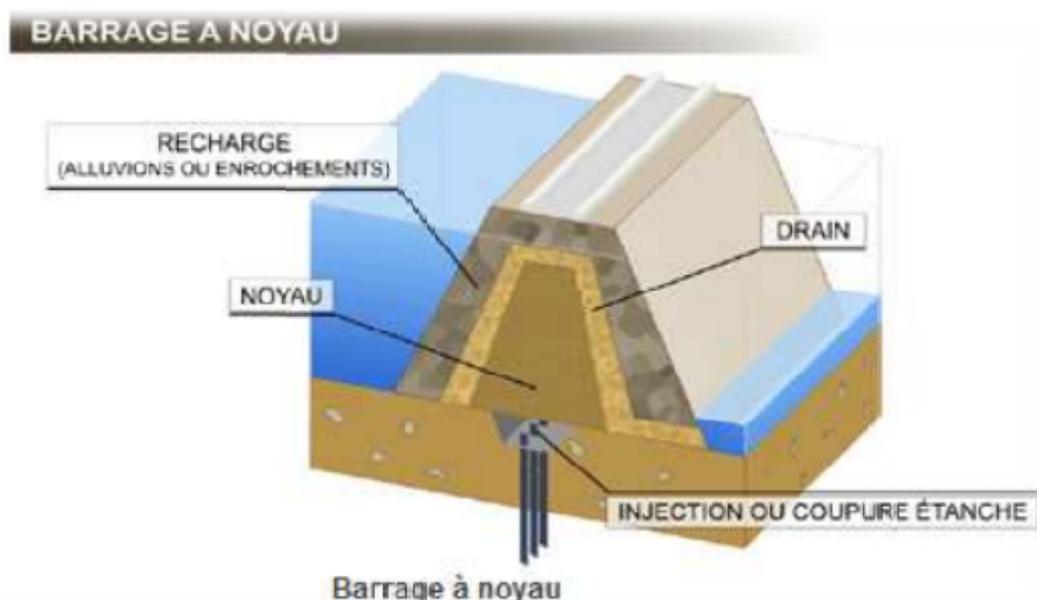


Figure III.03.barrage à noyau (<http://www.planete-tp.com>)

▪ Barrage en enrochement avec masque amont en béton :

Les barrages à masque sont la catégorie la plus récente de barrage en remblais. Cette technique permet de construire un barrage en remblais sans terre imperméable. Le corps du barrage est constitué d'enrochement. En amont, l'étanchéité de l'ouvrage est assurée par un masque posé sur le corps du barrage. Le masque peut être en béton (armé ou bitumineux) ou simplement constitué d'une membrane mince (en PVC ou bitumineuse).

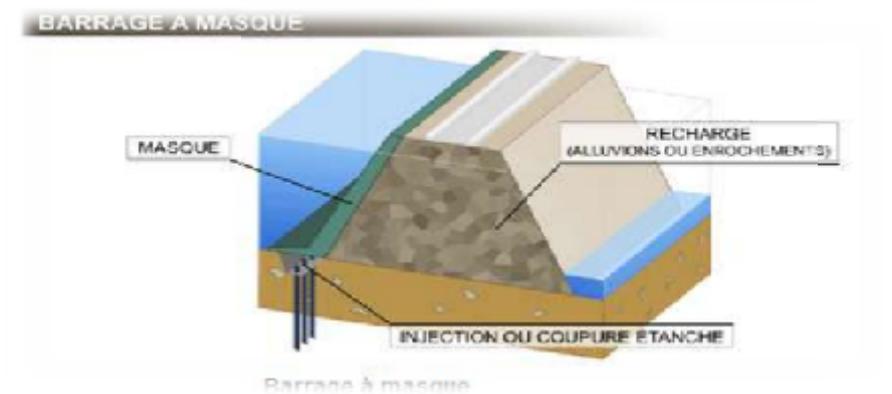


Figure III.04 : barrage à masque (<http://www.planete-tp.com>)

III.4. Définition du profil général du barrage :

III.4.1. Hauteur de barrage :

III.4.1.1. Calcul de la revanche :

A été déjà défini dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie :

$$R = 1.40 \text{ m}$$

Donc : la hauteur de barrage est donnée par :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots(III.01)$$

Avec : H_b : la hauteur de barrage (m)

NNR : la cote correspondante au volume normale de la retenue (80.5m).

C_f : cote de fond (26.5 m).

$h_{dév}$: la charge déversante (3.29m)

R : la revanche.

t : les tassements (0.5 m)

Donc : $H_b = 59.19 \text{ m}$

III.4.1.2. Calcul de la largeur en crête :

A été déjà défini dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.01 : différentes valeurs de la largeur en crête

Formule	La largeur (b_c)
KNAPPEN	12.69
SIMPLIFIEE	9.46
PRATIQUE	12.82
PREECE	11.03
Moyenne	11.50

Donc : on prend :

$$b_c = 11.5 \text{ m}$$

III.4.2. La longueur en crête

La longueur en crête c'est un paramètre qui est défini topographiquement après l'implantation de notre barrage en tenant compte la forme et la topographie de site

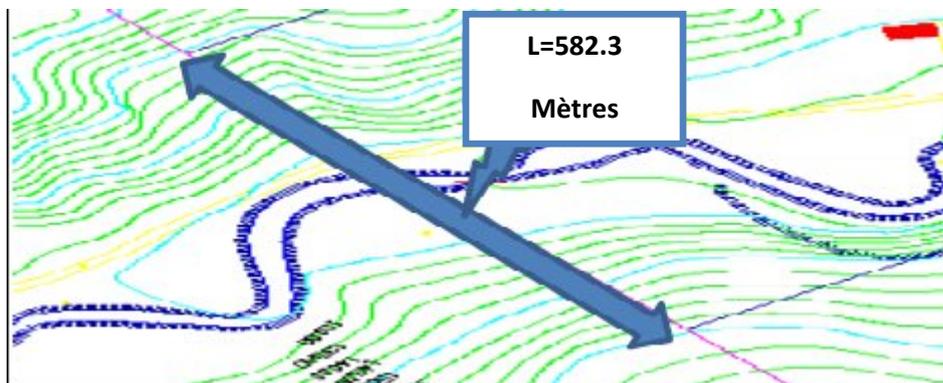


Figure III.05 : longueur en crête

III.4.4. Pentés des talus :

Pour assurer la stabilité du barrage, les pentes des talus doivent être fixées selon la nature des matériaux qui constitue le barrage, qui par la suite seront vérifiées par calcul de stabilité :

Tableau III.02. Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur de barrage (m)	Type du barrage	Fruit de talus	
		Amont	Aval
>20	Homogène à granulométrie étendue - A zones	3,0	2,5

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on opte pour :

1. Parement amont $m_1 = 3,0$.
2. Parement aval $m_2 = 2,5$.

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

III.4.5 Les bermes :

Pour des hauteurs dépassant les dix mètres de la digue en prévoient des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus. Les bermes sont de (2 – 3) mètres de largeur et de pente 2 %.

1. Talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées trois bermes de largeur 4m chacune à la côte 41m NGA et à la côte 57m NGA. Et à la cote 71 m NGA

2. Talus aval :

Les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées aussi trois bermes de largeur 4m chacune à la côte 41 m NGA et à la côte 57 m NGA et à la cote 71 m NGA

III.4.6.Revêtement des talus de la digue :

La protection des talus dans les barrages en terre est utilisée pour éviter l'érosion ou l'agression causée par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part :

✓ Talus amont :

Le revêtement des talus assure essentiellement, une protection contre les agents extérieurs d'origine atmosphérique et aussi des vagues. Les revêtements les plus employées en pratique hydrotechnique sont : pierre sèche, béton armé, béton, béton bitumineux (aspartique) géomembrane ou bien en pavage.



Chapitre III : Etude des variantes

Méthode 01 :

Dans notre cas on propose de faire un revêtement en enrochement dont l'épaisseur de l'enrochement est donnée par la formule de Tennessee valley Authority (TVA)

$$e = CV^2 \dots \dots \dots (III.02)$$

Où : e : Epaisseur de l'enrochement en (m);

V : Vitesse de propagation des vagues en («3.24 m/s);

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement. La valeur de C est donnée par le tableau suivant

Tableau II.03 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	=2,50	=2,65	=2,80
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

$\gamma = 2,65$ et $m=3$ donc, nous trouvons une épaisseur d'enrochement :

$$e = 0.27 \text{ m}$$

Méthode 02 :

On peut aussi assurer la protection de parement amont en utilisant une autre méthode basée sur l'utilisation d'un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

Tableau III.04: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'encrochement (m)	D_{\min} (m)
0 ÷ 0,3	0,3	0,2
0,3 ÷ 0,6	0,4	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,3
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,4
1,8 ÷ 2,4	0,7	0,45
2,4 ÷ 3	0,8	0,55

Dans notre cas :

La hauteur des vagues trouvée dans le chapitre précédent est de : $h_v = 0.87$ m

Donc : $e_{\min} = 0.45$ m et $D_{50 \min.} = 0,30$ m

Avec : e : épaisseur de la couche d'encrochement (m).

D_{50} : diamètre minimal du 50 % de la pierre.

✓ **Talus aval :**

Le talus aval des barrages en matériaux locaux est soumis au processus de l'altération superficielle naturelle. C'est la raison pour laquelle on protège par la construction de revêtement le talus aval, en utilisant largement les matériaux locaux (couche herbeuse ou gravier). On utilise le revêtement en sol végétal et à couche herbeuse là, où il y a de bonnes conditions de croissance des herbes ou on exécute l'arrosage périodiquement en saison chaude. Cette protection peut être en gazon naturelle en forme de carrés de (1x1 à 1,5 x1,5 m)

formé de briquettes de gazon de dimension de (0,6 à 1,0)m de longueur et de (0,15 à 0,20 m) de largeur.

✓ **La crête :**

Pour assurer une bonne stabilité, conserver contre la dégradation et permettre la bonne circulation des engins on doit réaliser un bon revêtement de la crête ; en utilisant une couche de produits asphaltiques épaisse de 30 cm sous jacée de deux couches épaisses de 20 cm chacune la première en gravier et la seconde en sable.



III.4.7. Etanchéité du barrage :

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin in avec une chaussée enrobé en bitumineux. Latéralement nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

III.4.7.1. Dimensionnement du noyau:

Le noyau en matériaux argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Vers le sommet le noyau doit être monté au-dessus du niveau des plus hautes eaux, compte tenu des remontés capillaires, il est monté de 0.5 m environ.

✓ **La hauteur :**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (III. 03).$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

$H_n = 58.20 \text{ m}$

✓ **La largeur en crête du noyau :**

On choisit en général une épaisseur de l'ordre de 1/6 la hauteur de barrage :

Donc :

$L_{n,c} = 10 \text{ m}$

✓ **Les fruits des talus du noyau :**

Ils doivent être d'une telle sorte à vérifier la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (III.04)$$

Avec : I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.



Chapitre III : Etude des variantes

$$b_m = (L_{cn} + L_b) / 2 \dots\dots\dots (III.05)$$

Avec : L_{cn} : largeur en crête du noyau(m)

L_b : largeur en base du noyau(m)

ΔH : la charge d'eau, donnée par la formule suivante(m)

$$\Delta H = H_1 - H_2 \dots\dots\dots (III.06)$$

Avec : H_1 : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE ($H_1=57.29$)

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2=0m$).

Tableau III.05: classe de l'ouvrage en fonction du type du sol

Type de sol	Classe de barrage			
	I	II	III	IV
Argile compacté	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.78	0.9	1.01
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

On a un barrage de classe III (limon) \Rightarrow donc $I_{adm}=1.25$.

Donc : $b_{moy} > (57.29/1.25) = 45.832$ m

On aura : $b_{moy}=46$ m.

Aussi : d'après la relation : (III.05), on a :

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_{cn} \dots\dots\dots (III.06)$$

Donc :

$$L_b = 82.1$$

De la formule ci-après on détermine les fruits de talus :

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{cn} \dots\dots\dots (III.07)$$

On aura :

$$m = 0.62$$

✓ **La cote en crête du noyau :**

$$NCN = C_{fond} + H_n = 26.5 + 58.19 = 84.69 \text{ m NGA}$$

$$NCN = 84.69 \text{ m NGA}$$



III.4.7.2. Les drains :

Du fait la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif du barrage, malgré que le choix des matériaux de construction été fait de manière à limiter les infiltrations. Il importe donc d'éviter la nuisance de ces eaux à la stabilité du barrage par création de renard, ou par destructions partielles du pied aval du barrage. Un drain est un organe destiné à évacuer les eaux provenant d'une filtration à travers un massif ou d'un ressuyage.

✓ **Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme) :**

➤ **Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots \dots \dots (III.08)$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (59.19 m).

On prend $H_p = 0.15 H_b$

Donc :

$H_p = 11.83 \text{ m}$

➤ **Largeur en crête :**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots \dots \dots (III.09)$$

$b_p = 3.946$

➤ **fruits de talus :**

$$m_1 = (1 \div 1,75)$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5)$$

On prend : $m_1 = 1,25$ $m_2 = 2$

✓ **Dimensionnement du drain tapis :**

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage terre , on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui -ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur $1/4$ à $1/3$ de l'emprise du barrage.

On recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80 \text{ m}$. Lorsque la fondation n'est pas complètement perméable, il doit contenir un filtre inverse.



✓ Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical est placé au centre de la digue, d'une largeur minimal de 1m (on va prendre en compte une largeur de 3m) constitué en matériaux grossier (gravier et sable). Il peut remonter jusqu'à la cote NPHE à raison d'arriver aux points de plus hautes saturations de remblai.

III.4.7. 3. Les filtres :

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entrainées par la circulation de l'eau dans un massif. Les filtres et drains sont les plus souvent associés, le filtre pouvant jouer lui-même le rôle de drain, surtout dans les petits ouvrages. Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et éléments fins des terres drainées. Dans un filtre chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau. Un filtre ne doit ni se dégrader par entrainement de ses éléments, ni se colmater. Il est conseillé pour cela d'utiliser les sables dont le coefficient d'uniformité D_{60}/D_{10} est inférieur à 2.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par BERTRAM (Université de Harvard), basés sur les conditions de TERZAGHI, perfectionnés ensuite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984). Les matériaux alluviaux (Tout Venant) peuvent être utilisés comme matériau pour le filtre dans les retenues collinaires et petit barrage avec la condition qu'ils remplissent la granulométrie du filtre proposé préalablement vérifié au moyen des calculs correspondants.

III.4.8. masque en béton :

Les masques d'étanchéités amont sont généralement posés sur une forme drainante établie sur le parement amont du barrage. L'organe d'étanchéité proprement dit doit être la plus part du temps protégé. Selon Materon, 2007 la formule pour déterminer l'épaisseur du masque en béton est donnée par :

$$e=0.3+0.002*H_b \dots\dots\dots (III.10).$$

Avec : H_b : hauteur du barrage

On trouve :

$e=0.42m$

III.5. Fixation de choix définitif de barrage :

Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- ⇒ Facilité de la réalisation, zones d'emprunts
- ⇒ Existences de carrière de matériaux de construction ;
- ⇒ Distance des zones d'emprunts ;
- ⇒ Sismologie ;
- ⇒ Volume des matériaux de construction
- ⇒ Dispositif d'étanchéité ;

III.5.1 Etude comparative :

Une étude de comparaison approximative des différents volumes de chacun des types des barrages choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et de la disponibilité des matériaux de construction, cette étude est particulièrement technico-économique.

III.5.2. calcul du volume des différents matériaux :

Pour faire le choix décisif de la variante à retenir, on doit procéder aux calculs des volumes des différentes variantes en ayant les prix unitaire des divers éléments.

Note : la méthode de calcul des volumes a été déjà abordé e dans le chapitre II (optimisation).pour les trois variantes.

Le tableau suivant montre les résultats concernant le cout de barrage pour les différentes variantes, alors que les résultats de calcul des volumes sont représentés dans l'annexe III :

Chapitre III : Etude des variantes

Tableau III.06. Estimation des coûts des différentes variantes étudiées

variante	Matériaux	Volume (m ³)	Unité	Prix unité (DA)	Coût (10 ⁶ DA)	Total (10 ⁶ DA)
digue en remblai à noyau central	Protection du parement amont et aval	40052.3	1 m ³	350	14.01	3398.19
	Recharges	1454852.58	1 m ³	400	581.94	
	Noyau (argile)	1238445.07	1 m ³	1 500	1857.6	
	Filtre et drains	782785.95	1 m ³	1200	939.34	
	Terre végétale	17417.89	1 m ³	300	5.2	
digue en enrochement avec un masque amont de béton	Recharges (enrochement)	2398357.85	1 m ³	800	1918.82	5702.91
	Recharges gravier	882785.95	1 m ³	600	529.67	
	Recharges sable	469671.57	1 m ³	600	281.80	
	Béton (masque)	195696.4878	1 m ³	8400	1643.85	
	Drains et filtres	1107417.89	1 m ³	1200	1328.90	
digue homogène	Recharges (argiles)	2739750.83	1 m ³	1 500	4109.62	5054.98
	Recharges (enrochement)	103567.47	1 m ³	800	82.85	
	Protection amont et aval	273975.32	1 m ³	800	219.18	
	Filtres et drains	504207.57	1 m ³	1200	605.04	
	Terre végétale	95696.49	1 m ³	400	38.27	



Conclusion :

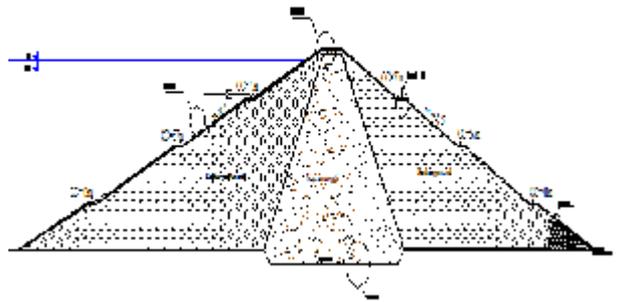
On voit bien économiquement que deux variantes dont digue en remblai à noyau central et digue homogène sont moins chères que la variante d'une digue en enrochement avec un masque amont en béton, donc celui-ci sera exclu pour son coût élevé.

Aussi, la faible disponibilité en matériaux locaux (argiles) dans la zone d'emprunt près du site du barrage qui vont satisfaire à 50% seulement de corps de barrage, alors on opte comme solution technique et économique la variante d'un barrage en remblai avec un noyau central d'argile, ce que nous allons détailler dans le chapitre prochain.

Chapitre IV
Conception
détaillée de la
digue

Introduction

Bien entendu, le barrage en remblai à noyau d'argile de Bounamoussa est retenu comme la solution technique adoptée et adéquate aux conditions locales de site du barrage.



Bien qu'avant d'entamer la conception définitive de la digue de notre projet, on revient à définir brièvement les éléments principaux constructives de n'importe quelle barrage exécuté en remblai à noyau d'argile tel que :

- ⇒ **Crête:** Facilite la circulation sur le barrage une fois terminée, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.
- ⇒ **Bermes:** Elles permettent la réalisation et la réparation des revêtements de talus. En outre, elles donnent la stabilité aux digues et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur les surfaces du talus aval, en contribuant à éviter l'érosion. Ils servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont.
- ⇒ **Noyau et écran:** Ils diminuent les débits de filtration dans les barrages mixtes.
- ⇒ **Revêtements:** Ils protègent les talus contre l'action des vagues (en amont) et de la pluie (en aval).
- ⇒ **Filtres et drainages:** Il s'agit de dispositifs qui contrôlent et évacuent les eaux infiltrées à l'intérieur des barrages.
- ⇒ **Recharge:** Le massif en amont ou en aval que donne, en général, la stabilité au barrage.
- ⇒ **Tapis étanche:** Il permet de diminuer les débits de filtration.
- ⇒ **Evacuateurs de crues:** Ils permettent de verser l'excès d'eau pluviale.

En revenant aussi aux facteurs qui influencent soit directement ou indirectement sur la conception et la réalisation de barrage et qui sont analysés, avant la mise en œuvre de choix des variantes à étudier jusqu'à l'arrivée au choix adéquat parmi ces variantes, à savoir :

- ✓ Hydrologie.
- ✓ Géologie.
- ✓ Matériaux disponibles.
- ✓ Caractéristiques de la fondation.
- ✓ Climat et sismicité.
- ✓ Caractéristiques du site de l'ouvrage.
- ✓ Déviation de la rivière pendant la réalisation (dérivation provisoire).
- ✓ Action des vagues.
- ✓ But de l'ouvrage.

- ✓ Délais de réalisation.

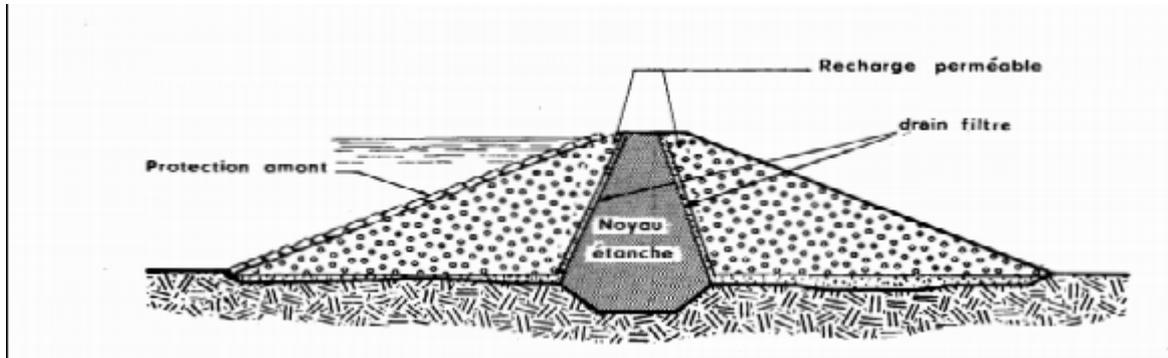


Figure IV.01. Barrage en remblai avec un noyau central figurant les filtres et les drains

IV.1. Récapitulatif des résultats trouvés

A partir de l'étude d'optimisation et les résultats de chapitre précédent on peut présenter les caractéristiques générales de la digue dans le tableau suivant :

Tableau .IV.01: Récapitulatif des différentes caractéristiques de la digue

Caractéristique	Valeur
Revanche	1.40 mètres
Hauteur	59.20 mètres
Largeur en crête	11.50 mètres
Longueur en crête	582.3 mètres
Pente des talus	Amont : $m_1=3.0$ Aval : $m_2= 2.5$

IV.2. Classification de barrage selon le type de la fondation

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

Tableau .IV.02 : 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

Chapitre IV : conception détaillée de la digue

Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique.	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique.	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau et comme la fondation de notre barrage rocheuse, et la hauteur de barrage est entre 25 et 70 \Rightarrow le barrage appartient à la classe III.

IV.3.conception détaillée de la digue

IV.3.1.Conception de la crête

La crête du barrage en tant qu'un élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable. Elle peut servir pour les passagers de services. La crête est renforcée par un revêtement constitué de mélange de gros graviers bitumineux afin d'éviter la stagnation des eaux de pluies une pente de 2% de part et d'autre à partir de l'axe de la crête est à prévoir.

IV.3.2.La largeur en crête :

La largeur en crête du barrage doit être suffisante pour qu'il n'ait pas de circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et éventuellement pour l'entretien ultérieur. Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de barrage et suffisamment faible à travers la barrage lorsque le réservoir est plein. La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules qui nous avant utiliser dans l'étude d'optimisation la largeur optimale sera :

$$b_{cr}=11.50 \text{ mètres}$$

IV.3.3.Longueur en crête :

La longueur en crête par rapport à l'axe définitif de la digue est :

$$L_c=582.3 \text{ mètres}$$

IV.3.4.Revêtement de la crête et des talus de la digue

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues ainsi que la vidange rapide.

Le talus aval est généralement recouvert de terre végétale et engazonné, ce qui lui permet de mieux résister à l'érosion due à la pluie. Le talus amont est souvent protégé de l'effet d'érosion des vagues. Cette protection prend la forme d'enrochement. Il ne s'agit en aucune

façon d'un masque étanche similaire à celui des barrages en enrochements. Donc pour la protection on va utiliser l'enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,27 m) .

La protection amont est percée de drains permettant l'eau imprégnant le remblai de ne pas être piégée derrière le revêtement pendant les phases de vidange de la retenue le rip-rap est souvent préféré en raison de son cout et sa durabilité.

D'après le chapitre précédant on a trouvé $e = 0.45$ m

Note

Afin d'être conforme au critère de filtre, **une couche de transition** épaisse de 400 mm composée de 200 mm de gravier et 200 mm de sable respectivement doit être placée entre le rip-rap et le remblai tout-venant sous-jacent.

pour assurer une bonne stabilité de la crête on doit réaliser un bon revêtement et permettre la bonne circulation des engins et cela en utilisant une couche de produits asphaltiques épaisse de 0.30 m.

IV.3.5.Les bermes

Pour des hauteurs dépassant les dix mètres de la digue en prévoient des bermes, qui auront un rôle dans l' optimisation des fruits de talus d' autres objectifs tels que l' accès pour la réparation des talus. Les bermes sont de (2 - 3) mètres de largeur et de pente 2 %.

1. Talus amont

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées trois bermes de largeur 4m chacune à la côte 41m NGA et à la côte 57m NGA. Et à la cote 71 m NGA

2. Talus aval

Les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées aussi trois bermes de largeur 4m chacune à la côte 41 m NGA et à la côte 57 m NGA et à la cote 71 m NGA.

IV.3.6.Etanchéité de barrage

Afin d'éviter les infiltrations qui provient des débits de fuites dans le corps de barrage et va créer des renards dangereux pour la stabilité des barrages. On disposera dans ce paragraphe l'étude d'un système d'étanchéité de barrage et ses organes

IV.3.6.1. Dimensionnement du noyau

L'étanchéité du barrage est assurée par le noyau imperméable qui empêche l'eau de passer à travers le corps du barrage limitant ainsi sensiblement le débit de fuite. IL n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

✓ **La hauteur**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (IV. 01)$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

$H_n = 59.20 \text{ m}$

✓ **La largeur en crête du noyau**

On choisit en général une épaisseur de l'ordre de 1/6 la hauteur de barrage :

Donc :

$L_{n,c} = 10 \text{ m}$

✓ **Les fruits des talus du noyau**

Ils doivent être d'une telle sorte à vérifier la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (IV.02)$$

Avec : I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

$$b_m = (L_{cn} + L_b) / 2 \dots\dots\dots (IV.03)$$

Avec : L_{cn} : largeur en crête du noyau(m)

L_b : largeur en base du noyau(m)

ΔH : la charge d'eau, donnée par la formule suivante(m)

$$\Delta H = H_1 - H_2 \dots\dots\dots (IV.04)$$

Avec : H_1 : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE ($H_1 = 57.29$)

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2=0m$).

Tableau III.05: classe de l'ouvrage en fonction du type du sol

Type de sol	Classe de barrage			
	I	II	III	IV
Argile compacté	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.78	0.9	1.01
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

On a un barrage de classe III (limon) \Rightarrow donc $I_{adm}=1.25$.

Donc : $b_{moy} > (57.29/1.25) = 45.832 \text{ m}$

On aura : $b_{moy}=46 \text{ m}$.

Aussi : d'après la relation : (III.05), on a :

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_{cn} \dots\dots\dots(IV.05)$$

Donc : **$L_b = 82.1$**

De la formule ci-après on détermine les fruits de talus :

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{cn} \dots\dots\dots(IV.06)$$

On aura : **$m = 0.62$**

✓ **La cote en crête du noyau :**

$$NCN = C_{fond} + H_n = 26.5 + 58.19 = 84.69 \text{ m NGA}$$

$NCN = 84.69 \text{ m}$

IV.3.6.2. Les filtres et les drains

Dans un barrage zoné, l'eau s'écoule à travers le noyau vers les recharges. Cet écoulement vers un matériau de granulométrie plus importante peut entraîner des particules fines du noyau. C'est le rôle d'un filtre constitué d'un matériau de granulométrie intermédiaire, d'empêcher cette migration. C'est ce qu'on appelle la fonction de rétention. A l'amont, on interpose également une couche de matériau de granulométrie intermédiaire de façon à pouvoir colmater les fissures qui pourraient se produire dans le noyau.

Le filtre assure également une fonction de drainage du noyau pour éviter que les eaux d'infiltrations ne transitent dans la recharge. C'est la fonction de drainage. Le noyau consiste en un matériau cohésif et peu perméable, le filtre est non cohésif et relativement perméable.

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes

1. 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.
2. Ils doivent être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.
3. Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments.
4. Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps.
5. 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.
6. Pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm (2 pouces) comme taille maximale.

IV.3.6.2.1. Les filtres

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "**conditions de filtres**"; la référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI.

Elles s'énoncent comme suit :

- ⇒ Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est - à dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique
- ⇒ Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

En utilisant le fuseau granulométrique présenté dans l'annexe III, on doit vérifier les critères de conception des filtres :

▪ Les critères de conception

✓ **Condition de non entraînement des fines:** $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$ (IV.07)

✓ **Condition de perméabilité :** $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$ (IV.08)

Chapitre IV : conception détaillée de la digue

✓ **Parallélisme des courbes granulométriques** $\frac{D_{50}}{d_{50}} < 25$(IV.09)

✓ **Coefficient d'uniformité du filtre** : $\frac{D_{60}}{D_{10}} < 20$(IV.10)

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

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

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.3.6.2.1.2.Calcul des filtres

- **Détermination du fuseau granulométrique du filtre**

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

$$\frac{d_{15 \text{ filtre}}}{d_{15 \text{ sol à protéger}}} > 4 \text{.....(IV.11)}$$

Associer à la condition l'US Bureau of réclamation préconise, les relations suivantes :

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

La figure suivante montre la méthode pour tracer le fuseau du filtre :

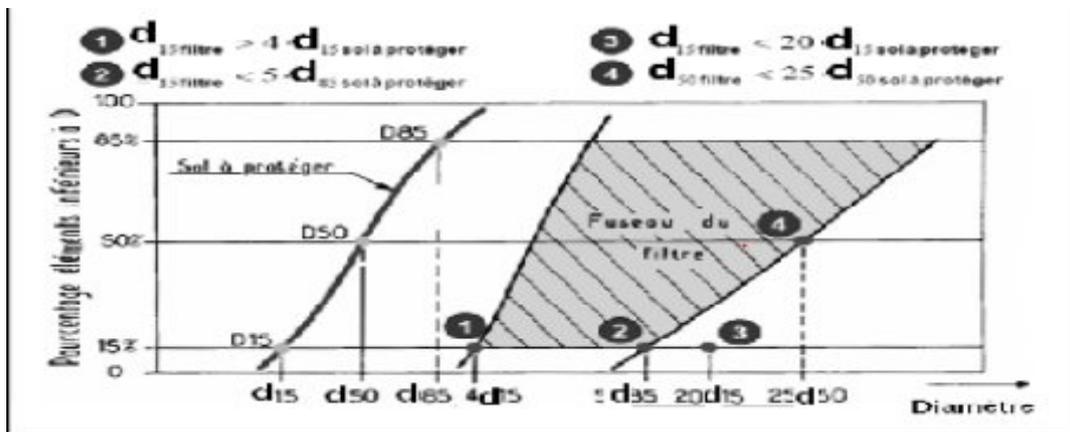


Figure IV.02 : Principe de détermination de fuseau granulométrique de filtre

On a : $d_{85} = 0,03\text{mm} \Rightarrow 5*d_{85} = 0.15 \text{ mm} \qquad 20* d_{15}=0.025 \text{ mm}$

$$d_{15} = 0,00125 \text{ mm} \Rightarrow 4 \cdot d_{15} = 0.005 \text{ mm}$$

$$d_{50} = 0,06 \text{ mm} \Rightarrow 25 \cdot d_{50} = 1.5 \text{ mm}$$

▪ **Détermination de la courbe granulométrique des filtres**

Selon les critères

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

Avec : D_{15} , D_{50} : Diamètres des particules des recharges (sable et graviers)

d_{15} , d_{50} : Diamètres de 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 :

$$0.72 \text{ mm} < D_{50} < 3.48 \text{ mm}$$

$$0.015 \text{ mm} < D_{15} < 0.05 \text{ mm}$$

⇒ **Donc :** La courbe granulométrique moyenne sera tracée par les deux points :

$$D_{15} = 0.0325 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 2.1 \text{ mm}$$

$$D_{17}^F = \frac{D_{PV}}{0,32 \cdot \sqrt{\eta_F} \cdot (1 + 0,05 \cdot \eta_F)} \cdot \frac{1-n}{n} \quad \dots\dots\dots (IV.12)$$

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

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 $D_{PV} = (3 \text{ à } 4) \cdot d_{15} = 0.0043 \text{ mm}$

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

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

$$D_{\min} = \frac{D_{17}}{1 + 0,2 \cdot (1,7)^x} \dots\dots\dots(\text{IV.13})$$

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

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

$$D_i = [1 + 0,2 \cdot (0,1 \cdot i)^x] \cdot D_{\min} \dots\dots\dots(\text{IV.14})$$

On trouve : $n = 0,29$ et $x = 2,38$

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

Tableau IV.03 : Récapitulatif des résultats de la 1ère couche de filtre

Di	D ₁₇	D _{min}	D ₁₀	D ₁₅	D ₂₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₀	D ₁₀₀
Valeur (mm)	0.0135	0.0079	0.012	0.0135	0.0154	0.026	0.030	0.038	0.046

⇒ La deuxième couche de filtre, on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$0.162 \text{ mm} < D_{15} < 0.54 \text{ mm}$$

$$0.321 \text{ mm} < D_{50} < 1.508 \text{ mm}$$

Donc on prévoit : $D_{15} = 0.351 \text{ mm}$

$$D_{50} = 0.1 \text{ mm}$$

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

Tableau IV.04: Récapitulatif des résultats de la 2ème couche de filtre

Di	D ₁₇	D _{min}	D ₁₀	D ₁₅	D ₂₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₀	D ₁₀₀
Valeur (mm)	0.0135	1.88	2.8576	3.3464	3.8352	6.768	7.7456	9.7008	11.656

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.

▪ **Vérification des Règles des filtres**

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

-Condition 01 :

$$\frac{D_{15}}{D_{85}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05 \eta) \frac{n}{1 - n} \dots\dots\dots(\text{IV.15})$$

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre

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 02 : Condition de (TERZAGUI ,1942) :

$$\frac{d_{15 \text{ filtre}}}{d_{85 \text{ sol à protéger}}} < 5$$

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 :

$$5 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15} \dots\dots\dots(\text{IV.16})$$

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 $0,15 > 0,0135 > 0,0062 \Rightarrow$ la condition de TERZAGUI est vérifiée.

IV.3.6.2.3. Drains :

Le système de drainage utilisé est un tapis drainant suit par un prisme de drainage au coté aval de l digue dont le dimensionnement est le suivant :

- **tapis drainant**

La longueur du drain tapis :

$$L_d = L_b/4 \dots\dots\dots(IV.11)$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur au pied de barrage du barrage ($L_b= 337.045$ m). Donc :

$L_d = 84.26$ m

Concernant l'épaisseur du tapis on prend $e= 0.8$ m.

- **Prisme de drainage** (calculé dans le chapitre précédent)
 - ⇒ **Hauteur** : $H_p=11.83$ m
 - ⇒ **Largeur en crête** : $b_p=3.94$ m
 - ⇒ **Fruits de talus** : $m_1=1,25$ $m_2 =2$

IV.3.7.la fondation

L'exigence essentielle pour la fondation d'un barrage c'est de garantir un support stable pour le remblai sous toutes les conditions de saturation des charges et d'assurer une résistance suffisante à l'infiltration, les renards et les pertes d'eau.

Dans notre cas, même si la fondation rocheuse est réputée imperméable, un voile injecté au droit de la clé de la digue complètera l'étanchéité de la digue

$$H_{voile} = 1/3H + C, \text{ ou } C = 8 \text{ à } 25\text{m}$$

AN : $H_{voile} = 1/3 * (59.19) + 20 = 39.73$ m

$H_{voile} = 39.73$ m

IV.3.8.La clé d'ancrage

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'encrage est exécutée jusqu'à 3.5 m, L'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m.

En prend : $b = 4$ m Les talus $m_1 = m_2 = 1$.

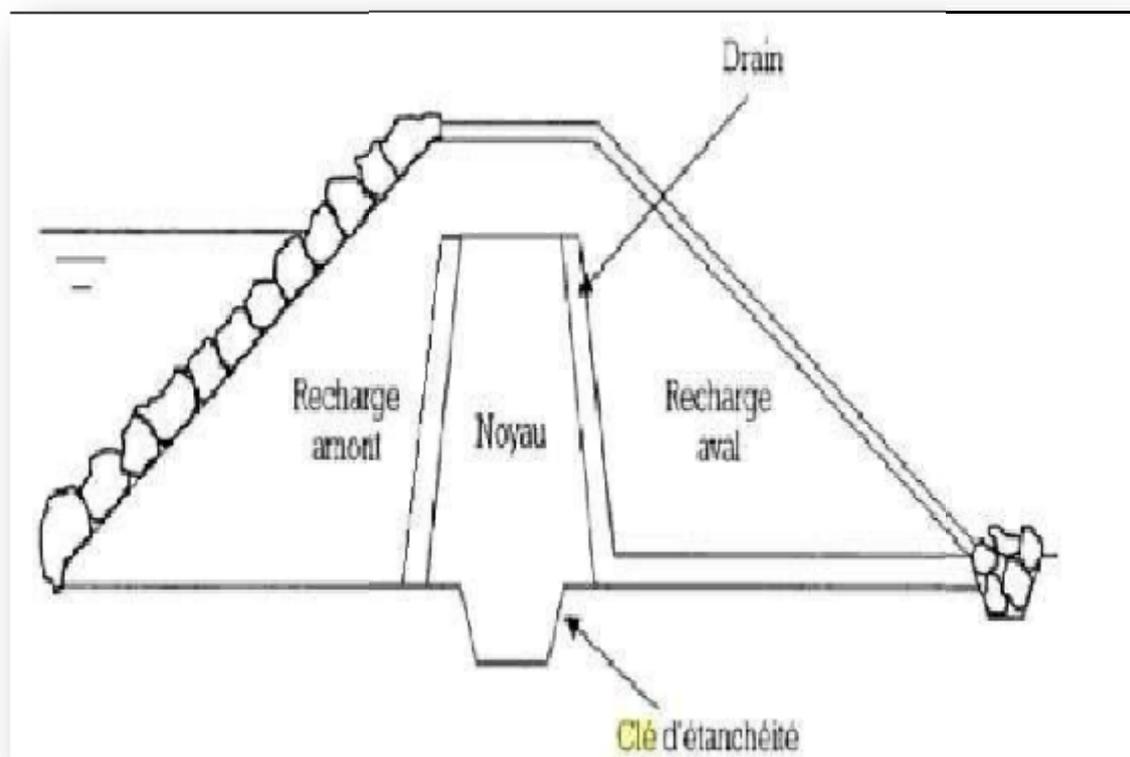


Figure IV.03. Disposition de la clé d'encrage (Technique des petits barrages)



Conclusion :

Afin de définir notre futur barrage et sa conception détaillée, on a utilisée le nécessaire des méthodes et des formules pour déterminer tout le détail constructif du barrage en remblai à noyau d'argile (talus, bermes, revêtements, filtres, drains,.....etc.).

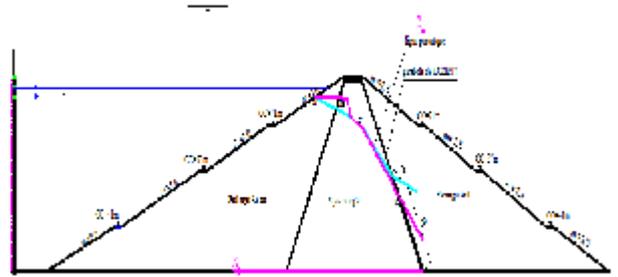
Et A cet effet on a préparé notre ouvrage au calcul des infiltrations, chose qui va se faire dans le chapitre prochain

Chapitre V
Etude des
infiltrations



Introduction:

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries des barrages en terre sont provoquées par la déformation de filtration, et Quel que soit sa perméabilité, un remblai soumis à une charge d'eau (digue en terre) va se saturer partiellement, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le gradient hydraulique, et le débit d'infiltration à travers l'ouvrage et le sol de fondation.



Les causes peuvent être de différentes origines :

- ✓ nature des matériaux de remblai.
- ✓ méthodes de compactage et de réalisation de ces remblais.
- ✓ méthodes adoptées pour assurer l'étanchéité sous la digue du barrage.
- ✓ fiabilité des reconnaissances géotechniques.

On dispose donc dans ce chapitre un calcul détaillé des infiltrations à travers le corps de barrage de Bounamoussa :

V.1.définition de la ligne phréatique

On appelle ligne phréatique à travers le corps de la digue, la ligne correspondante à la pression hydrostatique nulle. Cette ligne est parfois appelée improprement ligne de saturation située au-dessus de la ligne phréatique à une distance correspondante à l'élévation capillaire de l'eau de saturation.

Le tracé de la ligne phréatique est nécessaire pour la détermination des débits de fuite à travers le corps de la digue afin d'apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement très dangereux le long du talus aval.

Pour le calcul du débit de fuite, on opte pour la méthode graphique qui est plus utilisée. Elle donne des solutions approchées mais en général suffisantes. Elle est décrite ci –après :

V.2. Tracé de la ligne de saturation

Kozeney a montré que dans un barrage en terre homogène non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer o est situé au pied du parement aval du barrage. L'équation de cette parabole s'écrit :

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0} \dots\dots\dots(V.01)$$

Avec

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(V.02)$$

Avec

h : La hauteur d'eau en amont (h=54 m)

d : étant la largeur en base du barrage diminuée de 0.7b et b étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont. Comme le montre la figure suivante :

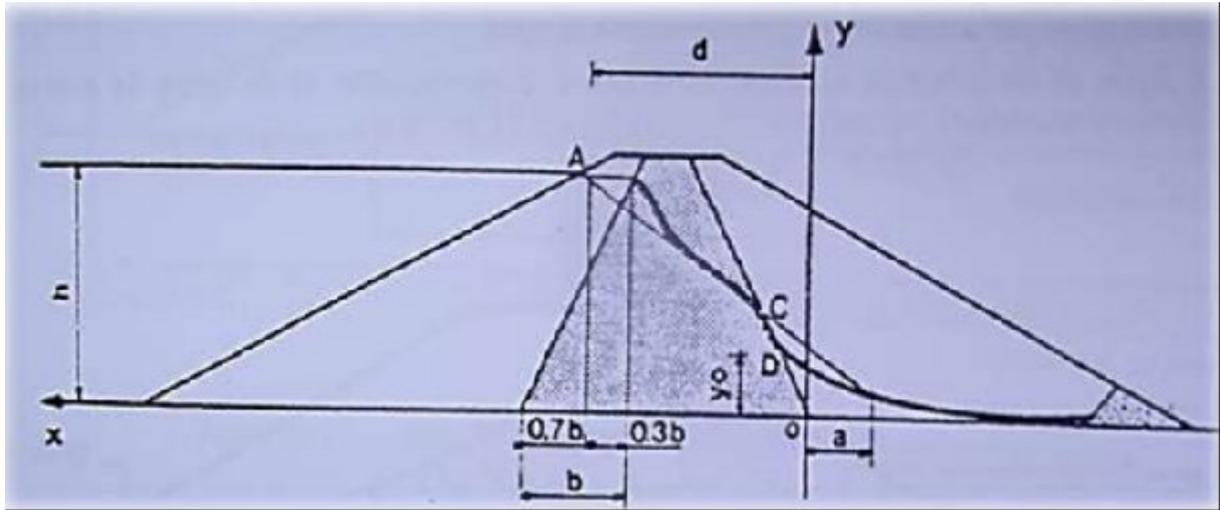


Figure.V.01:tracé de la ligne de saturation (Techniques des barrages en aménagement rural)

- ✓ b sera déterminée graphiquement et elle égale à : **b= 32 .85 m.**
- ✓ L'emprise du noyau : $L_b = 82.1m.$
- ✓ $d = L_b - 0,7 * b = 82.1 - 07 * 32.85 = 59.105 m.$

Donc :

$$y_0 = 20.953$$

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

$$Y^2 = 2 * Y_0 * X + Y_0^2 \dots\dots\dots(V.03)$$

On aura : $Y^2 = 41.906 * X + 439.05$



Chapitre V: étude des infiltrations

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

Tableau V.01 : Coordonnées de parabole de Kozeney

X	Y
0	439.05
4	606.674
8	774.298
12	941.922
16	1109.546
20	1277.17
24	1444.794
28	1612.418
32	1780.042
36	1947.666
40	2115.29
44	2282.914
48	2450.538
52	2618.162
56	2785.786
59.01	2911.92306

▪ Détermination de la position de C1

La ligne phréatique coupe le talus aval en un point à une distance « a » du foyer « o » et une distance « a + Δa » du point d'intersection de la parabole de KOZENEY avec le talus aval.

Donc Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du barrage est déterminé par l'équation polaire suivante :

$$\rho = y_0 / (1 - \cos \alpha) \dots\dots\dots (V.04)$$

Avec : ρ : rayon polaire

α : angle de face aval du noyau avec l'horizontale.(α =56.97)

Nous aurons alors :

$$a + \Delta a = y_0 / (1 - \cos \alpha) \dots\dots\dots (V.05)$$

Chapitre V: étude des infiltrations

⇒ $a + \Delta a = 20.953 / (1 - \cos 56.97) = 46.05$

A partir de l'abaque de CASAGRANDE, et en fonction de la l'angle α , on détermine $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$ comme montre la figure suivante :

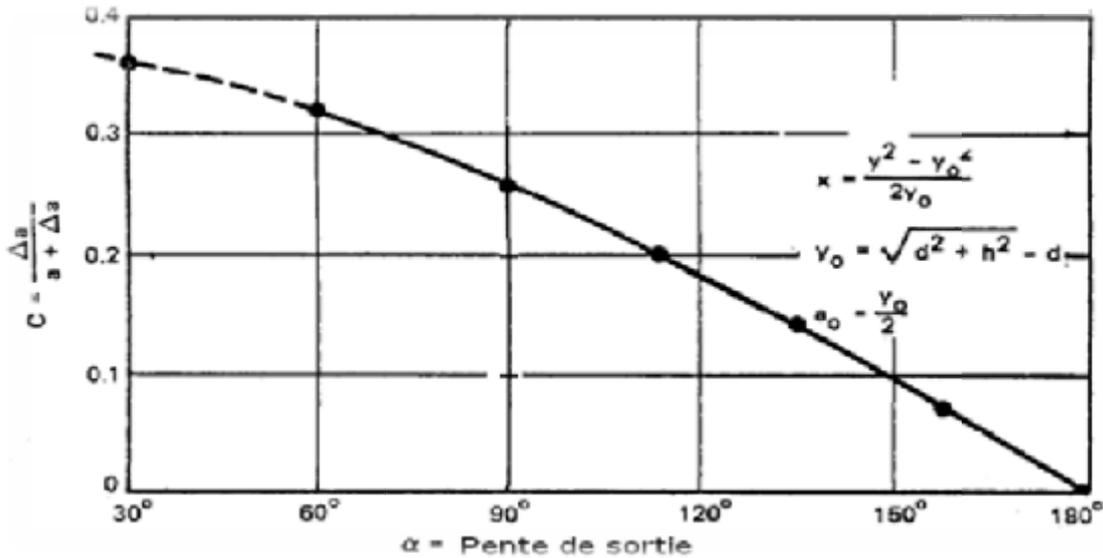


Figure. V.02 : Caractéristiques de la ligne de saturation déterminée d'après Casagrande (1937).

On a : $\alpha = 56.97^\circ \Rightarrow \rho = a + \Delta a = 46.05 \Rightarrow \frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,32$

D'après la résolution des deux équations suivantes :

$$\begin{cases} \rho = a + \Delta a = 46.05 \\ \Delta a = 0,32 * (a + \Delta a) \end{cases}$$

On trouve : $\Delta a = 14.44$ et $a = 31.60$

V.3. Calcul d'infiltration

V.3.1. Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue

Selon la loi de Darcy, le débit d'infiltration à travers le noyau est évalué à:

$$q = K \cdot I \cdot A \dots \dots \dots (V.06)$$

Avec : q: Débit d'infiltration en (m³/s/ml).

K : Coefficient de perméabilité en (m/s).

I: Gradient hydraulique. A: Section d'infiltration par unité de longueur.



Le gradient hydraulique est donné par :

$$I = K_y \frac{dy}{dx} \quad \text{Et} \quad A = y.I$$

Donc : $q = K_y \frac{dY}{dX} \dots\dots\dots (V.07)$

Aussi on a : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

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

Le débit total à travers le barrage sera donc :

$$Q = q .L \dots\dots\dots(V.08)$$

Avec: L : la longueur du barrage (L=582.1 m)

Les résultats de calcul de débit unitaire et total sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau V.02 : Débit de fuite à travers la digue.

Y ₀ (m)	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q(m ³ /s)
20.953	3.08.10 ⁻⁷	6.4.*10 ⁻⁶	3.73*10 ⁻³

V.3.2. Calcul du débit de fuite à travers la fondation :

Le débit d'infiltration à travers la fondation est donné par la loi de Darcy :

$$q_n = K.I.A \dots\dots\dots (IV.09)$$

Avec : K : Coefficient de perméabilité. (3.01.10⁻⁵ m/s)

I : Gradient hydraulique qui est donné par:

$$I = H/L_b \dots\dots\dots (IV.10)$$

H : charge d'eau dans retenue ;

A : Section d'infiltration par unité de longueur A=T.L_b

L_b : L'emprise de barrage L_b=337.045 (m) ;

T : Profondeur du sol de fondation perméable (T=2 m)

Les résultats sont présentés dans le tableau V.03 :

Tableau V.03 : Débit de fuite de la Fondation

H _b (m)	I	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q(m ³ /s)
54.00	0,160	3.01.10 ⁻⁵	9.63*10 ⁻⁶	3.24*10 ⁻³

V.3.3.Calcul du débit de fuite à travers le barrage (digue + fondation) :

Le débit total d'infiltration (en m³/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau V.04 : Débit de fuite du barrage.

Digue	fondation	Barrage
3.73*10 ⁻³	3.24*10 ⁻³	6.97*10 ⁻³

V.4.Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

1. dispositif d'étanchéité :

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots\dots\dots(V.11)$$

ΔH : Charge d'eau dans la retenue.

δn : Epaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : Gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau suivant :

Tableau V.06 : Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage.	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.6	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75



Notre barrage appartient à la III classe, alors on prend I_{adm}=1.8



Chapitre V: étude des infiltrations

Et on a : $\Delta H=54,00$ et $\delta n=49$ m

Alors : on trouve $1,102 < I_{adm}$

On constate que la résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

2. fondation du barrage

La vérification de la résistance de l'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec :

I_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est en fonction du type de sol de la fondation.

Tableau V.07 : Détermination du gradient d'infiltration admissible.

Type de Sols	I _{cr}
Argile	1.2
Limon	0.65
Sable gros	0.45
Sable moyen	0.38
Sable fin	0.29

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage

Tableau V.08 : Détermination du coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

I_f : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, donné par la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L_b + 0,88T_c} \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec : T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation ($T_c= 2$ m)

ΔH : charge d'eau ($H=54.00$ m).

L : longueur à la base du barrage ($L=600$ m).

Notre barrage appartient à la classe III \implies ($K_s=1.15$).

La fondation argileuse $\implies I_{cr}=1.2$.

A.N : $I_f=0.08 > 1.04 \implies$ la condition est vérifiée,



Conclusion

D'après les résultats de calcul des infiltrations à travers le corps de barrage, on constate que la résistance aux infiltrations assurée et cela va influencer positivement sur la stabilité de tout le barrage, chose qu'on traitera dans le chapitre suivant

Chapitre VI

Etude de

Stabilité

Introduction

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre est celle de la stabilité de son talus amont et de son talus aval sur sa fondation. Il n'existe pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un tel système sans faire d'hypothèse. Pour arriver à un résultat, on est obligé de se donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. On prend généralement une surface cylindrique circulaire à axe horizontal, apparaît comme un cercle appelé cercle de glissement dans une coupe vertical de la digue. Cette hypothèse est bien conforme à ce qu'on a pu observer sur les glissements de talus. A partir de cette hypothèse, on découpe le terrain en tranches verticales de faibles épaisseurs juxtaposées et on étudie l'équilibre de l'ensemble. Pour notre cas un barrage en terre dont sa résistance au cisaillement sera fonction de la pression interstitielle et des deux caractéristiques, cohésions et angle de frottement interne. Dans la littérature, il existe plusieurs méthodes de calcul. Nous optons pour la méthode de FELLENIUS.



L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

- ✓ Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixes ou déterminés a priori.
- ✓ Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

VI.1.Conséquences de l'instabilité des talus

- ✓ Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- ✓ Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- ✓ Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuite (conséquence indirecte).
- ✓ La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

VI.2.Etapes de calcul par la méthode de FELLENIUS

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement

- ⇒ A la fin de construction (Talus aval et talus amont).
- ⇒ Fonctionnement normal (talus aval).
- ⇒ Lors d'une vidange rapide (talus amont).

Pour réaliser cette étude nous avons tenir compte des données suivantes :

- ✓ De la géométrie de la digue
- ✓ Des caractéristiques des matériaux utilisés
- ✓ Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- ✓ Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.
- ✓ De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 500 ans.

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau 1.

Tableau VI.01: Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des 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 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Notre barrage fait partie de la III classe, le coefficient admissible sera donc :

- **Sans séisme :** $K_{ss, adm} = 1,15 - 1,2$.

- **Avec séisme :** $K_{as, adm} = 1,05 - 1,1$.

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

VI.2.1.Ordre de calcul (Méthode des tranches)

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2

Avec:

$$R_1 = K_1 H_b. \quad R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 59.19$ m).

($K_1 - K_2$) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.

Tableau VI.02 : valeurs de K_1 et K_2

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

Pour notre cas :

Tableau.VI.03 : Valeur de K_1 et K_2 (cas de notre battage)

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	59.19	136.13
Aval	2.5	0.785	2,025	46.46	119.85

- ⇒ Le centre des rayons étant le point « B ». L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles.
- ⇒ On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».
- ⇒ On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).
- ⇒ On illustre les forces agissantes sur une tranche, et on fait le calcul pour le cas normal (sans séisme) et exceptionnel (avec séisme).

VI.2.2. Les efforts agissants sur une partie de glissement

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes

- Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
- Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$



Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale

VI.2.2. 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.

La formule s'écrit :

$$G_n = b \sum(\gamma_i \cdot h_i) \dots\dots\dots (V.01)$$

Où :

- G_i : poids propre de la tranche ;
- b : largeur d'une tranche ;
- h_i : hauteurs des tranches.

▪ **Force de pression interstitielle**

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots (VI.02)$$

Où :

- U : pression interstitielle;
- dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche;
- γ_w : poids volumique de l'eau $\delta w=1\text{KN/m}^3$;
- h : hauteur de la tranche.

▪ **Forces de cohésion**

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots(VI.03)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

▪ **Force de frottement**

$$F_f = N \cdot n \cdot \text{tg } \phi - U \cdot dl \cdot \text{tg } \phi \dots\dots\dots (VI.04)$$

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**

$$T=a.Gi \dots\dots\dots(VI.05)$$

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 «FS» est définie par des moments résistants sur les moments moteurs.

VI.2.3. calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

La stabilité des talus est analysée pour les états de charge suivants:

1. Fin de construction.
2. fonctionnement normal (barrage plein).
3. Vidange rapide.

Il est donné par les formules suivantes :

▪ **Fonctionnement normal**

$$K_{SS} = \frac{\sum(Nn - pi)tg\phi_i + \sum Ci.dl}{\sum GnSin\alpha_n} \geq K_{adm} \quad \text{Sans séisme} \dots\dots\dots (VI.06)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(Nn - pi)tg\phi_i + \sum Ci.dl}{(1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \quad \text{Avec séisme} \dots\dots\dots (VI.07)$$

▪ **Retenue vide (fin de construction)**

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (VI.08)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (VI.09)$$

▪ Vidange rapide

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{SS} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (VI.10)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (VI.11)$$

Où:

N = Composant normal ;

T = Composant tangentiel ;

P = Pression hydrostatique interne ;

φ = Angle de frottement interne du matériau ;

C = Cohésion du matériau ;

a = Accélération sismique ;

R = Rayon du cercle de rupture.

Tableau VI.04 : Caractéristiques géotechniques des sols

	Angle de Frottement (°)	Cohésion C (bar)	Poids volumique(t/m)	
			Sèche	Saturé
Noyau	20	10	19	10
La fondation rocheuse	30	0	19	10
Recharges	35	0	21	12

Tableau VI.05 : Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Spéciales Avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage appartient à la classe III, le coefficient admissible sera donc :

Sans séisme : $F_{SS}=1,1 \div 1,15$ et Avec séisme : $F_{as}=1,05$

Tableau VI.06 : Coefficients de sécurité minimaux pour différentes cas de fonctionnements (méthode de FELLENIUS).

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Avec séisme 1,1÷1,15	Sans séisme 1,05
Fin de construction	Talus aval		
	R= 131.76	1.71	1.10
	R=109.36	1.73	1.08
	R=108.97	2.77	1.49
	R=122.61	2.04	1.23
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R=101.17	1.70	1.10
	R=118.14	1.73	1.13
	R=110.01	1.86	1.21
	R=121.53	1.84	1.11
Vidange rapide	Talus amont		
	R=144.6	2.06	1.23
	R= 144.9	1.92	1.18
	R= 145.93	2.00	1.22
	R= 147.21	2.08	1.24



Conclusion

Les analyses effectuées font apparaître que les talus du barrage sont stables pour tous les cas de charges statiques et que les facteurs de sécurité calculés sont supérieurs aux facteurs de sécurité minimums.

Les déplacements de corps glissants possibles sont calculés pour le cas des effets sismiques horizontaux.

Les déplacements maximums pour le cas de tremblements de terre pour le talus aval et ils ne pourront pas provoqués les endommagements du barrage.

Chapitre VII

Organisation de Chantier

Introduction :

L'organisation de chantier, c'est une partie très sensible et importante dans la construction d'un barrage dans des délais courts et à moindres coûts, elle touche immédiatement la bonne utilisation de tout le matériel entrant dans la réalisation de projet en terme humain et physique, ceci en adoptant les méthodes et les planifications nécessaires pour assurer :

- ⇒ La rapidité d'exécution des opérations.
- ⇒ La qualité des travaux à réaliser.
- ⇒ La quantité demandée un court temps.
- ⇒ L'économie par l'application des méthodes de l'organisation de chantier.

VII.1. Les participants à l'acte de construire

- ⇒ Maître d'ouvrage (MDO).
- ⇒ Maître d'œuvre (bureau d'étude).
- ⇒ L'entrepreneur.

VII.2. Ordre d'exécution des travaux

Les grandes étapes de déroulement de notre projet sont les suivantes :

- ⇒ Installation du chantier.
- ⇒ Implantation des axes des différents ouvrages.
- ⇒ Réalisation du prébatardeau pour la construction de l'ouvrage de dérivation
- ⇒ Construction de l'ouvrage de dérivation de l'oued.
- ⇒ Construction de batardeau
- ⇒ Construction du corps du barrage la digue (noyau, filtre, drain, protection des talus)
- ⇒ Construction d'évacuateur de crue
- ⇒ Coupure finale et mise en eau.

VII.3. Installation de chantier

VII.3.1. Définition d'un chantier

C'est à la fois le lieu où on construit notre ouvrage et dans lequel on s'installe. Un chantier est limité dans l'espace et dans le temps.

VII.3.2. Rôle de l'installation de chantier

- ⇒ **Ordonner le chantier:** Gain de temps, Évite les pertes (matériaux) et double emplois (matériels).
- ⇒ **Améliore la sécurité :** humaine + matériel et Améliore la qualité.



- ⇒ **Positionner les éléments:** Organiser les déplacements des engins et des véhicules dans le chantier et bien positionner les livraisons et Positionner les réseaux en utilisant des grillages avertisseurs et des bandes de couleurs normalisées.

VII.3.3. Les différentes 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.

VII.4. Travaux de réalisation

VII.4.1. Travaux préparatoires

Regroupent plusieurs étapes préparatoires nécessaires pour le meilleur commencement des travaux de réalisation des ouvrages, on cite :

- ⇒ Travaux de terrassements qui regroupent l'exécution des voies d'accès au chantier de projet et les plates formes.
- ⇒ Travaux d'excavation qui comprennent décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, et sur l'axe de barrage.
- ⇒ Déboisement et défrichage de la cuvette.
 - ✓ **les engins utilisés dans le chantier**

La variante retenue pour la réalisation de digue de barrage de Bounamoussa nécessite des différents engins de terrassement montrés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Engins de terrassement

Engins	Rôle
Bulldozer	l'exécution des déblais et des remblais
Ripper	les terrains semi-durs
Pelle	l'extraction des alluvions
Camion bennes	le transport des terres
Niveleuse	le réglage
Compacteur	le compactage
Camion-citerne	l'humectage

VII.4.2. l'exécution de la dérivation provisoire

Elle comprend deux cas :

- ⇒ **dérivation en une seule phase** : construction d'un batardeau s'écoulerait sous pression dans la galerie de vidange.
- ⇒ **Dérivation en deux phases** : consiste à envisager la dérivation de l'oued en deux étapes :
 - ✓ **1^{ère} Etape** : Construction d'un batardeau temporaire et d'un canal à ciel ouvert sur la rive droite.
 - ✓ **2^{ème} Etape** : Construction et la galerie de dérivation sur la rive gauche et d'un batardeau permanent.

VII.4.3. 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.

VII.4.4. 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'amenée 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.

VII.4.5. Exécution de la digue

L'exécution est également commencée une fois la fondation été déjà préparée tout en assurant l'étanchéité et résistance de sol. Le remblayage des différentes zones de la digue sera exécuté avec les matériaux prévenant des diverses zones d'emprunt se trouvant à des distances relativement acceptables. Ces matériaux doivent répondre aux exigences du projet d'étude du point de vue granulométrie, perméabilité, propriété, ...etc.

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.

VII.4.6. 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 du 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.

VII.4.7. Enrochements de protection

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'aire libre et à l'eau. Ces matériaux proviennent d'une carrière se trouvant proche de l'axe de l'ouvrage, et dont la granulométrie sera conforme aux limites indiquées dans le projet. Les enrochements sont simplement déversés des camions et régalez ensuite 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 ce tous les 3m. Il est à noter que la même pelle mécanique sera utilisée pour le nivellement des talus.

VII.4.8. Exécution des travaux de bétonnage

Les travaux de bétonnage représentent généralement un élément très important lors de l'exécution du barrage, car la plupart des ouvrages nécessitent des quantités énormes de ce matériau. Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projeteur. Il faut rappeler que seuls quelques gâchages d'essai et la confection d'éprouvettes permettront d'ajuster au mieux la composition à adopter définitivement en fonction des qualités souhaitées et des matériaux effectivement utilisées.

VII.5. Planification

VII.5.1. Définition

La planification des travaux est une tâche fastidieuse pour les entreprises. Cette dernière a pour but d'assurer que les délais d'approvisionnement et d'exécution des travaux soient respectés, car tout retard peut entraîner des pénalités financières. Cependant, si le chantier est terminé en avance des primes sont versées par le maître d'ouvrage à l'entreprise.

VII.5.2. Techniques de la planification:

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

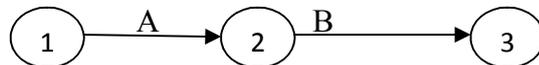
- ⇒ Méthodes basées sur le réseau.
- ⇒ Méthodes basées sur le graphique.

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Pour notre cas on va utiliser la méthode C.P.M.

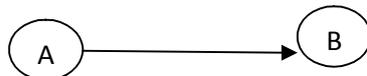
VII.5.2.1. Méthodes basées sur le réseau

- ✓ **Définition du réseau :** Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

⇒ **Réseau à flèches :** L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



Réseau à nœuds : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



Sachant que : L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée

- ✓ **Construction du réseau**
 Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq opérations suivantes :
 - 1) Etablissement d'une liste des tâches.
 - 2) Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
 - 3) Construction des graphes partiels.
 - 4) Regroupement des graphes partiels.
 - 5) Construction du réseau.

VII.5. 3.La méthode de calcul C.P.M (méthode du chemin critique)

Le calcul par cette méthode est basé sur l'utilisation des paramètres représentés dans la grille suivante :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR: Temps de réalisation ;

DCP: Date de commencement au plus tôt ;

DCP: Date de commencement au plus tard ;

DFP: Date de finition au plus tôt ;

DFPP: Date de finition au plus tard;

MT: Marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

Avec un moyen de vérification : $DFPP - DFP = DCPP - DCP$

⇒ **Chemin critique (C.C):**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.Pcc} \end{cases}$$

⇒ **Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{array} \right.$$

⇒ **L'ordre de calcul avec la méthode CPM**

- Calcul allé : on calcule les dates au plus tôt uniquement.
- Calcul retour : On calcule les dates au plus tard uniquement.

VII.6. Programme des travaux :

Le programme des travaux pour la construction du réservoir et du transfert, a été établi sur des bases réalistes qui tiennent compte des problèmes qui pourront surgir durant les travaux. Le tableau ci-dessous montre la durée des différents travaux et leurs symboles :

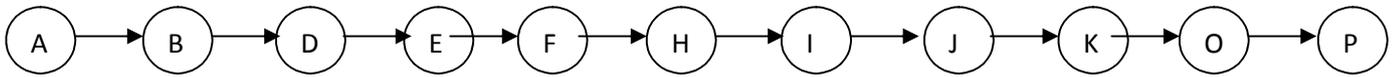
Tableau VII.2: Symboles et durées des opérations.

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux routiers	A	3
Installation de chantier	B	2
Préparation et aménagement de la cuvette et la fondation	C	5
Prébatardeau et dérivation provisoire	D	9
Batardeau	E	8
Les injections	F	2
Excavation du barrage	G	4
Préparation et transport de matériaux de la zone d'emprunt	H	2
Recharges du barrage et noyau	I	10
Exécution des filtres et système de drainage	j	8
Recharge et protection des talus	K	9
Excavation et construction de l'évacuateur de crue	L	11
prise d'eau et La vidange de fond	M	10
les équipements hydrauliques	N	2
Travaux de finition	O	2
La mise en eau	P	1

Le réseau est représenté sur la figure VI.1; le diagramme gant est donné en planche

Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant



**En conclusion, la construction du barrage de
Bounamoussa devrait durer 58 mois, donc environ**

Cinq ans

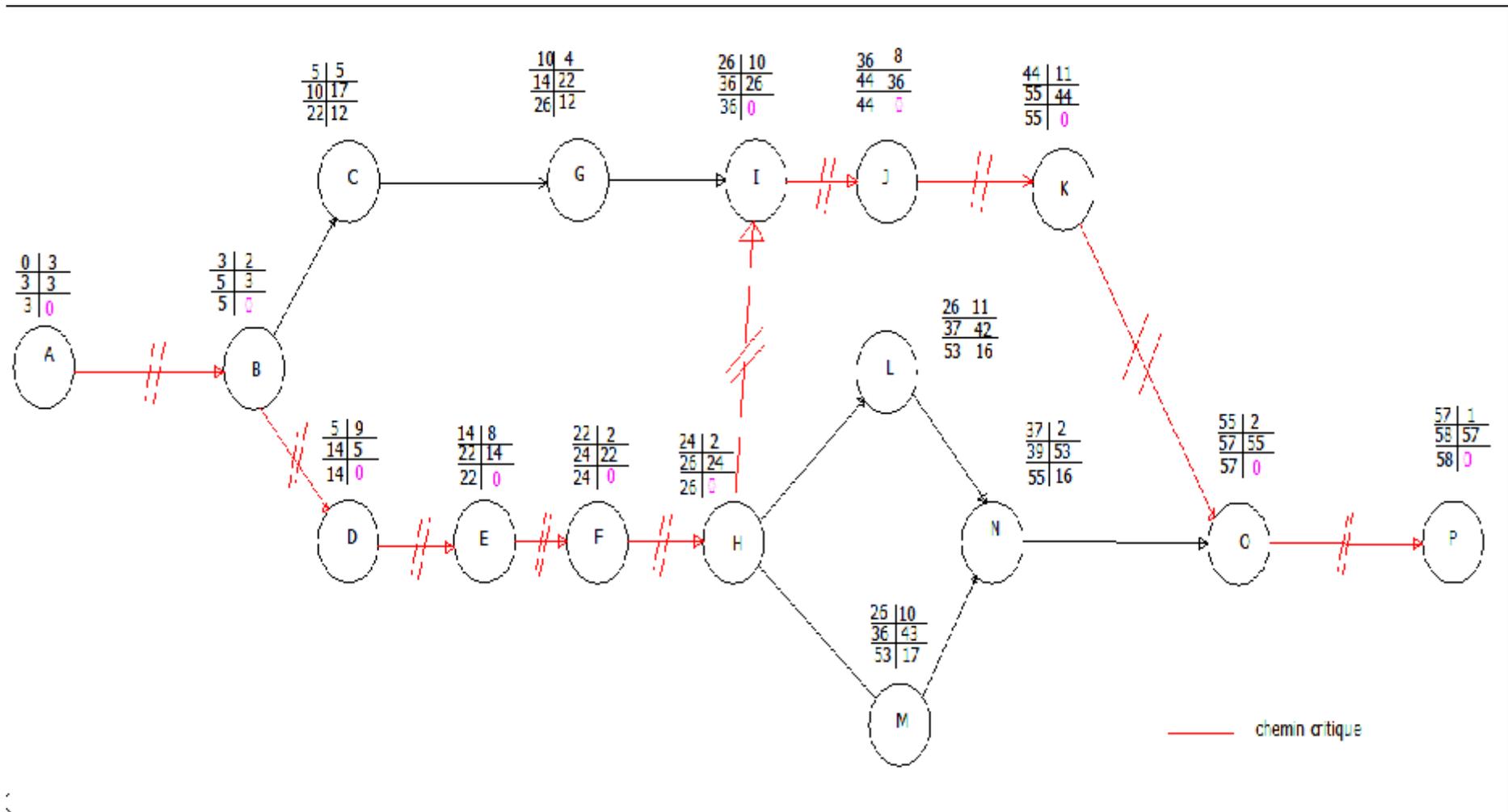


Figure VII.1 : Calcul par C.P.M du réseau à nœud



Conclusion

Après l'utilisation de la méthode de calcul de CPM (méthode basée sur le chemin critique) on arrive finalement au résultat suivant :

- La durée totale de construction de barrage de Bounamoussa devrait durer environ 5cinq années et la réalisation de projet nécisste des engins spécifiques pour faciliter le travail chacune a son role et aussi des grands travaux de préparation de site.

Chapitre VIII

Avant-mètre

et Devis

Estimatif

VIII.1 Principe de base de l'avant-mètre et devis estimatif :

Avant-mètre c'est les mesures sur plan pour estimer le devis estimatif de l'ouvrage. L'estimation du coût de l'ouvrage se compose de deux parties, le corps de la digue et les ouvrages annexes.

Pour notre étude nous concentrons sur l'estimation de devis lié au corps de barrage (digue)

VIII.2 Estimation du corps de la digue :

Pour arriver à la construction complète de la digue de barrage de Bounamoussa le travail passe par plusieurs stades on site :

- Le décapage et les terrassements de l'assiette d'assise de la digue, des encrages et des fouilles,
- Le remblaiement du corps de la digue en matériaux homogènes par couches successives avec compactage par engin compacteur et arrosage ainsi que les essais de laboratoire,
- Le système de drainage composé de différents filtres en sable et gravier de type bien spécifié,
- Les talus et leur protection,
- Aménagement de la crête,
- Installation de chantier
- Frais administratifs
- Frais d'ingénierie.

Les quantités les couts par unité ainsi que les couts totaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.01. Mètres et devis estimatif

Désignation	Unité	Prix unitaire	Quantité (m ³)	Prix (MDA)
Décapage de la terre végétal et tout corps étrangers	m ³	290	167450.00	48.5
Excavation dans la fondation et les terrains meubles	m ³	295	395741.00	116.7
Exécution du noyau d'argile du barrage	m ³	1 500	1238445.07	1857.66
les filtres et les drains	m ³	1200	782785.95	939.34
la recharge du barrage en enrochements	m ³	800	1454852.58	1163.88
revêtement du talus amont et aval du barrage	m ³	800	40052.3	34.6
Recharge (alluvions graveleuse)	m ³	400	337800.00	135.1
Recharge (alluvions tout-venant)	t	400	400000.00	160.0
Montant total de la digue				4455.78
Travaux préparatoires et installations - 7% des coûts de construction				311.90
Frais administratifs -3 % du coût de construction				136.67
Frais d'ingénierie – 7 % du coût de construction				136.67
Total de construction de la digue				5041.02

Cout total en dinars algérien

5041.02 MDA

Tableau VIII.02 : récapitulatif des coûts et coût total de la digue

Désignation	Prix (MDA)
la digue	4455.78
Travaux préparatoires et installation	311.90
Frais administratifs	136.67
Frais d'ingénierie	136.67
Coût Total de la digue	5041.02

Le coût estimatif global de la digue du barrage de Bounamoussa Wilaya d'EL TARF est de :

**Cinq Milliard quarante
Cinquante un Millions Dinars
Algériens**

Chapitre IX
Protection et
Sécurité de
Travail

Introduction

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain. L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

IX.1.Organisation du service de la sécurité d'ouvrage

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

IX.1.1.Principales fonctions du service de sécurité

Les principales fonctions sont montrées sous forme de tableau suivant

Tableau IX.01 : fonctions principales du service de sécurité

Fonction	Détails de fonction
Etudes	<ul style="list-style-type: none">- Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».- Suggestions du Personnel.- Statistique : élaboration et commentaire.- Rapport avec l'administration.
Exécution	<ul style="list-style-type: none">- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).- Réalisations pratiques des suggestions et des études.
Contrôle	<ul style="list-style-type: none">- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).- Réalisations pratiques des suggestions et des études.
Animation	<ul style="list-style-type: none">- Lutte contre l' incendie et les accidents de trajet.- Equipes de secours.- Formation spéciale concernant certaines professions.

IX.1.2.Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques.

✓ Causes humaines

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et 'un psychologue tel que :

- ⇒ La négligence des travailleurs.
- ⇒ La fatigue excessive.
- ⇒ La distraction.
- ⇒ Les gestes néfastes.
- ⇒ Inaptitude mentale ou physique.
- ⇒ Adoption de la solution de facilité.
- ⇒ Manque de concentration.
- ⇒ L'agitation.
- ⇒ La nervosité.

✓ Causes techniques

Les causes d'accédant d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- ⇒ Des mauvaises conditions de travail.
- ⇒ De l'encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- ⇒ Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- ⇒ Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

IX.1.3. Moyens employés pour promouvoir la sécurité de travail

⇒ L'action législative et réglementation

L'adoption de dispositions obligatoires sur les conditions générales de travail, la construction, l'entretien, l'inspection, les essais et l'utilisation du matériel et de l'outillage industriels, les devoirs des employeurs et des travailleurs, la formation professionnelle, la surveillance médicale, les premiers soins, ... etc.

⇒ La normalisation :

L'établissement de normes, officielles ou non, relatives à la construction du matériel et de l'outillage industriels, aux règles de sécurité et d'hygiène, aux moyens de protection individuelle, ... etc.

⇒ L'inspection

Le contrôle de l'application des dispositions obligatoires.

⇒ La recherche technique

L'étude des dispositifs de protection des machines, des méthodes de prévention des explosions, des matériaux et des modèles les meilleurs pour l'équipement et l'outillage industriels, la recherche de substances de remplacement des substances nocives, ... etc.

⇒ **La recherche médicale**

L'étude des effets physiologiques et pathologiques du milieu et des techniques utilisées, des particularités constitutionnelles qui prédisposent l'individu aux accidents, ... etc.

⇒ **La recherche psychologique**

L'étude des particularités psychologiques qui prédisposent l'individu aux accidents.

⇒ **La recherche statistique**

Elle permet d'établir le nombre, la nature et les causes des accidents, les catégories de personnes qu'ils touchent, les opérations au cours desquelles ils surviennent, ... etc.

⇒ **L'éducation**

L'enseignement de la sécurité dans les écoles techniques et professionnelles, les cours pour apprentis, ... etc.

⇒ **La formation**

L'enseignement pratique de la sécurité aux travailleurs, et surtout aux travailleurs débutants.

⇒ **La persuasion**

L'emploi de diverses méthodes de propagande et d'appel aux intéressés, pour faire naître «l'esprit de sécurité».

⇒ **Les avantages financiers accordés par les assurances pour promouvoir la prévention**

Par exemple la réduction des primes pour les entreprises qui prennent de bonnes mesures de sécurité.

⇒ **L'action de prévention dans l'entreprise**

La prévention des accidents exige la collaboration de toutes sortes de gens ; détenteurs du pouvoir législatif et réglementaire, fonctionnaires, ingénieurs et techniciens, médecins, psychologues, statisticiens, enseignants, et celle, bien entendu, des employeurs et des travailleurs eux-mêmes.

Conclusion :

La bonne gestion des travaux de chantier de construction de barrage de Bounamoussa de point de vue sécurité va influencer sur la dynamique de réalisation de l'ouvrage en sa durée demandée et en bonnes conditions de travail.

Conclusion Générale

Au fil de ce mémoire, nous avons abordé en suivant une approche méthodologique l'étude détaillée de la digue du Barrage de Bounamoussa (Willaya d'EL TARF) afin de garantir la réussite de projet ainsi son bon fonctionnement sans aucune contrainte.

Nous reprenons dans les sections suivantes les principaux conclusions qu'on a obtenus à l'issue de cette étude tel que :

- Les reconnaissances et des sondages exécutés ont montrés que la géologie est simple et le site favorable pour réaliser le barrage.
- la disponibilité des matériaux de construction a été confirmée et suffisante pour la construction de corps de barrage.
- L'étude des débits, les crues et la régularisation nous a donné la capacité du barrage de point de vue débits avec un volume au niveau normal de la retenue de 42.01 Mm³ et une hauteur du barrage de 59.20 m.
- On a opté après l'étude d'optimisation une larguer importante de 170 m de déversoir, mais vue les calculs et les conditions de site, c'est une valeur logique dont l'évacuateur sera exécute de type latéral avec un déversoir à entonnement frontal.
- Aussi nous nous sommes forcées après une étude technico-économique d'adopter une conception d'une digue en remblai à noyau central d'argile, nous avons ensuite vérifié l'équilibre de corps du barrage par le calcul des infiltrations et sa stabilité

- Les résultats de calculs confirment que le barrage ne dispose aucun problème ou difficulté technique, et grâce à sa capacité importante il va se servir les demandes des périmètres l'irrigation de la willaya d'ELTARF et pour quoi pas les besoins en eau potable des populations au futur. Et il va aider la région dans le développement socio-économique.

En fin, grâce à ce travail on a pu savoir, maitriser et appliquer des connaissances théoriques retenues, aussi différencier entre les conditions favorables et défavorables de réalisation d'un barrage, tache qui est très complexe et non pas facile.

Références bibliographiques

- BENRABAA, .K, & BOULGUERAGUER, Z. (2006)** : Etude hydrogéologique et hydrochimique de la plaine d'El Asfour, W.Tarf.70p. Mémoire d'ingénieur. IST, Université d'Annaba.
- BERNARDO, R. SANTOS, L. (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.
- BOUKHOUNA, S.(2008)** : Impact de l'oued de Bounamoussa sur la qualité des eaux de la nappe alluviale superficielle d'el Asfour (wilaya d'El tarf). Mémoire de Magister. Département de géologie. Faculté des Sciences de la Terre. Université de Badji Mokhtar Annaba.
- BOUROUINA, K,(2014)** : Etude d'aménagement de bassin versant d'EL MAFRAGH. Mémoire de fin d'étude; département Aménagement et ouvrages Hydrotechniques. ENSH Blida.
- BUJAN, M. VELIZ, J. MANZANARES,B.(2004)** : Hydrologie appliquée. ANBT.
- CIGB, 1986** : Choix de la crue de projet. Bulletin 82.
- CIGB, 1986** : Maitrise de la rivière, pendant la construction du barrage. Bulletin 48a.
- CIGB (1986)** : Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. p: 26-36
- 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. P : 25-27
- ECHEMENDIA, A. GARCIA, C. PEREZ,T.(2004)** : Géologie de l'ingénieur. ANBT.
- GUERCHOUCHE, D. (2010)** : Etude avant détaillée de projet détaillée du barrage du barrage de Chebabta .Mémoire de fin d'étude; département Aménagement et ouvrages Hydrotechniques. ENSH Blida.
- HASSANE, M** : Formulaire de calcul des aménagements, Polycopié cours : ouvrage annexes. ENSH.
- JEAN, M ET ALL. (1999)** : Techniques des petits barrages. En Afrique saharienne et équatoriale, Cemegref. 1999.
- JOLEAUD, L. (1936)**: Etude géologique de la région d'Annaba et de la Calle. Bull. Serv. Carte Géol. Algérie, 2ème série, n° 12, 200 p.
- LUIS, E. GARCIA, A. (2004)** : Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs des crues, Procédures méthodologiques pour l'exécution d'études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT.

PAUL, M. ANDRE, M (1999) : Hydrologie fréquentielle. Édition HGA, Bucarest, 1999.

Pochat, R.(1980) : Evacuateurs de crues. CTGREF. octobre 1980.

RAMDANE, S. (2013) : Etude d'avant projet détaillée de la digue du Barrage Barek. Mémoire de fin d'étude; département Aménagement et ouvrages Hydrotechniques. ENSH Blida.

Richard, H. Cuen, M. (1998): Hydrologic Analysis and design. Pearson Education.1998.

Rolley, R.(1997) :Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles . Paris 1997.

TOUAIBIA, B. (2004) : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.

TOUAIBIA, B. BENLAOUKLI, B.(2004) : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.

United States department of the interior,(1960): Design of small dams. A Water Resources Technical Publication. Third Edition, 1987.

VOLKOV, V. (1986) : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986.



ANNEXES



ANNEXE

I



Figure annexe I.01 : Carte Bouchaghouf 1-2

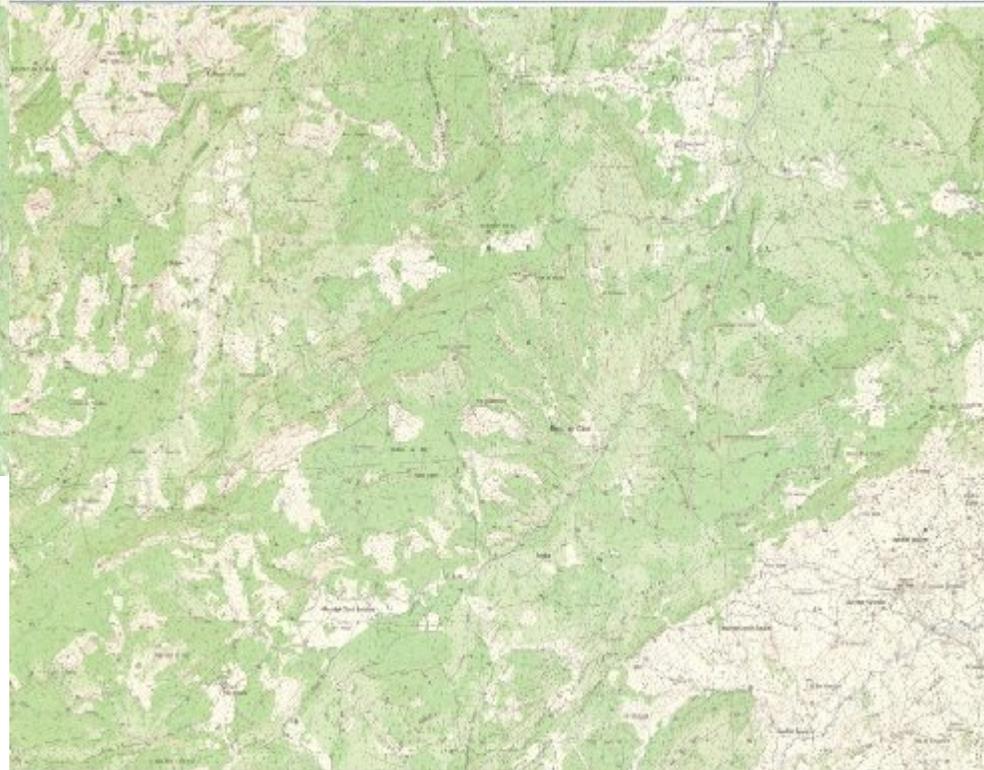


Figure annexe I.02 : Carte Bouchaghouf 3-4

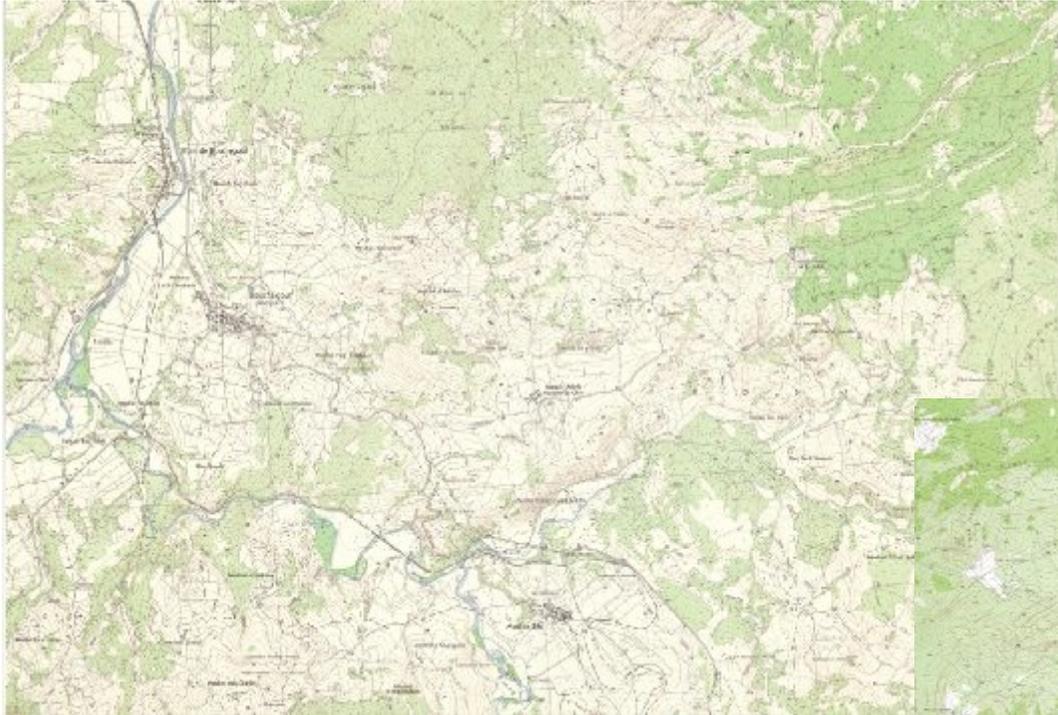


Figure annexe I.03 :Carte Bouchaghouf 5-6



Figure annexe I.04 :Carte Bouchaghouf 7-8



Figure annexe I.05 : Carte Dean 4-5

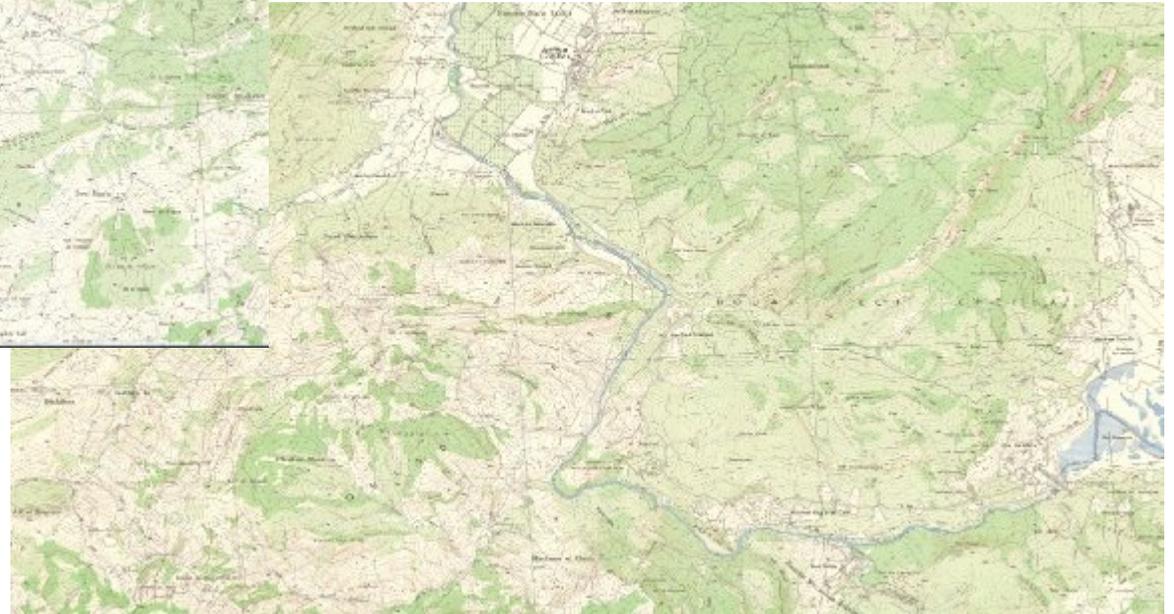


Figure annexe I.06: Carte Dean 7-8

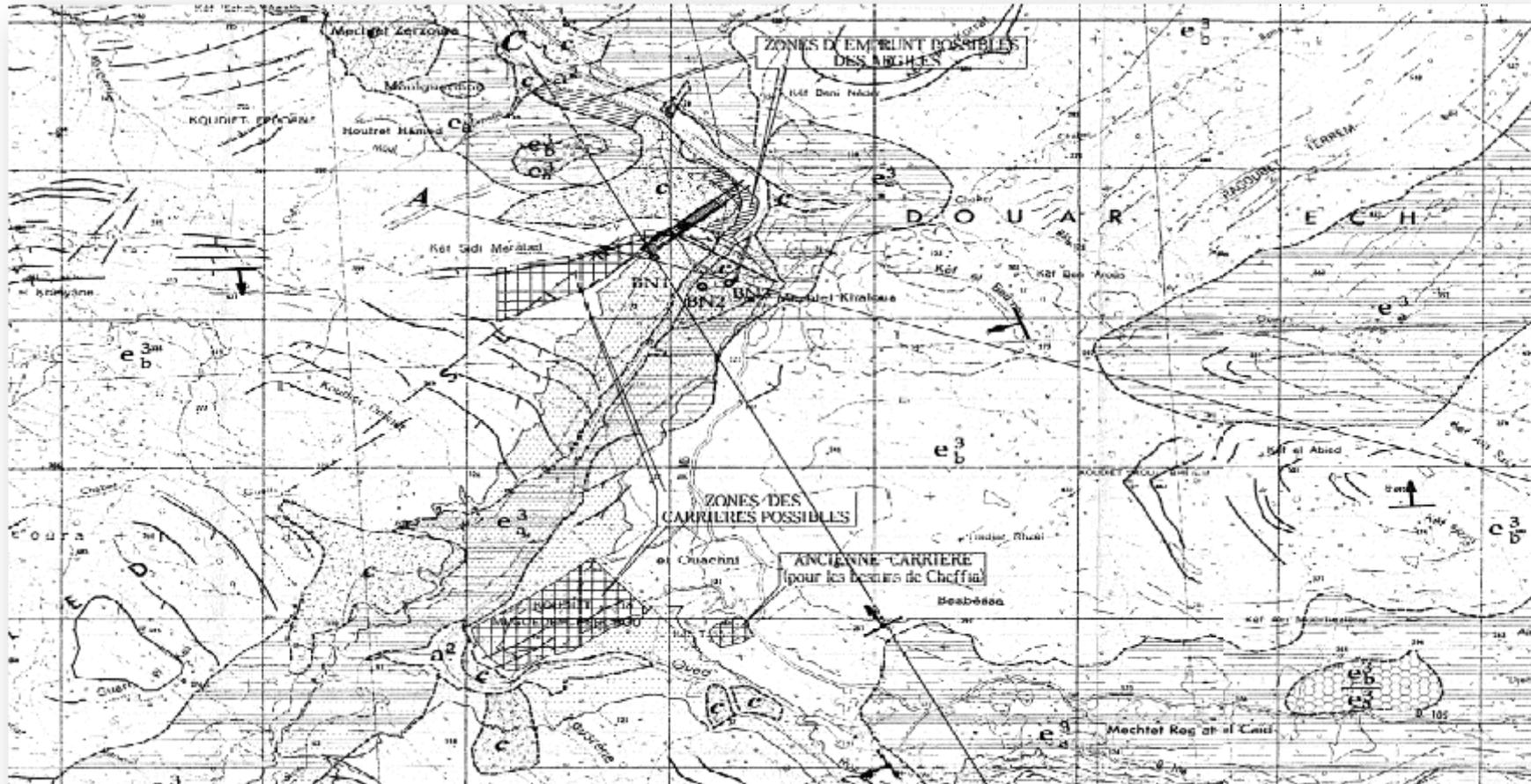


Figure annexe I.07: La zone d'emprunt et les carrières possibles pour la construction de barrage



ANNEXE

II

Tableau 01 annexe II : Précipitations maximales journalières

année	Sep	Oct	Nov	Dec	jan	fev	mars	avr	mai	Juin	juill	Aout	Max annuel
1967	27,91	31,53	35,71	37,4	40,7	24,4	6,9	16,9	8,5	33,1	0	0,9	40,7
1968	46,6	8,4	44,4	47,5	29,4	18,7	14,4	13,5	5,2	3,3	10,9	24,8	47,5
1969	40,4	56,6	17,3	40,8	25,9	21,6	25,1	29,2	13,8	0	0	0,7	56,6
1970	3,1	26,2	8,3	74,7	24,7	36,2	13,7	37,3	21	5,1	6,1	0	74,7
1971	27,7	41,9	12,4	7,1	42,2	25,8	18,9	31,5	14,6	21,5	1,6	5,1	42,2
1972	41,4	28,3	1,7	45,9	48,5	22,1	56,2	22,2	0,8	15,7	0,3	2,2	56,2
1973	24,5	43,4	9,6	48	11	26,7	17,2	36,6	7,2	4	4,2	0,8	48
1974	54,7	41,4	50,7	20,6	49,8	87	13	9	53,2	2,2	0	8,4	87
1975	1,8	23,6	24,6	35,3	27,5	12,5	27,2	9,1	30,7	4,3	13,7	10,1	35,3
1976	17,7	26,5	54,2	11,5	25,1	6,6	19	30,5	22,7	21,4	0	21,7	54,2
1977	10,2	4,3	30,8	13,6	27,7	25,4	24,1	16,5	8,4	11,7	0	0	30,8
1978	1,4	44,7	56,5	13,8	23,8	51,9	14,7	65	12,1	15,4	3,5	1,2	65
1979	18,4	11,1	39,2	6,9	16,5	12,4	15,3	17,9	20,2	2,2	0	2,9	39,2
1980	32,3	17,6	57,4	39,8	29,1	12	19,4	20,3	35,6	15,5	0	2,2	57,4
1981	2,2	9,2	22,5	23,7	24,2	28	21,8	23	23,7	0	0	19,3	28
1982	19,7	97,5	55,7	48,5	6,8	23,8	34,2	4,3	17,3	9,3	0	1,2	97,5
1983	72,1	71,7	42,7	39,4	14,8	21,1	27,5	9,4	3,2	6,1	0,3	0	72,1
1984	35,2	48,7	26,7	56,6	29,3	10,2	14,2	12,9	14,7	0	0	0	56,6
1985	26,2	6,5	14,1	49,6	45,4	14,8	15,7	43,9	0	7,5	3	1,8	49,6
1986	19,1	29,1	29,6	26,8	54,5	28,3	45,5	24,6	34,3	1,2	0,5	0	54,5
1987	14,5	13,1	29,3	12	28,5	19,5	76,4	5	16	20,4	0,5	0	76,4
1988	33,4	16,3	17,5	31,5	16,5	32,9	11,8	24,6	6,2	15,8	0,5	0,5	33,4
1989	12,7	29,4	34	16,4	15,1	10,2	18,9	8,1	15,8	2,9	0	0	34
1990	0	7,7	39,6	62,1	29,1	24	41,1	17,5	9,6	1,9	0	2,7	62,1
1991	70,5	52,4	56,8	24,3	11,3	20,9	22	40,8	77	8,9	17,4	2,5	77
1992	2,7	40,8	142,7	48,3	28,1	15,2	26	16,7	24,2	0,5	1,1	2,1	142,7
1993	18,8	24,8	10,1	31,4	34	37	0,5	15,7	4,5	1,5	0	0	37
1994	52,5	17,6	14,3	45	28,5	4	19,1	11,7	0	11,9	0	11	52,5
1995	21,5	17,3	19,8	10,5	36	47	44	46	17,93	15,5	2,5	0	47
1996	11,4	24	20,7	22,5	21	42,5	11	17	2,5	6,4	0	0	42,5
1997	22,5	20,2	40	33,2	58	53,3	11	54	18	3,9	0	17	58



ANNEXES

1998	43,9	30,3	45	51,5	49	22	13,9	16,7	24,5	0,5	10,4	9,4	51,5
1999	8,5	8,8	67,5	25,5	11	5,5	5,3	10,5	36,5	4,4	0	2,6	67,5
2000	50,9	61,5	17,7	24,5	33,6	29,7	14,5	26,3	14,9	0	0	1	61,5
2001	30,2	1	20	38	17,5	26,7	23	16	1,8	2	8	22,2	38
2002	30,9	45,5	107,4	50,5	62,2	60,2	23	34	21,4	0	0	0	107,4
2003	40	19,9	11,3	61,7	45,9	7,9	17,5	25	16,3	49,2	0,7	0	61,7
2004	23,2	34,2	75,5	29,7	24,6	24,8	18,3	80,4	15,5	7,1	3,5	3,3	80,4
2005	12,4	5,1	14,1	63,1	21	21,5	10,7	27,9	7	3	0	33,9	63,1
2006	8	18,9	24	53,8	20,9	39,6	80,5	20,4	6,5	33	1,8	2	80,5
2007	34	33,3	25,7	33,1	14,2	11,2	37	38,1	28,1	3,9	0	0	38,1
2008	75,8	50,7	26	35,6	82,3	21,2	20	36	0	0	0	6,9	82,3
2009	43,9	21,5	21,1	25,8	30,2	18,5	27,1	11	34,4	26,5	0	0	43,9
2010	33,6	55,5	79,7	48,5	16,7	59,9	17,5	16,4	29,4	25,5	5,5	0	79,7
2011	6,7	95,1	25,1	41,1	25,1	85,4	31,9	19,1	2,3	0	8,5	16	95,1
2012	30,9	37,3	23,6	21,3	27,6	40	31,8	34	29,7	0	0	0	40



ANNEXES

Tableau 02: La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelles (mm)

année	Sep	Oct	Nov	Dec	jan	fev	mars	avr	mai	Juin	juill	Aout	TOTAL annuel
1967	53,79	91,89	126,4	176,1	151,7	84,4	39,3	33,8	10,8	58,3	0	0,9	827,38
1968	47	15,1	99,8	133,9	139,4	52,4	54,4	47,8	9,6	10,1	19,6	37,3	666,4
1969	107,8	165,9	31,9	310	95	82	117,9	73,2	50	0	0	1	1034,7
1970	4	91,4	12,5	177,7	128,8	163,5	121,5	82,4	52,4	5,9	6,1	0	846,2
1971	124,3	116,7	33,2	30,3	157	93,5	95,7	130,6	42,7	40,6	2,1	6,9	873,6
1972	98,5	67,4	4,2	100,1	248,7	133	261,2	60	1,2	18,5	0,3	5,6	998,7
1973	32,1	115,1	28,5	104,7	32,7	140,6	60,4	122,1	14,6	4,2	5,3	0,8	661,1
1974	76,2	177,9	163,6	82,8	70,1	125,8	74,8	14,5	100	3,7	0	21,6	911
1975	1,8	36,5	151	89,2	90,9	99,3	129,3	33,1	75,6	9,4	29,9	24,9	770,9
1976	47,7	165	233,1	34,8	97,8	26,6	23	100,1	31,9	58,3	0	32,5	850,8
1977	14,5	6,9	189	38,8	156,6	154,6	118,8	100,6	28,8	11,7	0	0	820,3
1978	2	82	126,7	36,6	86,4	181,2	79,8	260	25,8	21,6	3,9	2,3	908,3
1979	38,5	33,6	227,1	23,2	48,1	41,1	95,8	84,5	57,9	2,2	0	3,4	655,4
1980	33	59,9	174,5	182,5	120,8	76,3	58,9	40	40,1	23,4	0	3,8	813,2
1981	3,9	36,5	51	135,6	161,2	128,5	121,1	83,3	35,9	0	0	36,1	793,1
1982	30,3	170,5	214,2	175,2	19,4	31,5	99,9	6,3	24,8	14,2	0	1,2	787,5
1983	94,5	143,5	114,2	108,2	130,1	112,5	97,9	32,3	10,7	10,6	0,3	0	854,8
1984	70,8	165,8	54,7	340,4	157,2	29,1	60,4	36,2	48,6	0	0	0	963,2
1985	49,3	19	47,4	106,8	183,5	115,9	74,4	82,9	0	13,3	7	1,8	701,3
1986	30,5	137,9	168,4	185,4	182,6	176,2	138,6	76	75,4	1,7	1	0	1173,7
1987	14,8	28,4	150,2	22,9	111,3	84,2	124	16,9	24,4	36,2	0,5	0	613,8
1988	65,6	20,5	79,4	139,5	37,8	61,6	44,2	133,2	9,6	22,4	0,5	0,5	614,8
1989	36,1	77,9	102,5	54,6	84,8	10,2	48,9	66,3	70,5	8,3	0	0	560,1
1990	0	35,5	174,9	309,6	127	94,5	119,5	53,2	30,5	3,3	0	4,4	952,4
1991	93,4	180,4	95,5	44,5	38,4	71,1	74,1	137,1	116,5	18,1	22,3	2,5	893,9
1992	4,6	100,1	246,7	215,7	96,3	61,8	55,5	34,5	42,3	0,8	1,1	2,1	861,5



ANNEXES

1993	29,8	53,1	16,6	110,5	107,2	181,3	1	67,6	7,9	2	0	0	577
1994	71,4	70,7	27,2	119	211,9	6,9	76,6	50,7	0	23,2	0	11	668,6
1995	59	51,3	95,3	70,4	83,2	223	90,8	206,2	37,09	20,9	2,5	0	939,69
1996	13,1	51,5	60,4	55	115,6	68,2	15	41	6	12,8	0	0	438,6
1997	76,7	105,1	163,3	176,6	133	145,2	46,5	83,5	52,2	3,9	0	26,1	1012,1
1998	78,6	85,5	246,9	105,9	123,6	102,7	45,6	34,7	38,1	0,5	10,4	9,4	881,9
1999	16,7	16,3	222,2	129,9	54,1	22,3	16	35,9	76,8	11,5	0	5,4	607,1
2000	58,8	183,8	47,2	119,9	171,3	137,3	28,5	69	43,2	0	0	1,5	860,5
2001	51,5	1	73,6	93,6	29,6	53,6	56,1	61,5	3,4	2	10,1	53,8	489,8
2002	39,4	66,4	273,7	256,9	240,8	155	34,1	118,4	40,3	0	0	0	1225
2003	107,4	50,3	44,1	252,7	167,9	17,6	75	96,5	78,1	61	0,7	0	951,3
2004	85,7	42,4	299,1	165,1	126,7	151,5	62,8	185,3	22,6	7,1	5	5,3	1158,6
2005	20,6	5,7	63	158,5	141,8	88,2	33,3	51,4	14,3	3	0	33,9	613,7
2006	28,8	38,5	75,9	182,6	43,7	115,2	250,3	65,8	11,6	38,5	1,8	3	855,7
2007	48,3	106,7	136,8	123,7	22,6	26,1	125,3	50,3	60,6	6,5	0	0	706,9
2008	102,3	104,4	78	116,6	259,9	149,6	64,4	60,9	0	0	0	6,9	943
2009	103,9	126,5	80,2	112,5	145,9	57,6	92,1	44,8	89,2	38	0	0	890,7
2010	73,6	203,8	185,9	84,2	77,9	151,3	65,3	41,9	47,9	25,5	5,5	0	962,8
2011	11,2	193,9	139,5	187,3	141,6	310,3	72,3	108,6	2,3	0	8,5	16	1191,5
2012	96,8	81,1	53,6	111,6	123	168,1	96,7	72,1	29,7	0	0	0	832,7



ANNEXE

III

ANNEXES

Tableau annexe III : Calcul des volumes et couts des trois variantes

1 variante	Digue en remblai a noyau central d'argile							
	Noyau							
	profil	HBI	PBI	SI	Smoy	di	volume	COUT
	0	0	0	0		0	0	0
	1	31,69	185,795	937,8417825	468,9208913	145,575	68263,15874	546105269,9
	2	51,69	295,795	2382,611783	1660,226783	145,575	241687,5139	1933500111
	3	59,19	337,045	3094,556783	2738,584283	145,575	398669,4069	3189355255
	4	42,69	246,295	1650,790283	2372,673533	145,575	345401,9495	2763215596
	5	30,69	180,295	882,9282825	1266,859283	145,575	184423,04	1475384320
TOTAL							1238445,069	9907560553
	RECHARGES							
	profil	HBI	PBI	SI	Smoy	di	volume	COUT
	0	0	0	0		0	0	0
	1	31,69	185,795	1094,148746	547,0743731	145,575	79640,35187	637122814,9
	2	51,69	295,795	2779,713746	1936,931246	145,575	281968,7662	2255750129
	3	59,19	337,045	3610,316246	3195,014996	145,575	465114,3081	3720914465
	4	42,69	246,295	1925,921996	2768,119121	145,575	402968,9411	3223751529
	5	30,69	180,295	1030,082996	1478,002496	145,575	215160,2134	1721281707
total							1444852,581	11558820645
	Protection Rip-rap							
	profil	HBI	PBI	SI	Smoy	di	volume	COUT
	0	0	0	0		0	0	0
	1	31,69	185,795	312,6139275	156,3069638	145,575	22754,38625	182035090
	2	51,69	295,795	794,2039275	553,4089275	145,575	80562,50462	644500037
	3	59,19	337,045	1031,518928	912,8614275	145,575	132889,8023	1063118418
	4	42,69	246,295	550,2634275	790,8911775	145,575	115133,9832	921071865,3

ANNEXES

	5	30,69	180,295	0	275,1317138	145,575	40052,29923	320418393,8
	filtres drains en sables							
	profil	HBI	PBI	SI	Smoy	di	volume	COUT
	0	0	0	0		0	0	0
	1	31,69	185,795	312,6139275	156,3069638	145,575	22754,38625	182035090
	2	51,69	295,795	794,2039275	553,4089275	145,575	80562,50462	644500037
	3	59,19	337,045	1031,518928	912,8614275	145,575	132889,8023	1063118418
	4	42,69	246,295	550,2634275	790,8911775	145,575	115133,9832	921071865,3
	5	30,69	180,295	0	275,1317138	145,575	40052,29923	320418393,8
TOTAL							391392,9756	3131143805
	filtres drains (gravier)							
	profil	HBI	PBI	SI	Smoy	di	volume	COUT
	0	0	0	0		0	0	0
	1	31,69	185,795	312,6139275	156,3069638	145,575	22754,38625	182035090
	2	51,69	295,795	794,2039275	553,4089275	145,575	80562,50462	644500037
	3	59,19	337,045	1031,518928	912,8614275	145,575	132889,8023	1063118418
	4	42,69	246,295	550,2634275	790,8911775	145,575	115133,9832	921071865,3
	5	30,69	180,295	0	275,1317138	145,575	40052,29923	320418393,8
TOTAL							391392,9756	3131143805
variante 2	Barrage en terre homogène							
	Recharges argiles							
	profil	HBI	PBI	SI	Smoy	di	volume	COUT
	0	0	0	0		0	0	0
	1	31,69	185,795	2188,297493	1094,148746	145,575	159280,7037	1274245630
	2	51,69	295,795	5559,427493	3873,862493	145,575	563937,5323	4511500259
	3	59,19	337,045	7220,632493	6390,029993	145,575	930228,6162	7441828929

ANNEXES

	4	42,69	246,295	3851,843993	5536,238243	145,575	805937,8822	6447503057
	5	30,69	180,295	0	1925,921996	145,575	280366,0946	2242928757
TOTAL							2739750,829	21918006632
	Protection Rip -rap							
	profil	HBI	PBI	SI	Smoy	di	volume	COUT
	0	0	0	0		0	0	0
	1	31,69	185,795	218,8297493	109,4148746	145,575	15928,07037	127424563
	2	51,69	295,795	555,9427493	387,3862493	145,575	56393,75323	451150025,9
	3	59,19	337,045	722,0632493	639,0029993	145,575	93022,86162	744182892,9
	4	42,69	246,295	385,1843993	553,6238243	145,575	80593,78822	644750305,7
	5	30,69	180,295	0	192,5921996	145,575	28036,60946	224292875,7
TOTAL							273975,0829	2191800663
	filtres et drains graviers							
	profil	HBI	PBI	SI	Smoy	di	volume	COUT
	0	0	0	0		0	0	0
	1	31,69	185,795	312,6139275	156,3069638	145,575	22754,38625	182035090
	2	51,69	295,795	794,2039275	553,4089275	145,575	80562,50462	644500037
	3	59,19	337,045	1031,518928	912,8614275	145,575	132889,8023	1063118418
	4	42,69	246,295	550,2634275	790,8911775	145,575	115133,9832	921071865,3
	5	30,69	180,295	294,3094275	422,2864275	145,575	61474,34668	491794773,5
TOTAL							412815,023	3302520184
	filtres et drains (sables)							
	profil	HBI	PBI	SI	Smoy	di	volume	COUT
	0	0	0	0		0	0	0
	1	31,69	185,795	312,6139275	156,3069638	145,575	22754,38625	182035090
	2	51,69	295,795	794,2039275	553,4089275	145,575	80562,50462	644500037
	3	59,19	337,045	1031,518928	912,8614275	145,575	132889,8023	1063118418

ANNEXES

	4	42,69	246,295	550,2634275	790,8911775	145,575	115133,9832	921071865,3
	5	30,69	180,295	0	275,1317138	145,575	40052,29923	320418393,8
TOTAL							391392,9756	3131143805
variante 3	Digue en enrochement a masque amont en béton							
	enrochement							
	profil	HBI	PBI	SI	Smoy	di	volume	COUT
	0	0	0	0		0	0	0
	1	31,69	185,795	1875,683565	937,8417825	145,575	136526,3175	1092210540
	2	51,69	295,795	4765,223565	3320,453565	145,575	483375,0277	3867000222
	3	59,19	337,045	6189,113565	5477,168565	145,575	797338,8138	6378710511
	4	42,69	246,295	3301,580565	4745,347065	145,575	690803,899	5526431192
	5	30,69	180,295	0	1650,790283	145,575	240313,7954	1922510363
TOTAL							2348357,853	18786862827
	Béton							
	profil	HBI	PBI	SI	Smoy	di	volume	COUT
	0	0	0	0		0	0	0
	1	31,69	185,795	625,227855	312,6139275	145,575	45508,7725	364070180
	2	51,69	295,795	1588,407855	1106,817855	145,575	161125,0092	1289000074
	3	59,19	337,045	2063,037855	1825,722855	145,575	265779,6046	2126236837
	4	42,69	246,295	1100,526855	1581,782355	145,575	230267,9663	1842143731
	5	30,69	180,295	0	550,2634275	145,575	80104,59846	640836787,7
TOTAL							782785,9511	6262287609
	graviers							
	profil	HBI	PBI	SI	Smoy	di	volume	COUT
	0	0	0	0		0	0	0
	1	31,69	185,795	375,136713	187,5683565	145,575	27305,2635	218442108
	2	51,69	295,795	953,044713	664,090713	145,575	96675,00554	773400044,4

ANNEXES

	3	59,19	337,045	1237,822713	1095,433713	145,575	159467,7628	1275742102
	4	42,69	246,295	660,316113	949,069413	145,575	138160,7798	1105286238
	5	30,69	180,295	0	330,1580565	145,575	48062,75907	384502072,6
TOTAL							469671,5707	3757372565
	sables							
	profil	HBI	PBI	SI	Smoy	di	volume	COUT
	0	0	0	0		0	0	0
	1	31,69	185,795	156,3069638	78,15348188	145,575	11377,19312	91017544,99
	2	51,69	295,795	397,1019638	276,7044638	145,575	40281,25231	322250018,5
	3	59,19	337,045	515,7594638	456,4307138	145,575	66444,90115	531559209,2
	4	42,69	246,295	275,1317138	395,4455888	145,575	57566,99158	460535932,7
	5	30,69	180,295	0	137,5658569	145,575	20026,14961	160209196,9
TOTAL							195696,4878	1565571902
	Drains et filtres							
	profil	HBI	PBI	SI	Smoy	di	volume	COUT
	0	0	0	0		0	0	0
	1	31,69	185,795	93,78417825	46,89208913	145,575	6826,315874	54610526,99
	2	51,69	295,795	238,2611783	166,0226783	145,575	24168,75139	193350011,1
	3	59,19	337,045	309,4556783	273,8584283	145,575	39866,94069	318935525,5
	4	42,69	246,295	165,0790283	237,2673533	145,575	34540,19495	276321559,6
	5	30,69	180,295	0	82,53951413	145,575	12015,68977	96125518,15
TOTAL							117417,8927	939343141,4
	terre végétale (variante1)							
	profil	HBI	PBI	SI	Smoy	di	volume	COUT
	0	0	0	0		0	0	0
	1	31,69	185,795	156,3069638	78,15348188	145,575	11377,19312	91017544,99
	2	51,69	295,795	397,1019638	276,7044638	145,575	40281,25231	322250018,5



ANNEXES

	3	59,19	337,045	515,7594638	456,4307138	145,575	66444,90115	531559209,2
	4	42,69	246,295	275,1317138	395,4455888	145,575	57566,99158	460535932,7
	5	30,69	180,295	0	137,5658569	145,575	20026,14961	160209196,9
	terre végétale (variante 2)							
	profil	HBI	PBI	SI	Smoy	di	volume	COUT
	0	0	0	0		0	0	0
	1	31,69	185,795	93,78417825	46,89208913	145,575	6826,315874	54610526,99
	2	51,69	295,795	238,2611783	166,0226783	145,575	24168,75139	193350011,1
	3	59,19	337,045	309,4556783	273,8584283	145,575	39866,94069	318935525,5
	4	42,69	246,295	165,0790283	237,2673533	145,575	34540,19495	276321559,6
	5	30,69	180,295	0	82,53951413	145,575	12015,68977	96125518,15
Total							117417,8927	939343141,4



**ANNEXE
IV**

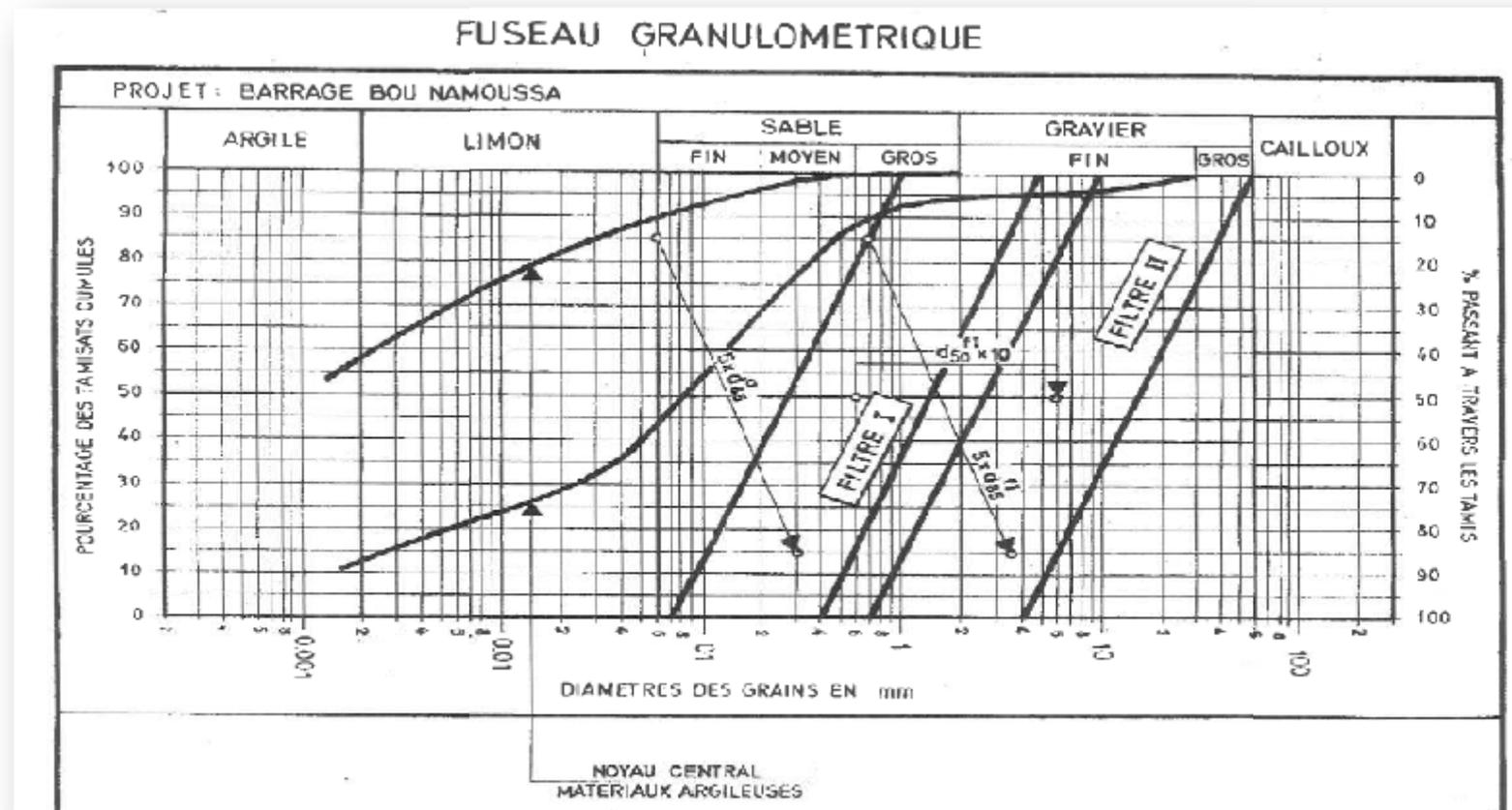


Figure annexe IV : courbe granulométrique de matériaux de construction de noyau et de filtres (donnée de l'étude de faisabilité)



ANNEXE

V



ANNEXES

Tableau.01 : Résultats de calcul de stabilité au fin de construction R=144.46

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn	h3
-4	3.4	1.19	0	-0.4	0.91652	8.4966	-3.39864	7.7872625	3.7097	0	0.51	3.971504	4.415	16.3767	8.3521	127.9	217.36	0
-3	14.46	4.7	2.65	-0.3	0.95394	215.5	-64.64895	205.57055	15.156	0	0.61	125.398	111.4	1688.35	1029.89328	127.9	5512.83	0
-2	14.46	9.52	6.2	-0.2	0.9798	459.36	-91.87192	450.07863	14.756	0	0.61	274.548	232	3422.93	2087.98601	127.9	11751.3	0
-1	14.46	13.55	8.55	-0.1	0.99499	646.27	-64.62726	643.03312	14.531	0	0.61	392.2502	321.1	4666.31	2846.44866	127.9	16532.9	0
0	14.46	18.28	9.31	0	1	810.76	0	810.76127	14.458	0	0.61	494.5644	398.9	5767.24	3518.01734	127.9	20740.9	0
1	14.46	23.49	8.59	0.1	0.99499	949.17	94.91677	944.40994	14.531	0	0.61	576.0901	466.1	6773.54	4131.85851	127.9	24281.6	0
2	14.46	28.72	6.39	0.2	0.9798	1047.5	209.50509	1026.3612	14.756	0	0.61	626.0803	518.1	7644.97	4663.4344	127.9	26797.8	0
3	14.46	32.68	2.5	0.3	0.95394	1060.9	318.26974	1012.0333	15.156	0	0.61	617.3403	533.2	8081.11	4929.47557	127.9	27139.9	0
4	14.46	35.09	0	0.4	0.91652	1065.4	426.15822	976.45116	15.775	0	0.61	595.6352	553.5	8732.14	5326.60335	127.9	27254.9	0
5	14.46	33.11	0	0.5	0.86603	1005.3	502.6396	870.59732	16.695	0	0.61	531.0644	552.8	9228.14	5629.16778	127.9	25717.1	0
6	14.46	27.39	0	0.6	0.8	831.61	498.96582	665.28776	18.073	0	0.61	405.8255	495	8945.99	5457.05504	127.9	21274.2	0
7	14.46	20.27	0	0.7	0.71414	615.43	430.80358	439.50756	20.245	0	0.61	268.0996	410.4	8308.07	5067.92114	127.9	15744	0
8	14.46	8.26	0	0.8	0.6	272.76	218.2117	163.65878	24.097	24.0967	0.61	99.83185	218.3	5260.68	3209.01667	127.9	6977.86	0.8
9	0.06	0.1	0	0.9	0.43589	0.0126	0.01134	0.0054922	0.1376	0	0.61	0.00335	0.014	0.00189	0.00115579	127.9	0.32233	0
somme							2474.9351			24.0967		5010.703					229943	

Kss	2.03432
Kas	1.23853



ANNEXES

Tableau.02 : Résultats de calcul de stabilité au fin de construction R=144.9

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn	h3
-2	4.66	2.66	0	-0.2	0.9798	26.031	-5.206152	25.504832	4.7561	0	0.61	15.55795	12.65	60.1703	36.7038881	134.1	698.145	0
-1	14.49	8.54	0	-0.1	0.99499	259.86	-25.98637	258.56108	14.563	0	0.61	157.7223	124.4	1811.17	1104.81429	134.1	6969.54	0
0	14.49	14.5	0	0	1	441.22	0	441.2205	14.49	0	0.61	269.1445	210.1	3044.42	1857.09708	134.1	11833.5	0
1	14.49	19.01	0	0.1	0.99499	578.46	57.845529	575.55575	14.563	0	0.61	351.089	276.8	4031.66	2459.31143	134.1	15514.2	0
2	14.49	21.1	0	0.2	0.9798	642.05	128.41038	629.07982	14.789	0	0.61	383.7387	312	4614.75	2814.9963	134.1	17219.8	0
3	14.49	21.88	0	0.3	0.95394	665.79	199.73596	635.11986	15.19	0	0.61	387.4231	332.3	5048.27	3079.44556	134.1	17856.4	0
4	14.49	22.07	0	0.4	0.91652	671.57	268.62721	615.50227	15.81	0	0.61	375.4564	348.9	5516.45	3365.03552	134.1	18011.5	0
5	14.49	18.61	0	0.5	0.86603	566.28	283.14185	490.41606	16.732	0	0.61	299.1538	311.4	5209.81	3177.98407	134.1	15187.7	0
6	14.49	14.35	0	0.6	0.8	436.66	261.99369	349.32492	18.113	0	0.61	213.0882	259.9	4707.7	2871.69646	134.1	11711.1	0
7	14.49	7.21	0	0.7	0.71414	219.39	153.57516	156.678	20.29	0	0.61	95.57358	146.3	2968.26	1810.63827	134.1	5884.12	0
8	1.9	1.51	0	0.8	0.6	6.0249	4.81992	3.61494	3.1667	0	0.61	2.205113	4.782	15.1419	9.23658611	134.1	161.588	0
somme							1326.9572			0		2550.153					121048	

Kss	1.9218
Kas	1.17935



ANNEXES

Tableau.03 : Résultats de calcul de stabilité au fin de construction R=145.9

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn	h3
-2	13.77	8.11	0	-0.2	0.9798	234.52	-46.90337	229.77867	14.054	0	0.51	117.1871	114	1601.83	816.935329	131.1	6149.03	0
-1	14.59	14.1	0	-0.1	0.99499	432.01	-43.20099	429.84442	14.664	0	0.61	262.2051	206.8	3031.76	1849.37225	131.1	11327.3	0
0	14.59	20.1	0	0	1	615.84	0	615.8439	14.59	0	0.61	375.6648	293.3	4278.65	2609.97577	131.1	16147.4	0
1	14.59	24.63	0	0.1	0.99499	754.64	75.463857	750.8559	14.664	0	0.61	458.0221	361.2	5295.9	3230.49919	131.1	19786.6	0
2	14.59	27.86	0	0.2	0.9798	853.6	170.72051	836.35627	14.891	0	0.61	510.1773	414.9	6177.61	3768.34189	131.1	22381.5	0
3	14.59	27.82	0	0.3	0.95394	852.38	255.71309	813.11582	15.294	0	0.61	496.0006	425.5	6507.68	3969.68597	131.1	22349.3	0
4	14.59	27.73	0	0.4	0.91652	849.62	339.84779	778.68911	15.919	0	0.61	475.0004	441.4	7027.18	4286.58068	131.1	22277	0
5	14.59	24.27	0	0.5	0.86603	743.61	371.80427	643.98388	16.847	0	0.61	392.8302	408.9	6888.41	4201.93115	131.1	19497.4	0
6	14.59	19.97	0	0.6	0.8	611.86	367.1165	489.48866	18.238	0	0.61	298.5881	364.2	6642.15	4051.71146	131.1	16043	0
7	14.59	12.78	0	0.7	0.71414	391.57	274.09649	279.63436	20.43	0	0.61	170.577	261.1	5334.22	3253.87673	131.1	10266.9	0
8	3.67	2.46	0	0.8	0.6	18.959	15.167376	11.375532	6.1167	6.11667	0.61	6.939075	28.81	176.218	107.493046	131.1	497.111	2.25
somme							1779.8255			6.11667		3563.192					166723	

Kss	2.00543
Kas	1.2214



ANNEXES

Tableau.04 : Résultats de calcul de stabilité au fin de construction R=145.9

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn	h3
-4	2.05	0	0.82	-0.4	0.91652	3.1939	-1.27756	2.9272577	2.2367	0	0.51	1.492901	1.834	4.10244	2.09224464	130.5	83.3544	0
-3	14.72	2.93	4.13	-0.3	0.95394	206.08	-61.824	196.58779	15.431	0	0.61	119.9186	108.9	1681.04	1025.43648	130.5	5378.28	0
-2	14.72	7.81	7.94	-0.2	0.9798	463.49	-92.69773	454.12427	15.024	0	0.61	277.0158	236.6	3554.88	2168.4768	130.5	12096.1	0
-1	14.72	12.72	10.18	-0.1	0.99499	677.91	-67.79149	674.51679	14.794	0	0.61	411.4552	338.8	5012.06	3057.35411	130.5	17692.2	0
0	14.72	16.63	10.91	0	1	819.2	0	819.19744	14.72	0	0.61	499.7104	405.4	5967.32	3640.06711	130.5	21379.4	0
1	14.72	21.94	10.18	0.1	0.99499	962.92	96.292352	958.09681	14.794	0	0.61	584.4391	475.2	7030.01	4288.30629	130.5	25130.4	0
2	14.72	27.25	7.94	0.2	0.9798	1064.4	212.88358	1042.9123	15.024	0	0.61	636.1765	528.7	7942.62	4844.99674	130.5	27779.2	0
3	14.72	31.14	4.13	0.3	0.95394	1078.1	323.43226	1028.449	15.431	0	0.61	627.3539	544.2	8398.07	5122.82502	130.5	28136.5	0
4	14.72	35.17	0	0.4	0.91652	1087.2	434.87002	996.41238	16.061	0	0.61	607.8116	564.9	9072.12	5533.99213	130.5	28373.1	0
5	14.72	31.16	0	0.5	0.86603	963.22	481.60896	834.17119	16.997	0	0.61	508.8444	529.6	9002.27	5491.38181	130.5	25138.1	0
6	14.72	27.37	0	0.6	0.8	846.06	507.63686	676.84915	18.4	0	0.61	412.878	503.6	9266.39	5652.49619	130.5	22080.5	0
7	14.72	20.12	0	0.7	0.71414	621.95	435.36461	444.16074	20.612	0	0.61	270.9381	414.7	8548.18	5214.38694	130.5	16231.6	0
8	14.72	8.7	0	0.8	0.6	268.93	215.14752	161.36064	24.533	0	0.61	98.42999	213.4	5236.39	3194.20075	130.5	7018.65	0
9	0.14	0.23	0	0.9	0.43589	0.0676	0.060858	0.0294749	0.3212	0	0.61	0.01798	0.074	0.02373	0.01447305	130.5	1.76475	0
somme							2483.7062			0		5056.482					236519	

Kss	2.03586
Kas	1.23619



ANNEXES

Tableau.05: Résultats de calcul de stabilité au fin de construction R=145.9

n	b=0,1R	h1	h2	h3	G=b(h1*γ1+h2*γ2+h3*γ3)	sinα=N°/10	cosα=(1-sin²α) ^{0,5}	N=G.cosα	T=G.sinα	N,tgφ	l=b/cosα	C	C.1
-2	7.82	4.42	0.48	0	79.71708	-0.2	0.979795897	78.106468	-15.943416	46.87982	7.98125408	0	0
-1	13.176	9.23	2.24	0	311.467464	-0.1	0.994987437	309.90621	-31.1467464	182.9906	13.2423783	0	0
0	13.176	13.5	2.9	0	446.13936	0	1	446.13936	0	264.256	13.176	0	0
1	13.176	18.7	2.24	0	572.391792	0.1	0.994987437	569.52264	57.2391792	341.3048	13.2423783	0	0
2	13.176	24.2	0.24	0	676.71936	0.2	0.979795897	663.04685	135.343872	403.8085	13.4476987	0	0
3	13.176	27.1	0	0	750.676248	0.3	0.953939201	716.0995	225.2028744	436.8207	13.812201	0	0
4	13.176	26.3	0	0	728.817264	0.4	0.916515139	667.97206	291.5269056	407.463	14.3761946	0	0
5	13.176	25.6	0	0	709.448544	0.5	0.866025404	614.40046	354.724272	374.7843	15.2143343	0	0
6	13.176	21.1	0	0	583.551864	0.6	0.8	466.84149	350.1311184	284.7733	16.47	0	0
7	13.176	15.7	0	0	434.136024	0.7	0.714142843	310.03513	303.8952168	189.1214	18.4500904	0	0
8	5.2	6.57	0	0	71.7444	0.8	0.6	43.04664	57.39552	26.25845	8.66666667	0	0
somme					5364.8094				1728.368796	2958.461			

Fss=	1.711706928
Fas=	1.10046106



ANNEXES

Tableau.06 : Résultats de calcul de stabilité au fin de construction aval R=109.36

n	b=0,1R	h1	h2	h3	G=b(h1*γ1+h2*g2+h3*g3)	sinα=N°/10	cosα=(1-sin²α) ^{0,5}	N=G.cosα	T=G.sinα	N,tgφ	l=b/cosα	C	C.l
-4	4.56	3.82	0	0	36.58032	-0.4	0.916515139	33.526417	-14.632128	20.45111	4.9753679	0	0
-3	10.936	8.2	2.16	0	233.199264	-0.3	0.953939201	222.45792	-69.9597792	131.0612	11.464043	0	0
-2	10.936	12.6	4.99	0	392.361808	-0.2	0.979795897	384.43449	-78.4723616	223.5806	11.1615083	0	0
-1	10.936	10.4	6.62	0	375.476624	-0.1	0.994987437	373.59452	-37.5476624	213.3273	10.9910935	0	0
0	10.936	20.4	7.2	0	617.643408	0	1	617.64341	0	360.6384	10.936	0	0
1	10.936	25.2	6.62	0	717.204752	0.1	0.994987437	713.60972	71.7204752	420.4743	10.9910935	0	0
2	10.936	30	4.99	0	793.57084	0.2	0.979795897	777.53745	158.714168	463.2219	11.1615083	0	0
3	10.936	33.2	2.16	0	806.650296	0.3	0.953939201	769.49534	241.9950888	464.6876	11.464043	0	0
4	10.936	36.2	0	0	830.665752	0.4	0.916515139	761.31774	332.2663008	464.4038	11.9321542	0	0
5	10.936	35.6	0	0	817.345704	0.5	0.866025404	707.84214	408.672852	431.7837	12.6278051	0	0
6	10.936	31.5	0	0	723.186744	0.6	0.8	578.5494	433.9120464	352.9151	13.67	0	0
7	10.936	22	0	5	609.1352	0.7	0.714142843	435.00954	426.39464	241.9942	15.313463	0.1852	2.8358
8	10.936	10.2	0	9.25	425.760352	0.8	0.6	255.45621	340.6082816	120.5419	18.2266667	0.4763	8.6816
9	4.02	7.35	0	1.05	70.0686	0.9	0.435889894	30.542195	63.06174	17.52358	9.2225125	0.125	1.1528
somme					7448.849664				2276.733662	3926.605			12.67

Fss=	1.730230921
Fas=	1.078278653



ANNEXES

Tableau.07: Résultats de calcul de stabilité au fin de construction aval R=124.35

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
-3	0.22	1.05	0	8.51	4.04228	-0.3	0.953939201	3.8560894	-1.212684	1.356771	0.23062266	0.8902	0.2053
-2	12.4	13.3	0	6.03	488.732805	-0.2	0.979795897	478.8584	-97.746561	248.6936	12.6914187	0.3126	3.9673
-1	12.4	24.3	0	0	635.60259	-0.1	0.994987437	632.41659	-63.560259	385.7741	12.4976452	0	0
0	12.4	27.9	0	0	728.305515	0	1	728.30552	0	444.2664	12.435	0	0
1	12.4	29.4	0	0	768.520305	0.1	0.994987437	764.66805	76.8520305	466.4475	12.4976452	0	0
2	12.4	28.5	0	0	743.451345	0.2	0.979795897	728.43058	148.690269	444.3427	12.6914187	0	0
3	12.4	27.9	0	0	727.783245	0.3	0.953939201	694.26097	218.3349735	423.4992	13.0354219	0	0
4	12.4	24.3	0	0	633.774645	0.4	0.916515139	580.86406	253.509858	354.3271	13.5676973	0	0
5	12.4	19.4	0	0	505.55736	0.5	0.866025404	437.82552	252.77868	267.0736	14.3587012	0	0
6	12.4	13.3	0	0	346.78728	0.6	0.8	277.42982	208.072368	169.2322	15.54375	0	0
7	12.4	7.99	0	0	208.646865	0.7	0.714142843	149.00367	146.0528055	90.89224	17.4124828	0	0
8	11.9	2.82	0	0	70.4718	0.8	0.6	42.28308	56.37744	25.79268	19.8333333	0	0
somme					5861.676035				1198.148921	3321.698			4.1726

Fss=	2.775840695
Fas=	1.494446836



ANNEXES

Tableau.08 : Résultats de calcul de stabilité au fin de construction aval R=122.61

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,tgφ	$l=b/\cos\alpha$	C	C.1
-2	5.06	3.35	0	0	35.5971	-0.2	0.979795897	34.877893	-7.11942	21.27551	5.16434087	0	0
-1	12.261	11.8	0	0	304.857504	-0.1	0.994987437	303.32939	-30.4857504	185.0309	12.3227687	0	0
0	12.261	16.9	0	0	434.112966	0	1	434.11297	0	264.8089	12.261	0	0
1	12.261	21.2	0	0	546.889644	0.1	0.994987437	544.14833	54.6889644	331.9305	12.3227687	0	0
2	12.261	21.9	0	0	563.625909	0.2	0.979795897	552.23835	112.7251818	336.8654	12.5138307	0	0
3	12.261	20.7	0	0	534.015594	0.3	0.953939201	509.41841	160.2046782	310.7452	12.8530204	0	0
4	12.261	20.4	0	0	525.518721	0.4	0.916515139	481.64586	210.2074884	293.804	13.3778478	0	0
5	12.261	16.9	0	0	434.112966	0.5	0.866025404	375.95286	217.056483	229.3312	14.1577833	0	0
6	12.261	12.1	0	0	310.522086	0.6	0.8	248.41767	186.3132516	151.5348	15.32625	0	0
7	12.261	7.08	0	0	182.296548	0.7	0.714142843	130.18578	127.6075836	79.41332	17.1688341	0	0
8	12.261	3.02	0	0	77.759262	0.8	0.6	46.655557	62.2074096	28.45989	20.435	0	0
somme					3949.3083				1093.40587	2233.2			0

Fss=	2.042425163
Fas=	1.228028179



ANNEXES

Tableau.09 : Résultats de calcul de stabilité en cas de fonctionnement normal aval R=101.17

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,tgφ	l=b/cosα	C	C.l
-3	1.76	1.28	0	0	2.70336	-0.3	0.953939201	2.5788411	-0.811008	1.573093	1.84498131	0	0
-2	10.117	7.93	0	0	96.273372	-0.2	0.979795897	94.328255	-19.2546744	57.54024	10.3256199	0	0
-1	10.117	13.5	0	0	164.138208	-0.1	0.994987437	163.31545	-16.4138208	99.62243	10.1679676	0	0
0	10.117	18.1	0	0	219.377028	0	1	219.37703	0	133.82	10.117	0	0
1	10.117	21.6	0	0	262.354044	0.1	0.994987437	261.03898	26.2354044	159.2338	10.1679676	0	0
2	10.117	24.1	0	0	292.826448	0.2	0.979795897	286.91015	58.5652896	175.0152	10.3256199	0	0
3	10.117	25.6	0	0	310.18722	0.3	0.953939201	295.89975	93.056166	180.4988	10.6054977	0	0
4	10.117	25.8	0	0	313.465128	0.4	0.916515139	287.29554	125.3860512	175.2503	11.038552	0	0
5	10.117	24.8	0	0	300.596304	0.5	0.866025404	260.32404	150.298152	158.7977	11.6821053	0	0
6	10.117	22.1	0	0	268.788456	0.6	0.8	215.03076	161.2730736	131.1688	12.64625	0	0
7	10.117	17.5	0	0	212.699808	0.7	0.714142843	151.89805	148.8898656	92.65781	14.1666336	0	0
8	10.117	9.81	0	0	119.097324	0.8	0.6	71.458394	95.2778592	43.58962	16.8616667	0	0
9	1.46	2.02	0	0	3.53904	0.9	0.435889894	1.5426318	3.185136	0.941005	3.34946971	0	0
somme					2566.04574				825.6874944	1409.709			0

Fss=	1.707315065
Fas=	1.108316911



ANNEXES

Tableau.10 : Résultats de calcul de stabilité en cas de fonctionnement normal R=110.01

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,tgφ	l=b/cosα	C	C.l
-3	2.07	3.17	0	0	6.5619	-0.3	0.953939201	6.2596536	-1.96857	3.818389	2.16994961	1	2.1699
-2	11.001	10.4	0	0	114.63042	-0.2	0.979795897	112.31442	-22.926084	68.51179	11.2278486	1	11.228
-1	11.001	16.5	0	0	181.40649	-0.1	0.994987437	180.49718	-18.140649	110.1033	11.056421	1	11.056
0	11.001	21.5	0	0	236.41149	0	1	236.41149	0	144.211	11.001	1	11.001
1	11.001	25.3	0	0	278.21529	0.1	0.994987437	276.82072	27.821529	168.8606	11.056421	1	11.056
2	11.001	28	0	0	308.028	0.2	0.979795897	301.80457	61.6056	184.1008	11.2278486	1	11.228
3	11.001	29.5	0	0	324.85953	0.3	0.953939201	309.89624	97.457859	189.0367	11.5321815	1	11.532
4	11.001	29.9	0	0	328.59987	0.4	0.916515139	301.16676	131.439948	183.7117	12.0030751	1	12.003
5	11.001	28.7	0	0	315.94872	0.5	0.866025404	273.61962	157.97436	166.908	12.7028606	1	12.703
6	11.001	25.9	0	0	284.48586	0.6	0.8	227.58869	170.691516	138.8291	13.75125	1	13.751
7	11.001	20.8	0	0	229.04082	0.7	0.714142843	163.56786	160.328574	99.7764	15.4044812	1	15.404
8	11.001	9.48	0	3.19	139.38267	0.8	0.6	83.629602	111.506136	44.90784	18.335	1	18.335
9	4.3	1.03	0	2.75	16.254	0.9	0.435889894	7.0849543	14.6286	2.827047	9.86487656	1	9.8649
Somme					2763.82506				890.418819	1505.603			151.33

Fss=	1.860850033
Fas=	1.213336643



ANNEXES

Tableau .11 : Résultats de calcul de stabilité en cas de fonctionnement normal aval R=111.29

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.l
-3	11.29	6.43	2.28	0	103.48414	-0.3	0.953939201	98.717578	-31.045242	57.63361	11.8351358	0	0
-2	11.814	11.2	5.33	0	207.524724	-0.2	0.979795897	203.33187	-41.5049448	117.4642	12.0576133	0	0
-1	11.814	15.9	7.13	0	288.805044	-0.1	0.994987437	287.35739	-28.8805044	166.3877	11.8735167	0	0
0	11.814	20.6	7.72	0	353.049576	0	1	353.04958	0	205.7429	11.814	0	0
1	11.814	25.3	7.13	0	400.447344	0.1	0.994987437	398.44008	40.0447344	234.2992	11.8735167	0	0
2	11.814	25.2	6.62	0	392.035776	0.2	0.979795897	384.11504	78.4071552	226.3289	12.0576133	0	0
3	11.814	34.2	2.88	0	444.867984	0.3	0.953939201	424.37701	133.4603952	255.5738	12.3844371	0	0
4	11.814	37.4	2.16	0	472.229208	0.4	0.916515139	432.80522	188.8916832	261.6468	12.8901308	0	0
5	11.814	36.1	0	0	426.72168	0.5	0.866025404	369.55182	213.36084	225.4266	13.6416322	0	0
6	11.814	31.8	0	1.23	390.68898	0.6	0.8	312.55118	234.413388	187.285	14.7675	0.0372	0.5493
7	11.814	23.6	0	9.51	390.68898	0.7	0.714142843	279.00774	273.482286	146.9266	16.5429089	0.2876	4.7573
8	11.814	4.26	0	14.55	222.22134	0.8	0.6	133.3328	177.777072	51.42351	19.69	0.7735	15.231
9	2.4	3.67	0	1.05	11.328	0.9	0.435889894	4.9377607	10.1952	2.693486	5.50597761	0.2225	1.2248
S					4104.092776				1248.602063	2138.832			21.762

Fss=	1.730410809
Fas=	1.126467172



ANNEXES

Tableau.12 : Résultats de calcul de stabilité en cas de fonctionnement normal R=121.53

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
-4	6.01	0	2.79	0	20.12148	-0.4	0.916515139	18.441641	-8.048592	9.405237	6.5574476	0	0
-3	12.153	3.73	7.11	0	149.020086	-0.3	0.953939201	142.1561	-44.7060258	77.39115	12.7398056	0	0
-2	12.153	8.59	10.2	0	253.730334	-0.2	0.979795897	248.60394	-50.7460668	138.129	12.4036037	0	0
-1	12.153	13.5	12.1	0	340.381224	-0.1	0.994987437	338.67504	-34.0381224	190.5911	12.2142246	0	0
0	12.153	18.3	12.7	0	407.85468	0	1	407.85468	0	232.0932	12.153	0	0
1	12.153	23.2	12.1	0	458.022264	0.1	0.994987437	455.7264	45.8022264	262.3715	12.2142246	0	0
2	12.153	28	10.3	0	490.25202	0.2	0.979795897	480.34692	98.050404	280.153	12.4036037	0	0
3	12.153	32.9	7.11	0	503.523096	0.3	0.953939201	480.33042	151.0569288	284.4658	12.7398056	0	0
4	12.153	37.8	2.56	0	496.352826	0.4	0.916515139	454.91488	198.5411304	274.6104	13.2600101	0	0
5	12.153	38.8	0	0	471.65793	0.5	0.866025404	408.46775	235.828965	249.1653	14.0330756	0	0
6	12.153	35.9		0	436.2927	0.6	0.8	349.03416	261.77562	212.9108	15.19125	0	0
7	12.153	22.1	0	8.24	368.72202	0.7	0.714142843	263.32019	258.105414	139.886	17.0176039	0.2716	4.6218
8	12.153	8.01	0	13.33	259.34502	0.8	0.6	155.60701	207.476016	66.73237	20.255	0.6246	12.652
9	1.6	1.14	0	2.28	5.472	0.9	0.435889894	2.3851895	4.9248	0.993829	3.67065174	0.6667	2.4471
S					4660.74768				1324.022698	2418.899			19.721

Fss=	1.841826456
Fas=	1.116625312



ANNEXES

Tableau.13 : Résultats de calcul de stabilité en cas de vidange rapide R=144.6

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,tgp	$l=b/\cos\alpha$	C	C.l
-4	3.4	1.19	0	0	4.046	-0.4	0.916515139	3.7082203	-1.6184	2.262014	3.70970413	0	0
-3	14.458	4.7	2.65	0	113.92904	-0.3	0.953939201	108.68138	-34.178712	62.3772	15.1561022	0	0
-2	14.458	9.52	6.2	0	245.20768	-0.2	0.979795897	240.25348	-49.041536	137.079	14.7561345	0	0
-1	14.458	13.6	8.55	0	344.24498	-0.1	0.994987437	342.51943	-34.424498	195.6855	14.5308367	0	0
0	14.458	18.3	9.31	0	425.817016	0	1	425.81702	0	245.3796	14.458	0	0
1	14.458	23.5	8.59	0	488.651484	0.1	0.994987437	486.20209	48.8651484	283.5643	14.5308367	0	0
2	14.458	28.7	6.39	0	526.097704	0.2	0.979795897	515.46837	105.2195408	305.0542	14.7561345	0	0
3	14.458	32.7	2.5	0	515.86144	0.3	0.953939201	492.10045	154.758432	296.6843	15.1561022	0	0
4	14.458	35.1	0	0	507.33122	0.4	0.916515139	464.97674	202.932488	283.6358	15.7749713	0	0
5	14.458	33.1	0	0	478.70438	0.5	0.866025404	414.57015	239.35219	252.8878	16.6946604	0	0
6	14.458	27.4	0	0	396.00462	0.6	0.8	316.8037	237.602772	193.2503	18.0725	0	0
7	14.458	20.3	0	0	293.06366	0.7	0.714142843	209.28932	205.144562	127.6665	20.2452495	0	0
8	14.458	8.26	0	0.8	130.98948	0.8	0.6	78.593688	104.791584	45.9296	24.0966667	0.0883	2.1277
9	0.06	0.1	0	0	0.006	0.9	0.435889894	0.0026153	0.0054	0.001595	0.13764944	0	0
S					4469.954704				1179.408971	2431.458			2.1277

Fss=	2.063393973
Fas=	1.236391187



ANNEXES

Tableau.14 : Résultats de calcul de stabilité en cas de vidange rapide R=144.9

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,tgφ	$l=b/\cos\alpha$	C	C.1
-2	7.82	2.66	0	0	20.8012	-0.2	0.979795897	20.38093	-4.16024	12.43237	7.98125408	0	0
-1	14.49	8.54	0	0	123.7446	-0.1	0.994987437	123.12432	-12.37446	75.10584	14.5629979	0	0
0	14.49	14.5	0	0	210.105	0	1	210.105	0	128.1641	14.49	0	0
1	14.49	19	0	0	275.4549	0.1	0.994987437	274.07416	27.54549	167.1852	14.5629979	0	0
2	14.49	21.1	0	0	305.739	0.2	0.979795897	299.56182	61.1478	182.7327	14.7887943	0	0
3	14.49	21.9	0	0	317.0412	0.3	0.953939201	302.43803	95.11236	184.4872	15.1896473	0	0
4	14.49	22.1	0	0	319.7943	0.4	0.916515139	293.09632	127.91772	178.7888	15.8098861	0	0
5	14.49	18.6	0	0	269.6589	0.5	0.866025404	233.53146	134.82945	142.4542	16.7316108	0	0
6	14.49	14.4	0	0	207.9315	0.6	0.8	166.3452	124.7589	101.4706	18.1125	0	0
7	14.49	7.21	0	0	104.4729	0.7	0.714142843	74.608574	73.13103	45.51123	20.2900584	0	0
8	5.2	1.51	0	0	7.852	0.8	0.6	4.7112	6.2816	2.873832	8.66666667	0	0
Somme					2162.5955				634.18965	1221.206			

Fss=	1.92561638
Fas=	1.180512187



ANNEXES

Tableau.15: Résultats de calcul de stabilité en cas de vidange rapide R=145.9

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha=N^\circ/10$	$\cos\alpha=(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	$N=G.\cos\alpha$	$T=G.\sin\alpha$	$N,\text{tg}\rho$	$l=b/\cos\alpha$	C	C.1
-2	13.77	8.11	0	0	111.6747	-0.2	0.979795897	109.41841	-22.33494	66.74523	14.0539474	0	0
-1	14.59	14.1	0	0	205.719	-0.1	0.994987437	204.68782	-20.5719	124.8596	14.6635017	0	0
0	14.59	20.1	0	0	293.259	0	1	293.259	0	178.888	14.59	0	0
1	14.59	24.6	0	0	359.3517	0.1	0.994987437	357.55043	35.93517	218.1058	14.6635017	0	0
2	14.59	27.9	0	0	406.4774	0.2	0.979795897	398.26489	81.29548	242.9416	14.8908564	0	0
3	14.59	27.8	0	0	405.8938	0.3	0.953939201	387.19801	121.76814	236.1908	15.2944758	0	0
4	14.59	27.7	0	0	404.5807	0.4	0.916515139	370.80434	161.83228	226.1906	15.9189951	0	0
5	14.59	24.3	0	0	354.0993	0.5	0.866025404	306.65899	177.04965	187.062	16.8470809	0	0
6	14.59	20	0	0	291.3623	0.6	0.8	233.08984	174.81738	142.1848	18.2375	0	0
7	14.59	12.8	0	0	186.4602	0.7	0.714142843	133.15922	130.52214	81.22712	20.4300864	0	0
8	3.67	2.46	0	2.25	17.2857	0.8	0.6	10.37142	13.82856	4.889761	6.11666667	0.4777	2.922
Somme					3036.1638				854.14196	1709.285			2.922

Fss=	2.004593252
Fas=	1.223199613



Tableau.16 : Résultats de calcul de stabilité en cas de vidange rapide R=147.2

n	b=0,1R	h1	h2	h3	G=b(h1*γ1+h2*g2+h3*g3)	sinα=N°/10	cosα=(1-sin²α) ^{0,5}	N=G.cosα	T=G.sinα	N,tgφ	l=b/cosα	C	C.1
-4	2.05	0	0.82	0	2.0172	-0.4	0.916515139	1.8487943	-0.80688	0.942885	2.23673337	0	0
-3	14.72	2.93	4.13	0	116.08192	-0.3	0.953939201	110.73509	-34.824576	61.07056	15.4307528	0	0
-2	14.72	7.81	7.94	0	255.21536	-0.2	0.979795897	250.05896	-51.043072	139.9298	15.0235371	0	0
-1	14.72	12.7	10.2	0	367.05792	-0.1	0.994987437	365.21802	-36.705792	206.5475	14.7941566	0	0
0	14.72	16.6	10.9	0	437.50784	0	1	437.50784	0	249.5479	14.72	0	0
1	14.72	21.9	10.2	0	502.77632	0.1	0.994987437	500.25612	50.277632	289.3013	14.7941566	0	0
2	14.72	27.3	7.94	0	541.37216	0.2	0.979795897	530.43422	108.274432	311.5966	15.0235371	0	0
3	14.72	31.1	4.13	0	531.33312	0.3	0.953939201	506.85949	159.399936	303.2491	15.4307528	0	0
4	14.72	35.2	0	0	517.7024	0.4	0.916515139	474.48209	207.08096	289.4341	16.0608367	0	0
5	14.72	31.2	0	0	458.6752	0.5	0.866025404	397.22438	229.3376	242.3069	16.9971919	0	0
6	14.72	27.4	0	0	402.8864	0.6	0.8	322.30912	241.73184	196.6086	18.4	0	0
7	14.72	20.1	0	0	296.1664	0.7	0.714142843	211.50511	207.31648	129.0181	20.6121228	0	0
8	14.72	8.7	0	0	128.064	0.8	0.6	76.8384	102.4512	46.87142	24.5333333	0	0
9	0.14	0.23	0	0	0.0322	0.9	0.435889894	0.0140357	0.02898	0.008562	0.32118203	0	0
Somme					4556.88844				1182.51874	2466.433			0

Avec: $C_p = (C_1 \cdot h_1 + C_2 \cdot h_2 + C_3 \cdot h_3) / (h_1 + h_2 + h_3)$

Fss : coefficient de sécurité (sans séisme)

Fas : coefficient de sécurité (avec séisme)

Fss=	2.085745609
Fas=	1.239102596