REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT : Aménagement et Génie Hydraulique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique

THEME DU PROJET :

ETUDE DE FAISABILITE D'UN BARRAGE SUR OUED BOUKMOURI (W.MEDEA)

PRESENTE PAR :
M^lle^ HAMOUANI Kenza

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M^r^ B.BENLAOUKLI	Maître de conférences (A)	Président
M^r^ S.TOUMI	Maître de conférences (B)	Membre
M^me^ A.ADDOU	Maître Assistante (A)	Membre
M^me^ N.SAIL	Maître Assistante (A)	Membre
M^r^ I.ZAIBAK	Maître Assistant (A)	Promoteur

Session : 2017

Dédicaces

Je dédie ce travail :

Avant tout à mes chers parents, Mohamed et Razika , Pour Tous Leurs Sacrifices Consentis A Mon

Egard Pour Que Je Réussisse.

Que dieu puisse leur accorder longue vie afin

qu'ils puissent trouver en moi toute gratitude et

l'attention voulue.

A Mes chères soeurs Sabrina, Léticia, Mélila et Chahinez.

A tous mes amis et toute ma famille de l'E.N.S.H.

Et une spéciale dédicace aux ouvragistes de la promotion 2016/2017

Remerciement

D’abord je remercie Dieu le Tout Puissant pour m’avoir permis d’accomplir dans les meilleures conditions ce travail.

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements

A Mr I .ZAIBAK (Mon promoteur) pour m'avoir guidé tout au long de ce travail de fin d’études.

A M_r F.OURARI (Ingenieur à l'ANBT) pour les efforts fournis pour m'apporter son aide.

Je tiens à remercier le président et les membres du jury qui me feront l’honneur de juger mon travail.

Je remercie beaucoup ma chère famille notamment, mère, père, soeurs .

Je remercie également tous mes professeurs qui ont contribué à ma formation, le personnel de la bibliothèque et toute la famille de l’E.N.S.H.

Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers les amis et collègues qui m’ont apporté leur support moral et intellectuel tout au long de ma démarche.

ملخص :

تدخل هذه الدراسة في إطار الحفاظ على المياه السطحية بالجزائر عامة و بولاية المدية خاصة، أين قمنا خلال هذا العمل بدراسة قابلية إنجاز سد مائي على واد بوكموري الواقع بإقليم ولاية المدية.

الدراسة المعمقة لمختلف الجوانب الجيولوجية الهيدرولوجية و الطوبوغرافية، مكنتنا من اختيار النموذج المناسب لإنجاز هذه المنشأة إضافة إلى دراسة ثباتها، أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح دقيق لمختلف العمليات الحسابية التي تشمل كل الأطوار.

Résumé:

La présente étude s'inscrit dans le cadre de la conservation des eaux superficielles en Algérie précisément dans la wilaya de Médéa, a travers ce travail, nous avons mené une étude de faisabilité d'un barrage sur Oued Boukmouri dans la wilaya concernée.

L'étude approfondie des différentes phases (géologique, hydrologique et topographique) nous a permis de choisir la variante la plus adéquate à l'implantation de cet ouvrage et de vérifier sa stabilité. En ce qui concerne la réalisation, nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract:

The present study belongs of the general topic of the superficial water resources conservation in Algeria ,precisely in the wilaya of Medea.This study devoted to the establishment of a dam on Boukmouri. The choice of the most adequate alternative to the dam construction and its stability verification were made after a deep study of the various phases (geological, hydrological and topographic). For realization we prepared an explanatory note containing the various stages of calculation.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I:Présentation de zone d'étude

Introduction: 2
I.1 Localisation : 2
I.2 Accès: 2
I.3 Critères de choix du site: 3
I.3.1 Facteurs topographiques : 3
I.3.2 Facteurs géologiques et technique: 4
I.3.3 Facteurs hydrologiques: 5
I.3.4 Facteurs géotechniques: 5
I.4 Choix de l'axe du barrage: 6
I.5 Sismicité de la région: 6
Conclusion 7

Chapitre II: Etude géologique et géotechnique de la région

Introduction: 8
II.1 Morphologie de la région du site: 8
II.2 Cadre géologique: 9
II.2.1 Géologie de la région: 9
II.2.1.1 Contexte géologique et technique: 9
II.2.1.2 Stratigraphie: 12
II.2.1.3 Unité litho-Stratigraphie: 14
II.2.2 Géologie du site du barrage et du réservoir: 16
Contexte géologique: 16
II.2.2.1 Géologie de l'axe amont: 17
II.2.2.2 Géologie de l'axe aval: 18
II.3 Travaux de reconnaissance: 18
II.3.1 Considérations générales: 18

II.3.2 Travaux de première phase: 19
II.3.3 Travaux de la deuxieme phase: 19
II.3.3.1 Travaux géophysiques: 19
II.3.4 Résultats des essais in situ: 21
II.3.4.1 Considérations générales: 21
II.3.4.2 Essai de perméabilité in situ: 21
II.3.4.3 Essais mécaniques insitu: 22
II.3.5 Résultats des essais au laboratoire: 23
II.3.5.1 Considérations générales: 23
II.3.5.2 Analyses chimiques, pétrographiques et minéralogiques: 23
II.3.6 Hydrogéologie : 26
II.3.6.1 Perméabilité : 26
II.3.6.2 Piézométrie: 27
II.3.6.3 Modèle hydrogéologique: 28
II.4 Les matériaux de construction: 28
II.4.1 Sols fins pour le noyau: 29
II.4.2 Matériaux pour les enrochements, les agrégats, les filtres et les drains: 34
II.5 Etude de sismicité: 36
II.5.1 Sismicité du nord de l'Algérie: 36
II.5.2 Sismicité de la région: 37
II.6 Paramètres utilisés pour le calcul de stabilité: 39
Conclusion 40

Chapitre III: Etude hydrologique et régularisation

Introduction: 41
III.1 Caractéristiques physico-géographiques: 41
III.1.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant: 41
III.1.2 Caractéristiques géométrique du bassin versant: 42
III.1.2.1 La surface et le périmètre du bassin versant : 42
III.1.2.2 La longueur du talweg principal: 42
III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant: 42

III.1.3.1 Indice de compacité: 42
III.1.3.2 Coefficient d'allongement: 43
III.1.3.3 Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius: 43
III.1.4 Hypsométrie du bassin versant: 45
III.1.4.1 Le relief: 45
III.1.4.2 Repartition et courbe hypsomètrique: 45
III.1.4.3 Altitude moyenne du bassin versant: 47
III.1.4.4 Pente moyenne du bassin versant: 48
III.1.4.5 Indices de pente: 49
III.1.4.6 Densité spécifique: 51
III.1.5 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant: 52
III.1.5.1 Densité de drainage: 54
III.1.5.2 Densité du thalweg élémentaire: 54
III.1.5.3 Coefficient de torrentialité: 55
III.1.5.4 Calcul du temps de concentration : 55
III.1.5.5 Vitesse de ruissellement: 57
III.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant: 58
III.2.1 Conditions climatiques: 59
III.2.1.1 Température: 59
III.2.1.2 Evaporation: 59
III.2.1.3 Les vents: 60
III.3 Etude des précipitations: 61
III.3.1 Données existantes: 61
III.3.2 Evaluation de la pluie moyenne annuelle: 63
III.3.2.1 Détermination de la pluie moyenne annuelle par la méthode des isohyètes: 63
III.3.3 Répartition des pluies moyennes mensuelle dans le bassin : 64
III.3.4 Précipitation maximales journalières: 65
III.3.4.1 Test d'homogénéité des pluies journalières maximales: 65
III.3.4.2 Ajustement des pluies maximales journalières: 66
III.3.4.2.1 Choix de la loi d'ajustement: 67
III.3.5 Pluies fréquentielles de courte durée: 71
III.4 Etude des apports: 75
III.4.1 Apport moyen annuel A_0: 75

III.4.1.1 Calcul de l'apport moyen annuel par les formules empiriques: 75
III.4.2 Variabilité de l'apport: 82
III.5 Etude des apports solides: 84
III.5.1 Détermination des apports solides par les formules empiriques: 84
III.5.2 Détermination des apports solides par analogie: 86
III.6 Etude des crues: 87
III.6.1 Calcul du débit de crue par les formules empiriques: 88
III.6.2 Hydrogramme de crue: 90
III.6.3 Choix des crues: 95
III.6.3.1 Choix de la crue du projet: 95
III.6.3.2 Choix de la crue du chantier: 96
III.6.3.3 Calcul du volume de la crue: 97
III.7 Etude de régularisation: 98
III.7.1 Répartition mensuelle de l'apport: 98
III.7.2 Répartition mensuelle des besoins: 99
III.7.2.1 Besoins en eau potable: 99
III.7.2.2 Besoins en irrigation: 99
III.7.3 Courbes topographiques: 100
III.7.4 Calcul du volume utile: 103
III.7.4.1 Méthode de Kristley -Menkel: 103
III.7.5 Laminage des crues: 106
III.7.5.1 Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993): 107
III.8 Étude d'optimisation: 121
III.8.1 Calcul de la revanche: 121
III.8.1.1 Effet des vents et vagues: 122
III.8.2 Calcul du tassement: 123
III.8.3 Calcul de la largeur en crête: 124
III.8.4 Calcul des couts: 125
III.8.4.1 Calcul du cout de la digue: 125
III.8.4.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues: 131
Conclusion 135

Chapitre IV: Etude des variantes

Introduction: 136
IV.1 Matériaux disponibles dans la zone d'emprunt: 136
IV.2 Etude comparative des variantes: 137
IV.2.1 Analyse des variantes envisageables pour le barrage : 138
IV.2.1.1 Barrage en terre homogène: 138
IV.2.1.2 Barrage en remblai zoné : 139
IV.3 Définition du profil général du barrage: 139
IV.3.1 Hauteur du barrage : 139
IV.3.2 La largeur en crête 140
IV.3.3 La longueur en crête 140
IV.3.4 Pentes des talus 140
IV.3.5 Les bermes: 141
IV.3.6 Revêtement de la crête et des talus de la digue: 141
IV.3.6.1 Talus amont: 142
IV.3.6.2 Talus aval: 143
IV.3.6.3 La crête: 143
IV.3.7 Etanchéité du barrage: 143
IV.3.7.1 Le noyau: 143
IV.3.7.2 Les drains: 146
IV.3.7.3 Les filtres: 149
IV.3.7.4 Étanchéité de la fondation: 150
IV.4 Calcul des coûts de matériaux pour différentes variantes: 150
Conclusion 151

Chapitre V: Conception détaillée de la digue

Introduction: 152
V.1 Protection des talus: 152
V.2 Dimensionnement des filtres et des drains: 153
V.2.1 Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges: 153
V.2.1.1 Construction d fuseau granulométrique: 153
V.2.1.2 Vérification de l'absence du renard dans le sol des filtres: 155
V.2.1.3 Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition): 155
V.2.2 Calcul des drains: 156
V.3 Dispositif d'étanchéité: 157
V.3.1 Noyau: 157
V.3.2 Les bermes: 157
V.3.3 Clé d'étanchéité: 157
V.3.4 Ecran parafouille: 158
V.3.5 Etude des infiltrations: 158
V.3.5.1 Tracé de la lignes de saturation: 159
V.3.5.2 Calcul du débit infiltration: 162
V.4 Etude de stabilité: 166
V.4.1 Modèle de calcul: 167
V.4.1.1 Définition du programme 167
V.4.1.2 Définition des forces appliquées à chaque tranche: 168
V.4.1.3 Classement des forces : 169
V.4.1.4 Coefficient de sécurité admissible: 170
V.4.1.5 Les paramètre géotechniques adoptés: 171
V.4.1.6 Résultats des calculs: 173
Conclusion 174

Chapitre V: Dimensionnement des ouvrages annexes

Introduction: 175
VI.1 L'évacuateur de crue: 175
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue: 176
VI.1.2 Les différents types d'évacuateurs: 176
VI.1.3 Choix de l'évacuateur de crue: 177
VI.1.4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue: 178
VI.1.4.1 Calcul du canal d'amenée: 178
VI.1.4.2 Dimensionnement du déversoir: 180
VI.1.4.3 Dimensionnement de l'auge de réception: 182
VI.1.4.4 Dimensionnement du chenal d'écoulement: 184
VI.1.4.5 Dimensionnement du coursier: 188
VI.2 Dimensionnement du bassin de dissipation: 192
VI.2.1 Calcul du débit unitaire : 192
VI.2.2 Calcul du nombre de Froude : 192
VI.2.3 Calcul de la deuxième profondeur conjuguée: 193
VI.2.4 Calcul de la longueur du bassin amortisseur: 193
VI.2.5 Dimensionnement des blocs de chicane: 193
VI.3 Dimensionnement du canal de restitution: 194
VI.4 Dimensionnement de la dérivation provisoire: 196
VI.4.1 Formes de dérivation provisoire: 196
VI.4.1.1 Galerie de dérivation : 196
VI.4.1.2 Conduite de dérivation : 196
VI.4.1.3 Canal de dérivation : 197
VI.4.2 Crue de dimensionnement: 197
VI.4.3 Dimensionnement de la galerie de dérivation: 197
VI.4.3.1 Calcul hydraulique de la galerie: 197
VI.5 Dimensionnement de la prise d'eau: 201
VI.5.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau: 201
VI.5.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre: 202

VI.5.3 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite: 202
VI.6 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange: 202
VI.6.1 Calcul du débit de vidange: 203
VI.6.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre: 203
VI.6.3 Correction de coefficient de débit: 204
Conclusion 205

Chapitre V: Organisation de chantier

Introduction: 206
VII.1 Organisation et techniques de préparation: 206
VII.2 Travaux d'installation du chantier: 207
VII.2.1 Installations destinées au personnel : 207
VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux : 207
VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins : 207
VII.2.4 Installation destinée pour la préfabrication : 207
VII.2.5 les moyens de chantier : 207
VII.2.5.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier: 208
VII.3 Travaux de réalisation: 209
VII.3.1 Travaux de terrassements: 209
VII.3.2 Travaux d'excavations: 209
VII.3.3 Travaux secondaires 209
VII.4 Moyens du chantier: 210
VII.4.1 Moyens humains: 210
VII.4.2 Les engins de terrassement: 210
VII.4.3 Le matériel des bétonnages: 211
VII.5 Planification: 211
VII.5.1 Définition: 211
VII.5.2 Techniques de la planification: 211
VII.5.2.1 Méthodes basées sur le réseau: 212
VII.6 Programme de travaux: 215
VII.6.1.1 Détermination des chemins critiques : 217
VII.7 Devis estimatif: 217

Conclusion.....217

Conclusion générale

Liste des figures

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Figure I. 1 Localisation des deux axes d'étude pour le barrage de Boukmouri (Image extraite de Google). 3
Figure I. 2 Délimitation des bassin versants des deux axes amont et aval de Boukmouri sur les deux cartes d'état major Ksar El Boukhari NI-31-XXI-2 OUEST Theniat el Had NI-31-XXI-1 EST au 1/50 000). 5
Figure I. 3 Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99 version 2003). 6

Chapitre I:Etude géologique et géotechnique

Figure II. 1 Encadrement géomorphologique du site indiquant les zones de reliefs montagneux (Mo) et de pénéplaine (Source :image extraite de Google)..... 8
Figure II. 2 Carte géologique de la région. Extrait de la Carte Géologique de l'Algérie – Éch. 1/50000ème, feuille nº 135 de Derrag (ancien Letourneux, 1965) ,(Source A.N.B.T)..... 10
Figure II. 3 Légende de la Carte Géologique de l'Algérie – Éch. 1/50000ème, feuille nº 135 de Derrag (ancien Letourneux, 1965) 11
Figure II. 4 – Corrélation entre les vitesses sismiques et les types de terrains de fondation des ouvrages 20
Figure II. 5 Aspect des argiles de l'unité Taf dans un talus abrupt en rive droite de l'oued, au droit de l'axe aval (Source : groupement du bureau d'étude Cenor -Becata)..... 30
Figure II. 6: Occurrences de concrétions carbonatées dans les argiles de l'unité Taf (Source : groupement du bureau d'étude Cenor -Becata). 31
Figure II. 7: Aspect de la composition du matériau graveleux provenant de l'ouverture du puits P113 (Source : groupement du bureau d'étude Cenor -Becata)..... 32
Figure II. 8: Localisation des sites de carrière d'enrochement à l'amont de la retenue. Légende : CE – carrière étudiée ; CE_1 banc de grès exploitable.(Source : image extraite de google)..... 33
Figure II. 9: Production d'agrégats calcaires dans la carrière de Boughezoul Source : groupement du bureau d'étude Cenor -Becata). 36
Figure II. 10 Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99 version 2003) 37

Chapitre I:Etude hydrologique et régularisation

Figure III. 1 Courbes de niveau du bassin versant. 46
Figure III. 2 Courbe et répartition hypsométrique du bassin versant. 47
Figure III. 3 Réseau hydrographique du bassin versant sur Oued Boukmouri avec la classification du cours d'eau principal..... 53

Figure III. 4 Températures mensuelles moyennes sur la période 1994-2013 (station Médéa) (Source ONM). 59
Figure III. 5 Evaporations mensuelles sur la période 1994-2013 (station de Médéa) (Source ONM) 60
Figure III. 6 Moyennes mensuelles de la vitesse des vents sur la période 1994-2014 (station de Médéa) (Source ONM). 61
Figure III. 7 Stations pluviométriques et météorologique considérées dans l'étude 62
Figure III. 8 Carte des Isohyètes de Oued Boukmouri Ech: 1/ 500 000.(source ANBT) 64
Figure III. 9 Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles. 65
Figure III. 10 Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance). 69
Figure III. 11 Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton (Maximum de vraisemblance). 70
Figure III. 12 Courbe Précipitation -Durée -Fréquence. 73
Figure III. 13 Courbe Intensité -Durée-Fréquence 74
Figure III. 14 Courbes et équations pour la détermination du coefficient d'écoulement en fonction de la pluie moyenne annuelle du bassin versant (Source :A.N.B.T) 78
Figure III. 15 La représentation graphique de l' hydrogramme de crue(Sokolovsky) pour les différentes périodes de retour. 94
Figure III. 16 Hydrogramme de crue pour une fréquence de 0.01%. 96
Figure III. 17 L'hydrogramme de crue pour une période de retour de 50ans. 97
Figure III. 18 Courbes (Capacité -Hauteur),(Surface-Hauteur) 102
Figure III. 19 Laminage à travers un barrage. 109
Figure III. 20 Evacuateur à surface libre. 110
Figure III. 21 Courbe caractéristique de cuvette. 113
Figure III. 22 Hydrogrammes de crues d'entrée et de sortie (b=20m). 115
Figure III. 23 Hydrogrammes de sorties. 120
Figure III. 24 Courbe d'optimisation des couts en fonction de la largeur du déversoir. 134

Chapitre IV:Etude des variantes

Figure IV. 1 Coupe transversale d'une digue homogène. 138
Figure IV. 2 Coupe transversale d'une digue zonée. 139
Figure IV. 3 Schématisation d'un prisme de drainage. 146
Figure IV. 4 Schématisation d'un tapis de drainage. 148
Figure IV. 5 Schéma d'un drain vertical 149

Chapitre V:Conception détaillée de la digue

Figure V. 1 Schématisation du dispositif d'étanchéité de la fondation. 158
Figure V. 2 : Schéma explicatif de la ligne de saturation. 161
Figure V. 3 abaque de Casagrande. 161

Figure V. 4 Résultat pour le cas de Fin de construction avec séisme 173
Figure V. 5 Résultat pour le cas de retenue pleine 174
Figure V. 6 Résultat pour le cas de vidange rapide 174

Chapitre VI:Dimmensionnment des ouvrages annexes

Figure VI. 1 Schéma représentatif d'un évacuateur de crue latéral. 178
Figure VI. 2 Les coordonnées du profil du déversoir de type Creager. 181
Figure VI. 3 Les coordonnées du profil du déversoir. 182
Figure VI. 4 Schématisation de l'auge de réception. 182
Figure VI. 5 Calcul de la ligne d'eau dans l'auge de réception..... 184
Figure VI. 6 Représentation graphique de la ligne d'eau dans le coursier. 191
Figure VI. 7 Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation de type II (Source "design of small dams")..... 193

Chapitre VII:Organisation de chantier

Figure VII. 1 Réseau à noeuds. 216

Liste des tableaux

Chapitre I:Etude géologique et géotechnique

Tableau II. 1 Échelle stratigraphique et unités lithologique de la région (Source ANBT). 13
Tableau II. 2: Résultats des essais géotechniques. 25
Tableau II. 3: Coefficients d'accélération (RPA99/version 2003). 38
Tableau II. 4 Paramètres géotechniques obtenues pour le calcul de stabilité. 39

Chapitre I:Etude hydrologique et régularisation

Tableau III. 1 Surfaces partielles entres les différentes courbes de niveau. 47
Tableau III. 2 Surfaces moyennes du bassin versant. 48
Tableau III. 3 Tableau récapitulatif des résultats précédents. 48
Tableau III. 4 Calcul de la pente moyenne du bassin versant. 49
Tableau III. 5 Classification O.R.S.T.O.M 5 (type de relief) 50
Tableau III. 6 Calcul de l'indice de pente de roche. 50
Tableau III. 7 Classification de l'O.R.S.T.O.M (type de relief) 51
Tableau III. 8 Tableau récapitulatifs des temps de concentration. 57
Tableau III. 9 Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant. 58
Tableau III. 10 Températures mensuelles moyennes sur la période 1994-2013 (Station Médéa). 59
Tableau III. 11 mensuelles sur la période 1994-2013 (station de Médéa) 60
Tableau III. 12 Moyennes mensuelles de la vitesse des vents sur la période 1994-2014 (station de Médéa). 61
Tableau III. 13 Coordonnées et codes des stations pluviométriques. 62
Tableau III. 14 Calcul de la pluie par la méthode isohyète. 63
Tableau III. 15 Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles. 64
Tableau III. 16 Caractéristiques de la série des pluies maximales journalières. 66
Tableau III. 17 Résultats d'ajustement par la loi de Gumbel. 68
Tableau III. 18 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence. 71
Tableau III. 19 Pluies de courtes durées en fonction du temps. 71
Tableau III. 20 intensités des pluies en fonction du temps. 71
Tableau III. 21 Calcul de la lame d'eau par les iso lignes. 79
Tableau III. 22 séries pluviométriques utilisées sur le bassin versant d'Oued Deurdeur. 80
Tableau III. 23 Application de la méthode de Thiessen sur le bassin versant d'Oued Deurdeur (Source ANBT). 80
Tableau III. 24 Récapitulatif de l'apport moyen interannuel. 81
Tableau III. 25 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel. 82

Tableau III. 26 Carartéristiques de l'écoulement. 83
Tableau III. 27 Volumes morts pour différentes durées d'exploitation. 87
Tableau III. 28 : Résultats de calculs des débits de crues par les différentes méthodes. 89
Tableau III. 29 Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour. 91
Tableau III. 30 Crue de projet recommandée. 95
Tableau III. 31 Répartition mensuelle de l'apport. 98
Tableau III. 32 Distribution mensuelle du volume de l'eau pour approvisionnement urbain de la retenue du barrage de Boukmouri. 99
Tableau III. 33 Distribution mensuelle du volume de l'eau pour irrigation de la retenue du barrage de Boukmouri. 99
Tableau III. 34 Coordonnées des courbes Hauteurs- Surface -Capacité. 100
Tableau III. 35 Détermination de la période d'étiage. 104
Tableau III. 36 Calcul de la composante interannuelle par la méthode de Kristley -Menkel. 105
Tableau III. 37 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue. 110
Tableau III. 38 Calcul de la courbe caractéristique du barrage. 115
Tableau III. 39 Calcul de l'hydrogramme laminé 113
Tableau III. 40 Calcul de l'hydrogramme laminé pour les déférentes largeurs du déversoir 117
Tableau III. 41 Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum. 121
Tableau III. 42 Variation de la hauteur du barrage en fonction de la largeur deversante. . 124
Tableau III. 43 Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes. 124
Tableau III. 44 Calculs des volumes de la digue. 126
Tableau III. 45 Cout de la digue 130
Tableau III. 46 Récapitulatif du calcul du cout du canal d'approche. 133
Tableau III. 47 Cout total de la retenue. 133

Chapitre IV:Etude des variantes

Tableau IV. 1 Tableau récapitulatif des zones d'emprunt. 136
Tableau IV. 2 Tableau comparatif des différentes variantes. 137
Tableau IV. 3 Valeurs indicatives des fruits de talus (élaboré par CEMAGREF). 141
Tableau IV. 4 Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p. 142
Tableau IV. 5 Épaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague. 143
Tableau IV. 6 Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation. 144
Tableau IV. 7 Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage. 145
Tableau IV. 8 Caractéristiques du noyau. 146
Tableau IV. 9 Récapitulatif de calculs des volumes et des couts des dernières variantes étudiées. 151

Chapitre V:Conception détaillée de la digue

Tableau V. 1 Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap. 153
Tableau V. 2 Diamètres du sols à partir de la courbe granulométrique moyenne. 154

Tableau V. 3 Dimensions du noyau. 157
Tableau V. 4 Caractéristiques des risbermes..... 157
Tableau V. 5 Caractéristiques de la clé d'étanchéité. 158
Tableau V. 6 Coordonnées de la parabole de KOZENY: 160
Tableau V. 7 : Débit de fuite à travers la digue..... 163
Tableau V. 8 Débit d'infiltration à travers la fondation..... 164
Tableau V. 9 Classification des barrages. 164
Tableau V. 10 Gradient admissible à travers le remblai terreux 165
Tableau V. 11 Gradient d'infiltration admissible en fonction de la nature du sol..... 165
Tableau V. 12 Coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage. 166
Tableau V. 13 Présentation de l'interface du logiciel..... 168
Tableau V. 14 Valeur du coefficient de sécurité admissible..... 170
Tableau V. 15 Paramètres géotechniques utilisés. 171
Tableau V. 16 Résultats du coefficient de sécurité pour chaque cas de fonctionnement... 173

Chapitre VI:Dimmensionnment des ouvrages annexes

Tableau VI. 1 Calcul de l'auge de réception..... 183
Tableau VI. 2 Calcul de la cote de la ligne d'eau dans l'auge de réception..... 184
Tableau VI. 3 Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement..... 186
Tableau VI. 4 Calcul itératif de la hauteur normale dans le coursier..... 189
Tableau VI. 5 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier par la méthode d'intégration indirecte 190
Tableau VI. 6 Calcul des hauteurs du mur bajoyer dans le coursier. 191
Tableau VI. 7 Calculs des dimensions des blocs de chicane. 194
Tableau VI. 8 Calcul du coefficient du débit. 199
Tableau VI. 9 Le débit évacué en fonction du diamètre de la conduite. 199
Tableau VI. 10 Calcul de la hauteur de l'eau en fonction du temps..... 200
Tableau VI. 11 Résultats du laminage. 200
Tableau VI. 12 : récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau..... 201

Chapitre VII:Organisation de chantier

Tableau VII. 1 Liste , symbole et durée des opérations: 215
Tableau VII. 2 Devis estimatif de l'évacuateur de crue..... 217
Tableau VII. 3 Devis estimatif de la digue..... 217
Tableau VII. 4 Devis estimatif de la galerie de dérivation et prise d'eau..... 218
Tableau VII. 5 Tableau récapitulatif des volumes et couts 219
Tableau VII. 6 Indices de rentabilité et d'efficacité.....219

Liste des planches

Planche 01: Vue en plan de l'aménagement.

Planche 02: Evacuateur de crue.

Planche 03: Profil type de la variante choisie

Planche 04: Profil en long de la coupe longitudinale

Planche 05: Coupe géologique

Planche 06: Vue en plan de la vidange de fond.

Planche 07: Calcul de stabilité**.**

Planche 08: Planning des travaux d'exécution**.**

Introduction générale

Introduction générale:

L'eau devient de plus en plus rare, à travers le monde. Cette situation devient alors une source de conflit entre des Etats. Pour assurer son indépendance et garantir ses besoins en ressource hydriques, l'Algérie a déjà pris très au sérieux cette problématique.

Ainsi, l'Algérie veut se prémunir contre la rareté des ressources hydriques. Elle prévoit la construction de 30 barrages, pour l'échéance 2015-2019 pour augmenter ses capacités de réserves en eau, les capacités de stockage de l'Algérie devront augmenter de 1,5 milliard de mètres cubes. L'Algérie dispose actuellement de 75 barrages opérationnels pour une capacité globale estimée à 7 milliards de m^3 . Ce volume sera porté à la hausse sous peu, avec la livraison en 2019 de plusieurs barrages en construction ,répartis à travers plusieurs régions du pays.

Avec l'achèvement de ces infrastructures en cours de réalisation, les réserves en eau du pays avoisineront la barre des 9 milliards de m^3. ,Tous opérationnels. Mais le plan de réalisation de barrages est déjà dessiné, par les responsables des Ressources en eau. Puisqu'on prévoit déjà d'atteindre 139 à l'horizon de 2030, pour une capacité minimale de 12 milliards de mètres cubes.

Il faut dire que depuis presque une décennie, l'Algérie, aidé par une aisance financière historique, 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.

Les responsables ressource en eau ont recensé 80 sites pour la réalisation de nouveaux barrages dont 30 ayant fait l'objet d'étude de faisabilité . Le barrage de Boukmouri fait partie de ces sites probables pour la construction d'un barrage .

Cette étude vise à déterminer la faisabilité technique du projet et de procéder à des estimations des couts et puis comparer et d'identifier les aléas de réalisation pour chaque variante ,cela suppose au préalable des travaux de reconnaissances géologiques et géotechnique ,des données hydrologiques ,climatiques et topographiques du site.

Pour une étude structurée et aboutissant, nous avons organiser ,ce travail suivant des chapitres successifs et complémentaires ayant une certaines continuité .

On a commencé avec une présentation générale de la région dans un premier chapitre .Le second chapitre a été consacré à l'étude géologique et géotechnique du site .Un troisième chapitre fera objet d'une étude hydrologique complète suivie d'un quatrième chapitre traitant deux variantes envisageables de réaliser et aboutissant à une variante meilleure du point de vue technico- économique, Cette variante à été étudiée et dimensionnée dans un prochain chapitre .

Le sixième chapitre contient le dimensionnement des différents ouvrages annexes in dispensables pour le fonctionnement du barrage.

En fin le dernier chapitre concernant l'organisation de chantier qui dictera les les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques de construction m ais aussi, un devis estimatif à été élaboré pour avoir un aperçu sur le montant du projet.

Chapitre I:

Présentation de la zone d'étude

Introduction:

Pour la réalisation d'un barrage, il est primordial de connaitre les conditions topographiques ,géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

L'étude nous impose plusieurs variantes de choix des axes d'implantation du barrage, on devra choisir la meilleure solution du point de vue économique et technique.

I.1 Localisation :

Le site du barrage est situé sur l'oued BOUKMOURI à proximité du village de SEBT AZIZ à environ 23 km à l'ouest de KSAR EL BOUKHARI, Daira de AZIZ, commune d'AZIZ dans la wilaya de Médéa, L'oued BOUKMOURI est un affluent du Cheliff. Les Coordonnées du site UTM sont les suivantes :

X= 454 725m. Y= 3 966 222m . Z= 824,0m (Cartes : Ksar El Boukhari NI-31-XXI-2 OUEST AU 1/50 000, Theniat el Had NI-31-XXI-1 EST au 1/50 000).

I.2 Accès:

Sur la Route Nationale N°1 Alger-Djelfa, au niveau de la ville de Ksar El Boukhari, prendre à droite le chemin de wilaya CW19 qui mène vers le village de Sebt Aziz. Et à 05 km avant Sebt Aziz, prendre le chemin de droite qui conduit vers la ville de Derrag, le site est situé à 500 m de l'embranchement.

Figure I. 1 Localisation des deux axes d'étude pour le barrage de Boukmouri (Image extraite de Google).

I.3 Critères de choix du site:

Le choix du site se fait en tenant compte de plusieurs paramètres, notamment les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques et une cuvette dans lequel l'eau sera mobilisée.

I.3.1 Facteurs topographiques :

La région présente deux types distincts de relief : un relief montagneux et un relief de pénéplaine, la plus grande partie du bassin versant se situent entre les altitudes 805m et 1706mNGA.

À l'amont de la cuvette le relief est accidenté avec quelques escarpements rocheux : la vallée est ample et les versants sont raides et très raides, étant creusés par quelques thalwegs profonds. L'évolution du modelé du terrain dans cette région a été contrôlée par la structure et dureté du massif rocheux.

Dans la zone de la cuvette, où le substratum est fondamentalement marneux, la vallée est ample avec le fond plat et large de quelques centaines de mètres et les flancs peu inclinés. Les flancs sont sillonnés par des rares talwegs peu profonds qui débutent en haut par un dense réseau de ravines, où l'érosion régressive est assez accentuée.

I.3.2 Facteurs géologiques et technique:

Le site du barrage est situé dans une vaste zone de formations sédimentaires allochtones (nappe) du Crétacé Supérieur, Paléogène et Néogène. D'après l'esquisse tectonique, présentée dans la carte géologique de Derrag, ces formations de la nappe appartiennent à l'unité tectonique IIa. Ces formations allochtones surmontent les formations autochtones (anté-nappe) du Miocène inférieur.

I.3.3 Facteurs hydrologiques:

L'Oued Boukmouri est un affluent du Cheliff , nous avons deux axes probables, la (figure I.2) représente la délimitation des bassin versant des deux axes d'étude, amont et aval ,les superficies sont respectivement 128 km^2 et 130.2 km^2.

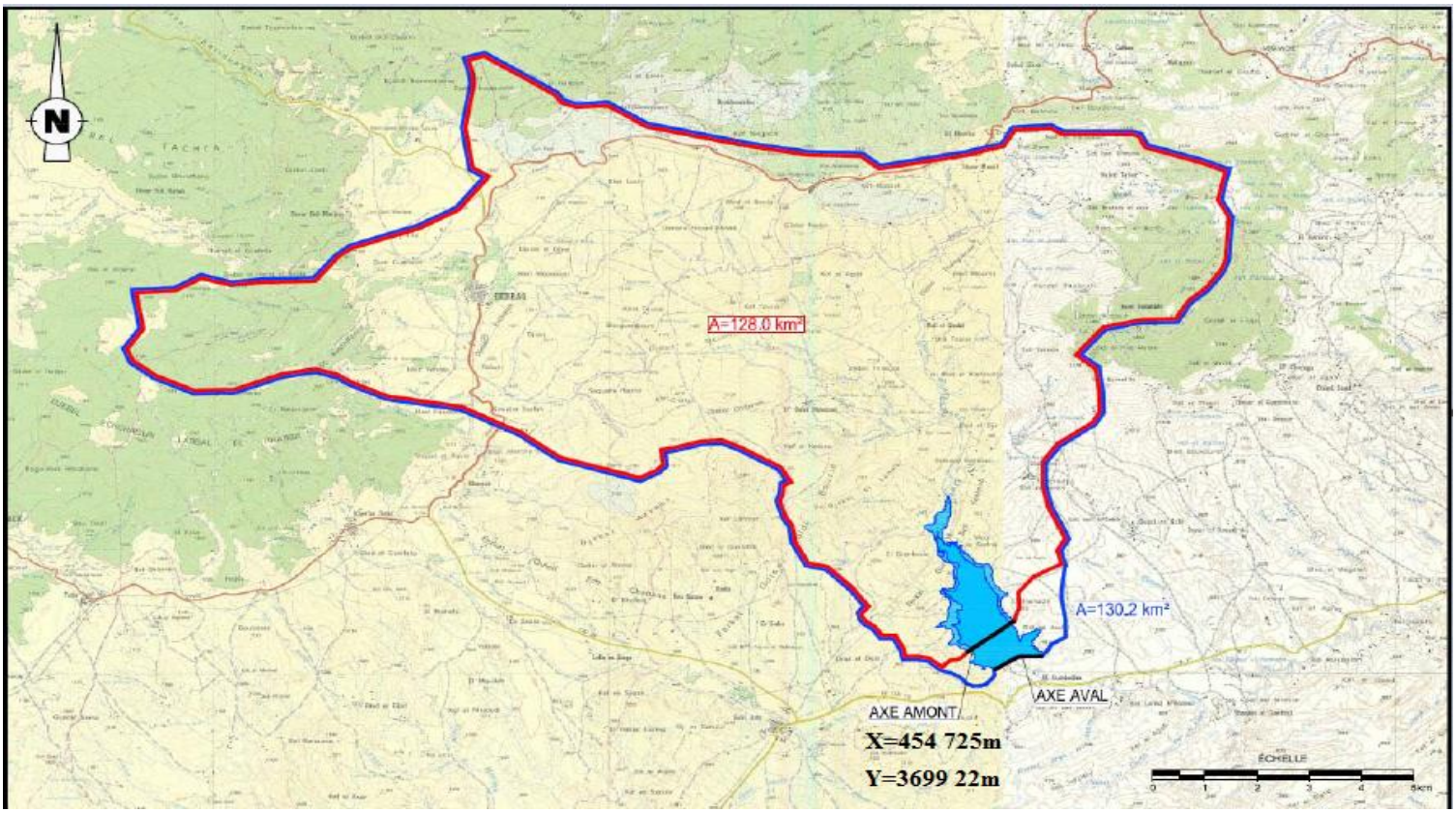


Figure I. 2 Délimitation des bassin versants des deux axes amont et aval de Boukmouri sur les deux cartes d'état major Ksar El Boukhari NI-31-XXI-2 OUEST Theniat el Had NI-31-XXI-1 EST au 1/50 000).

I.3.4 Facteurs géotechniques:

D'après les travaux de prospection réalisés et la reconnaissance géologique de surface nous pouvons affirmer l'existence de zones d'emprunt à proximité du site du barrage ,ces zones d'emprunt contiennent les matériaux convenables pour la construction d'un barrage en terre, notamment , les sols fins ,les matériaux pour les recharges ,les matériaux pour les filtres et les drains ,les agrégats pour la fabrication du béton ainsi que des enrochement de protection.

I.4 Choix de l'axe du barrage:

Le choix de l'axe du barrage pour la réalisation d'un ouvrage doit répondre aux meilleures conditions techniques et économiques. Pour cela, on s'est basé essentiellement sur les connaissances des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

Parmi les critères déterminants pour le choix d'un site d'une retenue collinaire, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera emmagasinée dans la retenue.
- Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume d'un remblai minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des conditions topographiques, nous avons choisi l'axe amont qui est meilleur de point de vu économique .

I.5 Sismicité de la région:

La Wilaya de Médéa est située dans l'Atlas du Tell, dans une région avec une activité sismique faible à moyenne. D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003), la Wilaya de Médéa est classée zone " IIa ", c'est-à-dire, une zone à moyenne sismicité.

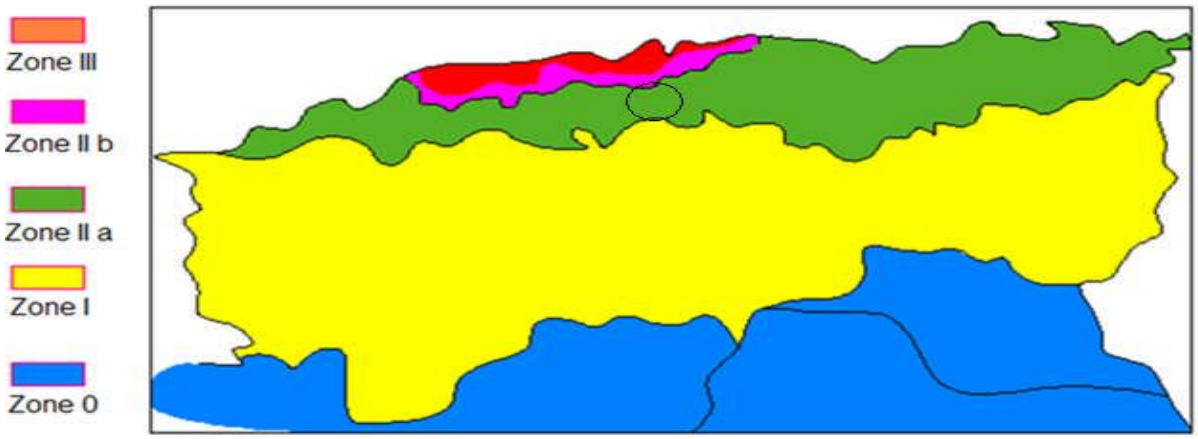


Figure I. 3 Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99 version 2003).

Conclusion:

D’après les travaux exécutés sur le site du future barrage Boukmouri, nous constatons qu'il s'agit bien d'un site favorable à la construction d'un barrage, vu que les conditions topographiques géologiques et géotechniques sont bien réunies pour l’implantation de la digue et ses ouvrages annexes.

Chapitre II:

Etude géologique et géotechnique

Introduction:

Le présent chapitre fait la présentation des études géologiques, géotechniques et de sismicité du site du barrage qui sont à la base du développement de l'étude de faisabilité du barrage Boukmouri, situé dans la wilaya de Médéa.

Le rapport de ces études effectué par le Groupement de bureau d'études **CENOR - Consultores,** et **BECATA** , présente les conditions géologiques et géotechniques du projet, ainsi la tectonique et les principales caractéristiques hydrogéologiques des formations.

II.1 Morphologie de la région du site:

Du point de vue de la géomorphologie, la région présente deux types distincts de relief : un relief montagneux et un relief de pénéplaine. Le relief montagneux, façonné par l'érosion différentielle, reflète en détail la structure géologique du massif rocheux rigide. Dans les formations marneuses, tendres et ductiles, la structure du massif n'est pas apparente ou elle est cachée par les terrains de couverture. Parfois, dans les zones plus accidentées de la rive gauche, la structure géologique peut être observée à l'aide des affleurements des couches dures intercalées dans les marnes.

Le site du barrage et de la cuvette se localise presque totalement dans la pénéplaine et le relief montagneux encercle le site au Nord, Ouest et Sud (voir la figure II .1).

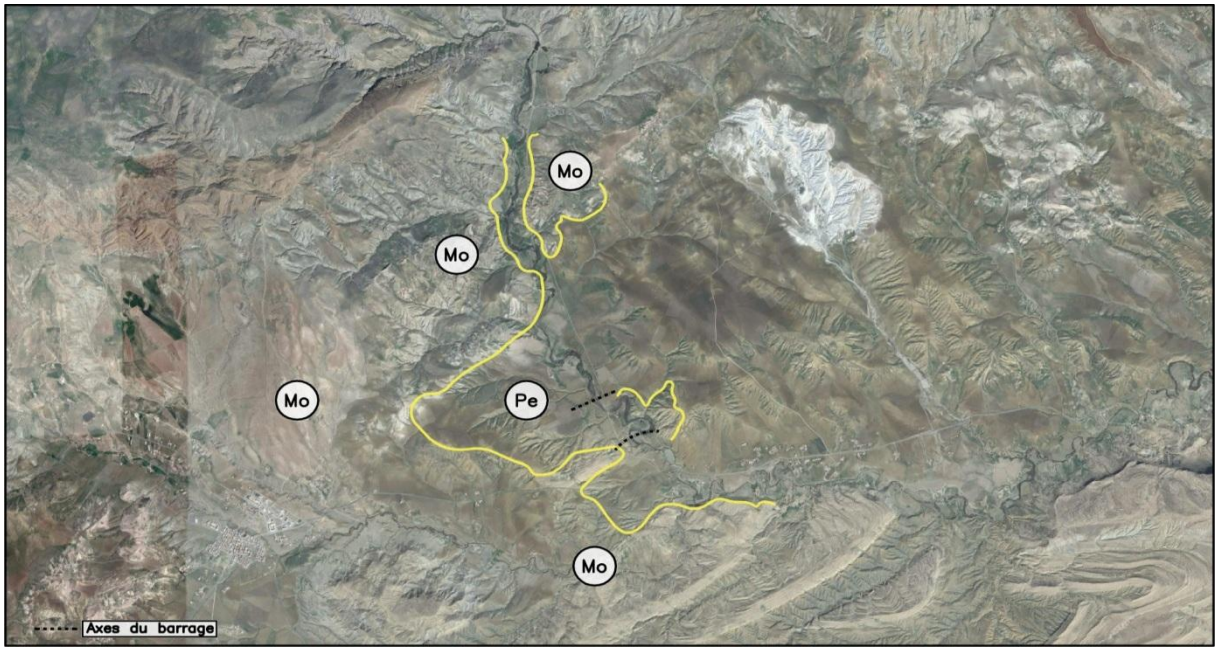


Figure II. 1 Encadrement géomorphologique du site indiquant les zones de reliefs montagneux (Mo) et de pénéplaine (Source :image extraite de Google).

La pénéplaine s'étend vers l'Est du site dans les terrains marneux de l'Éocène moyen. Il s'agit d'un relief ondulé, avec une plaine alluvial ample et des versants réguliers et peu inclinés, aux pieds desquels s'accumulent dépôts d'épandage peu épais. Les interfluves sont peu marqués, aplatis et arrondis et couverts par une haute terrasse du Quaternaire ancien au-dessus de la cote 900 m.

Les reliefs résiduels dans la pénéplaine sont rares et se rapportent aux abrupts de la terrasse intermédiaire à mi-hauteur du versant droit et à la formation gréseuse de l'Oligocène qui se trouve d'un côté et d'autre de la vallée un peu à l'aval des axes du barrage.

Dans la partie supérieure des flancs de la vallée quelques dizaines de mètres au-dessus du NRN de la retenue, on observe des zones plus raides avec des réseaux dendritiques très dense de ravines assez prononcées dus à l'érosion fluviatile accentuée et agressive. Ces ravinements se concentrent en thalwegs profonds qui descendent les versants jusqu'au lit de crues de l'oued. Dans l'image Google de la (figure II.2) on observe nettement les types de relief et les zones de ravinement qui bordent le site.

En ce qui concerne les caractéristiques du réseau hydrographique principal incisé dans les formations autochtones et allochtones (anté-nappe et nappe), on signale les aspects suivants :

1. Dans la zone montagneuse au Nord du site, l'oued Boukmouri et le réseau hydrographique complémentaire s'organisent selon deux directions structurelles obliques, N-S et NE-SE ;
2. Dans la pénéplaine, la vallée de l'oued Boukmouri et les vallées d'autres cours d'eau secondaires sont alignées parallèlement selon la direction NNW-SSE ;
3. L'ensemble de ces cours d'eau convergent à l'aval dans la vallée principale orientée selon WSW-ENE de section ample et asymétrique limitée au sud par une barrière de formations gréseuses de l'Oligocène résistantes, très plissées et décrochées par contacts anormaux qui ne sont pas mis en évidence par la cartographie géologique dans les terrains marneux ductiles du côté Nord.

II.2 Cadre géologique:

II.2.1 Géologie de la région:

II.2.1.1 Contexte géologique et technique:

Le site du barrage est situé dans une vaste zone de formations sédimentaires allochtones (nappe) du Crétacé Supérieur, Paléogène et Néogène. D'après l'esquisse tectonique, présentée dans la carte géologique de Derrag, ces formations de la nappe appartiennent à l'unité tectonique IIa. Ces formations allochtones surmontent les formations autochtones (anté-nappe) du Miocène inférieur.

Un extrait de la carte géologique de la région est présenté dans la (figure II.2) .

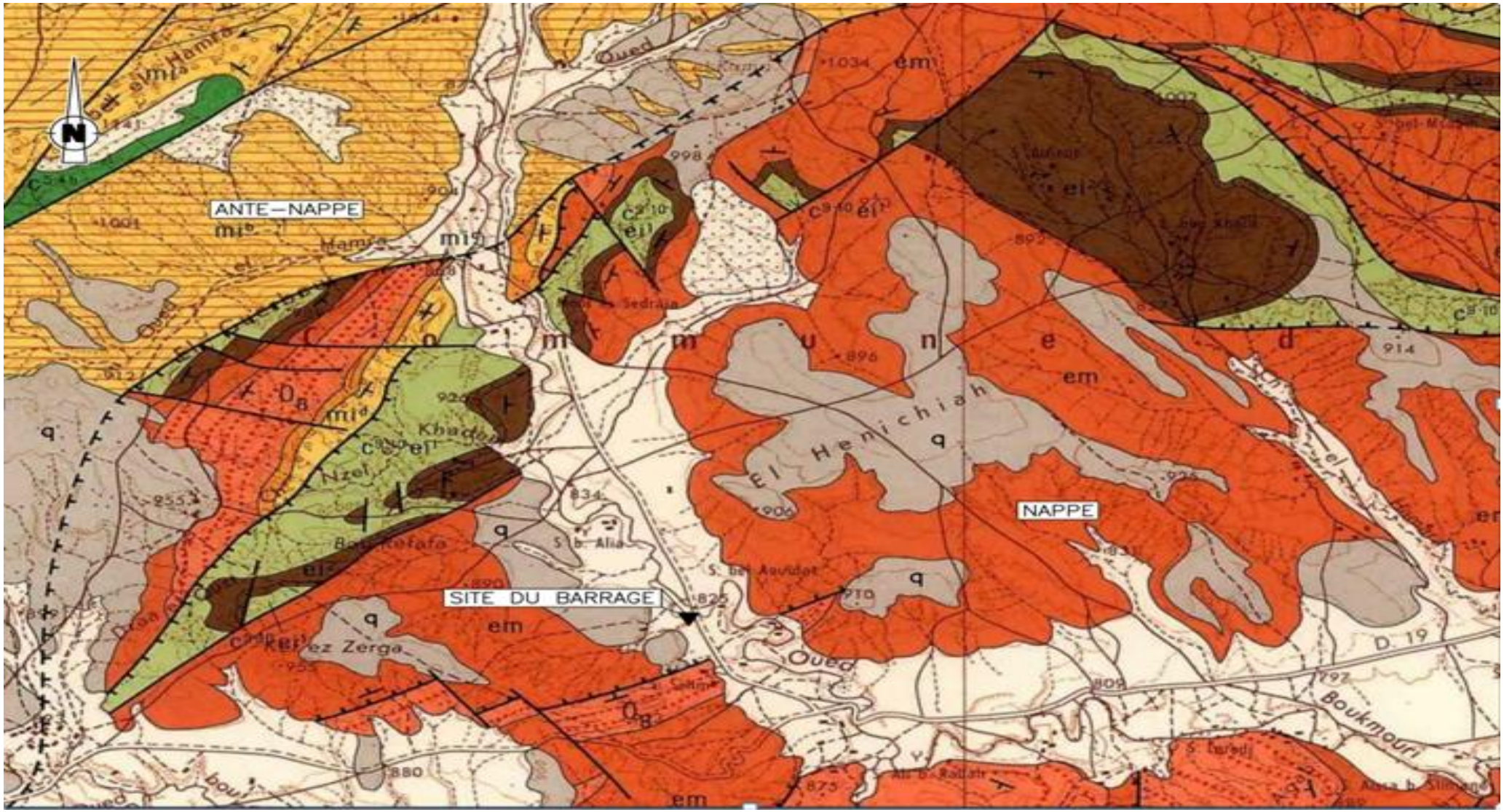


Figure II. 2 Carte géologique de la région. Extrait de la Carte Géologique de l'Algérie – Éch. 1/50000ème, feuille nº 135 de Derrag (ancien Letourneux, 1965) ,(Source A.N.B.T).

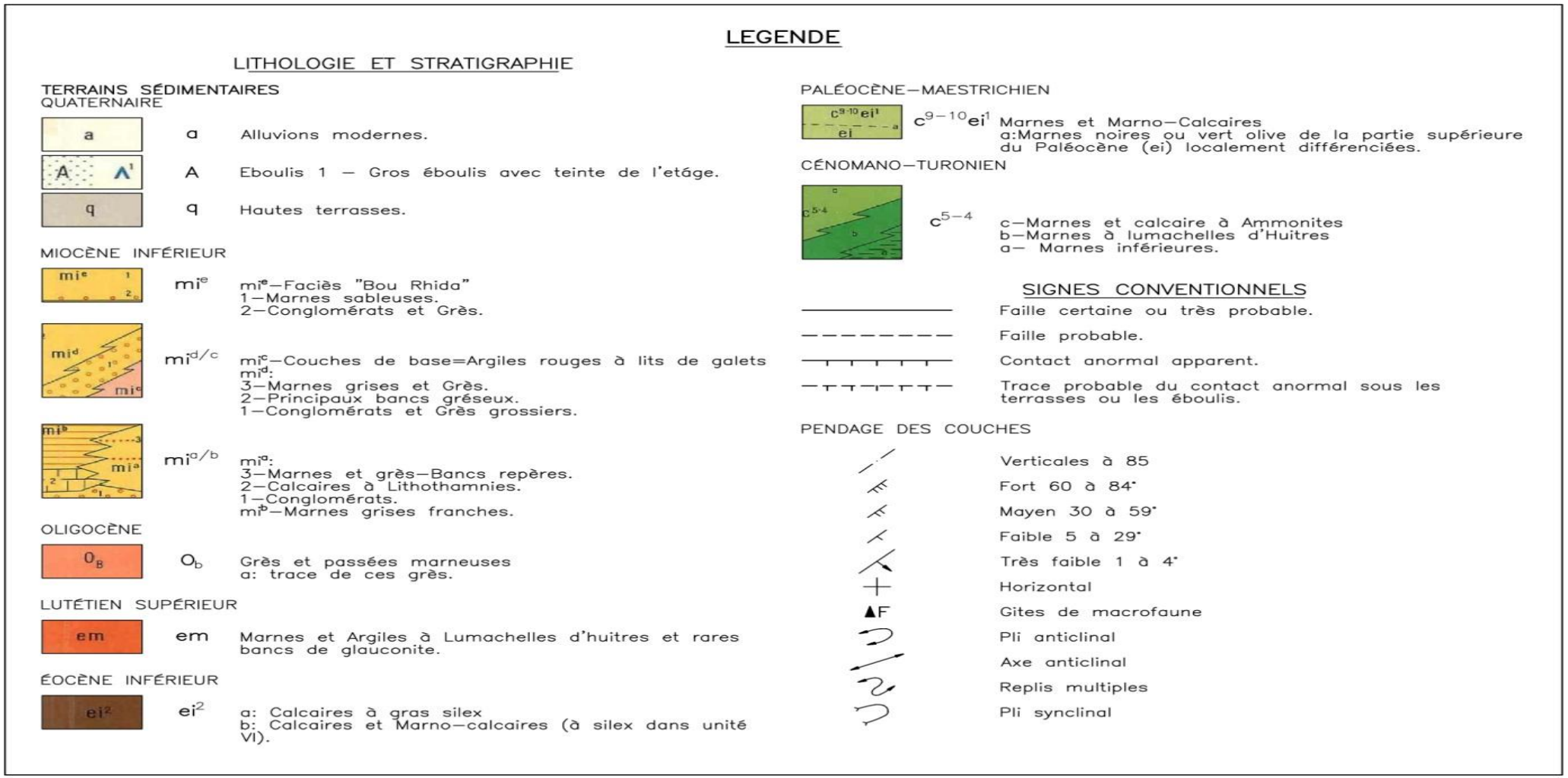


Figure II. 3 Légende de la Carte Géologique de l'Algérie – Éch. 1/50000ème, feuille nº 135 de Derrag (ancien Letourneux, 1965)

(Source ANBT)

Le Quaternaire qui figure dans cette carte géologique comprend les alluvions modernes du fond de la vallée, qui englobent les alluvions, la basse terrasse et la terrasse intermédiaire, les éboulis, présents dans quelques pieds de versant, et les hautes terrasses qui couvrent les sommets arrondis au-dessus de la cote 900 m environ.

II.2.1.2 Stratigraphie:

L'échelle litho-stratigraphique qui se présente dans le tableau II.1 a été établie pour les dépôts quaternaires et les formations des nappes et anté-nappe du Tertiaires et du Secondaires, de la région (Source ANBT).

Dans cette étude, le Quaternaire a été divisé de la manière suivante:

- Le Quaternaire actuel comprend les alluvions et les colluvions modernes, du lit majeur de l'oued et de couverture des versants ;
- Le Quaternaire récent correspond à la basse terrasse qui couvre le fond de la vallée d'un côté et d'autre du lit majeur de l'oued ;
- Le Quaternaire ancien est représenté par des lambeaux de terrasses intermédiaires situées à mi-hauteur des versants et par la haute terrasse au sommet des versants.

Les éboulis de pente cartographiés dans la queue de la cuvette ont été considérés de la base du quaternaire récent.

Au droit du site, le substratum allochtone (nappe) est constitué de roches sédimentaires marno-gréseuses qui appartiennent principalement à l'Éocène moyen (em – Lutétien supérieur) et à l'Oligocène (O_B), étant l'Éocène plus marneux et l'Oligocène plus gréseux.

À l'amont affleurent aussi la série de calcaires et marno-calcaire de l'Éocène inférieur ei^2, Paléocène ei^1 et Crétacé supérieur (Maestrichien, C^{9-10}). La queue de la cuvette atteint encore les terrains autochtones du Miocène inférieur mi^{ab} composés de marnes, grès, calcaires et conglomérats.

Le substratum au site est représenté par :

- Une succession très épaisse de marnes grises, plus ou moins sableuses, avec quelques bancs de grès et grès marneux intercalés avec des épaisseurs de l'ordre de deux mètres (em) ;
- Une formation gréseuse et marno-gréseuse datée de l'Oligocène (O_B).

Comme il est indiqué dans la carte géologique au 1/50 000ème (Figure II.2), la limite du côté Nord entre les marnes de l'Éocène et le toit du banc de grès de l'Oligocène est un contact anormal. Du point de vue stratigraphique, l'Oligocène a été chevauché par l'Éocène. Du côté Sud les marnes éocènes apparaissent sous les grés de l'Oligocène, en succession stratigraphique normale.

L'Oligocène se présente sous deux forme distinctes d'un côté et d'autre de la vallée. Du côté de la rive droite apparaît une formation gréseuse à passées de marnes, plus massive et résistante, suivie en haut par une alternance de marnes et grès verdâtres à glauconite. Cette formation présente une structure régulière avec un pendage de 30ºN. Du côté de la rive gauche affleure une séquence marno-gréseuse constituée d'une alternance de couches épaisses de grès et des marnes avec une structure assez perturbée du point de vue tectonique, étant fortement plissée et faillée. Dans cette étude géologique on a désigné par G la formation de de la rive droite et par MG la formation de la rive gauche.

Au N et NW du site, dans la zone de relief montagneux, apparaissent, les formations allochtones (nappe) empilées par des successifs chevauchements rejetés par des failles : d'abord la série du Crétacé supérieur, Paléocène et l'Éocène inférieur et puis la série de l'Éocène moyen, Oligocène et Miocène inférieur. La queue de la cuvette se trouve déjà dans les formations autochtones du Miocène inférieur (anté-nappe).

Tableau II. 1 Échelle stratigraphique et unités lithologique de la région (Source ANBT).

Ère	Période	Système	Série		Age	Étage, autres		Unités lithologiques et litlologies	
								Symb.	Description
CENOZOIQUE	QUATERNAIRE	Antropogène	Holocène		Actuel	a	Alluvions et colluvions modernes	**s**	Couverture alluvionnaire: sable fin limoneux, lâche
								Ag	Alluvion grossière: graves, cailloux et sables lâches à compacts
								Co	Colluvion argilo-limoneuse
					Récent		Basse terrasse	**Taf**	Argile à lentilles de gravier et sable
								Tag	Alluvion grossière: graves, cailloux et sables lâches à compacts
						Aeb	Éboulis		Complexe cailloteux et argileux
					Ancien	q	Moyenne et haute terrasses	**Tg**	Terrasse graveleuse: graves, cailloux et sables compacts
	TERTIAIRE	Néogène	Miocène inférieur		Nappe	mi^e	Faciès "Bou Rhida"	mi^e	Marnes sableuses
									Conglomérats et grès
						mi^d		mi^d	Marnes grises et grès
									Principaux bancs de grès
									Conglomérats et grès grossiers
						mi^c		mi^c	Argiles rouges et lits de galets (couches de base)
					Anté-nappe	mi^{ab}		mi^{ab}	Marnes, grès, calcaires à Lithothamnies et conglomérats
		Paleogène	Oligocène		Nappe	O_B	Faciès Boughari	O_B	Grès à passées marneuses
			Éocène			em	Lutétien sup.	em	Marnes et argiles à Lumanchelles
						ei^2	Éocène inf.	ei^2	Calcaires et marno-calcaires et calcaire à gros silex
			Paléocène	Nappe		ei^1	Paléocène	ei^1	Calcaires et marno-calcaires
MESO ZOIQUE		Crétacé	Crétacé supérieur			C^{9-10}	Maestrichien	C^{9-10}	

Source ANBT

Le Quaternaire actuel se réfère à la basse terrasse de la plaine alluvial qui comble le fond de vallée (Ta). Cette terrasse comprend une couche supérieure d'argiles (Taf), épaisse d'une dizaine de mètres qui repose sur une couche graveleuse avec des intercalations épaisses de sols fins de limons sableux ou argileux (Tag).

Le Quaternaire ancien est représenté par plusieurs affleurements d'une terrasse graveleuse caillouteuse (Tg) qui se trouve à mi-hauteur des versants, 20 m environ au-dessus du fond du fleuve. Elle est constituée par une couche épaisse de graves et cailloux emballés dans une matrice de sable et gravier un peu limoneuse, avec une épaisseur maximale qui peut atteindre une dizaine de mètres. Cette épaisseur est variable, en dépendant de l'allure du substratum sous-jacent.

Le substratum dans le site est représenté par une succession très épaisse de marnes grises, plus ou moins sableuses, avec quelques bancs de grès et grès marneux intercalés avec des épaisseurs de l'ordre de deux mètres (em).

Dans la zone des axes sélectionnés dans cette étude, apparaît une formation gréseuse d'un côté et d'autre de la vallée datée de l'Oligocène (O_B) qui est chevauchée para les marnes éocènes (contact anormal). Vers le sud, les marnes éocènes apparaissent sous les grés de l'Oligocène, en succession stratigraphique normale.

Au N et NW du site, dans la zone de relief montagneux, apparaissent, les formations allochtones (nappe) empilées par des successifs chevauchements rejetés par des failles : d'abord la série du Crétacé supérieur, Paléocène et l'Éocène inférieur et puis la série de l'Éocène moyen, Oligocène et Miocène inférieur. La queue de la cuvette se trouve déjà dans les formations autochtones du Miocène inférieur (anté-nappe).

II.2.1.3 Unité litho-Stratigraphie:

- **Terrains quaternaires:**

Les dépôts sédimentaires du lit majeur de l'oued, appartenant au Quaternaire actuel, comprennent les unités suivantes :

- **S**, Il s'agit d'une couche de couverture alluvionnaire de sols mous, constituée de sables fins limoneux très lâches à lâches, boues et d'argiles vaseuses. En moyenne, l'épaisseur de cette couche varie de 1 à 2 m, mais on trouve par endroits des poches plus épais d'argiles vaseuses.
- **Ag,** ce sont des sols graveleux saturés constitués de graves, cailloux emballés dans une matrice graveleuse et sablo-limoneuse, lâche. L'épaisseur maximale de 12 m a été trouvée dans le sondage S1.3 sur l'axe amont. À l'aval, l'épaisseur de cette unité est de l'ordre de 3 à 5 m.

Dans les versants peu raides taillés dans les marnes, le substratum est couvert par une couche de colluvions (**Co**) argileuses, plastiques grises noirâtres et brunes foncées. Cette formation se trouve aussi sur les plateaux des terrasses. En règle, l'épaisseur des sols colluvionnaires varie de 1 à 2 m.

Le Quaternaire récent correspond principalement à la basse terrasse alluvial du fond de la vallée (**Ta**). Dans la zone d'implantation des variantes du barrage cette terrasse présente une épaisseur maximale de l'ordre de 15 à 20 m et peut être divisée en 2 unités :

- **Taf**, il s'agit d'une épaisse couche d'argiles dures, brunes à quelques niveaux lenticulaires de graviers et sables ;
- **Tag,** ce sont des sols graveleux constitués de graves, cailloux emballés dans une matrice graveleuse et sablo-limoneuse, compacte avec des couches et lentilles de limons sableux argileux plus ou moins épaisses.

Dans la zone d'implantation des variantes du barrage, la largeur de cette terrasse varie de 300 à 500 m, de rive en rive, couvrant le fond de la vallée. L'enveloppe du plateau de cette terrasse varie grosso modo de la cote 830 m, près de l'axe amont, jusqu'à la cote 810 m près de la route CW19, soit une variation de 20 m sur une longueur de 1,4 km (déclivité supérieur à 1,4%). Dans cette section de la vallée le chenal de la rivière creuse entièrement dans cette terrasse, décrivant des méandres assez prononcés qui touchent le rocher dans le flanc gauche.

Une zone d'éboulis qui a été cartographiée aux endroits de la queue de la cuvette appartient aussi au Quaternaire récent.

Le Quaternaire ancien est représenté par plusieurs lambeaux d'une terrasse graveleuse (**Tg**) étalées à mi-hauteur du flanc droit et rarement du flanc gauche de la retenue, à l'amont du banc de grès de l'Oligocène. Cette terrasse s'étend vers l'aval du site en rive gauche de la vallée, mais elle se trouve fréquemment couverte par des colluvions et les affleurements sont rares et dispersés au long de la route CW19.

- **Terrains Tertiaires:**

Au droit du site le substratum tertiaire comprend les types pétrographiques suivants : marne, marne peu sableuse, marne gréseuse, grès marneux et grès siliceux. A l'Éocène inférieur prédominent les marnes et les marnes sableuses à rares bancs de grès, tandis que à l'Oligocène prédominent les types à faciès gréseuses (grès, grès marneux à passées de marnes).

Dans cette étude, les unités litho-stratigraphiques considérés dans l'ensemble des formations de l'Éocène et de l'Oligocène ont été les suivantes :

- **G**, grès siliceux et grès marneux .
- **MG**, alternances de bancs épais de grès ou grès marneux et marne ;
- **M**, marnes, marnes peu sableuses et marnes gréseuses saines ;
- **Ma**, marne, marnes peu sableuses et marnes gréseuses altérées et fissurées.

II.2.2 Géologie du site du barrage et du réservoir:

Contexte géologique:

La région aux endroits du site présente plusieurs formes de modelé du relief, qui résultent de l'érosion contrôlée par la nature, dureté et structure du massif rocheux et des cycles de creusement et de remblaiement dans la vallée.

À l'amont de la cuvette le relief est accidenté avec quelques escarpements rocheux : la vallée est ample et les versants sont raides et très raides, étant creusés par quelques thalwegs profonds. L'évolution du modelé du terrain dans cette région a été contrôlée par la structure et dureté du massif rocheux.

Dans la zone de la cuvette, où le substratum est fondamentalement marneux, la vallée est ample avec le fond plat et large de quelques centaines de mètres et les flancs peu inclinés. Les flancs sont sillonnés par des rares talwegs peu profonds qui débutent en haut par un dense réseau de ravines, où l'érosion régressive est assez accentuée.

Le fond plat de la vallée a été remblayé par des sédiments alluvionnaires du Quaternaire récent avec une épaisseur de l'ordre d'une vingtaine de mètres. Actuellement, l'oued se trouve dans un cycle de creusement : le chenal de crues s'emboîte dans les derniers sédiments alluvionnaires selon une succession de méandres serrés aux endroits du site, accentués par une forte érosion des berges.

Au droit du site du barrage la morphologie monotone des versants est interrompue par le banc de grès de l'Oligocène. Dans le flanc gauche, les rives sont taillés dans une formation gréso-marneuse (GM) et se présentent raides avec quelques sinuosités accentuées, résultat d'anciens cycles de creusement. La méandrisation actuelle de l'oued s'emboite dans les sinuosités de la rive gauche.

Dans le flanc droit le banc de grès de l'Oligocène se présente plus compact et résistant à l'érosion, formant un proéminent éperon qui termine brusquement sous la piste par une faille probable. À l'amont de cet éperon on trouve plusieurs lambeaux d'une terrasse intermédiaire à mi-hauteur du versant, avec le sommet plat une vingtaine de mètres au-dessus du lit actuel de l'oued.

II.2.2.1 Géologie de l'axe amont:

Au droit de l'axe amont le substratum est constitué de marnes plus ou moins sableuses de l'Éocène moyen. Les intercalations de grès sont rares. Dans les 5 sondages réalisés sur l'axe, on n'a trouvé qu'une couche de grès au sondage S1.4 à 26,00/28,00 m de profondeur.

Au fond de vallée, le substratum marneux présente apparemment une surface aplatie à la cote 813/815 m avec une largeur de l'ordre de 310 m. Sur cette surface reposent des alluvions grossières saturées (unités Ag et/ou Tag). Dans le lit de l'oued cette formation graveleuse apparemment a été traversée par le sondage S1.3 jusqu'à 12 m de profondeur. Elle est couverte par une mince couche de sable limoneuse (unité S).

Dans les berges du lit majeur de l'oued, on trouve les formations de la basse terrasse (Ta) constituée d'argiles à lentilles gravelo-sableuses. D'accord avec les résultats du sondage S1.4, cette terrasse a une structure plus complexe et la couche graveleuse de base est peu épaisse. Les formations qui comblent le fond de la vallée renferment une nappe phréatique alimentée par l'écoulement superficiel ou sous-superficiel de la rivière, avec la surface de saturation à la cote 823 m, environ.

Au flanc droit, le substratum marneux se trouve couvert par une couche de colluvions et par la terrasse graveleuse intermédiaire. L'épaisseur des colluvions est de l'ordre de 1 à 2 m (consulter les puits P01 et P02).

La terrasse et les formations sous-jacentes ont été reconnues par le sondage S1.2. La terrasse a été traversée jusqu'à 6 m de profondeur, mais à 10,9/13,9 m on a récupéré un niveau remanié de galets et cailloux de grès mélangés avec un matériau argilo marneux. Probablement, les galets proviennent de la couche supérieure par insuffisance du revêtement du forage, mais ce fait n' pas été possible prouver. Ceci étant on a considéré dans la coupe géologique et géotechnique une zone remaniée (Ma') de 6,0 à 13,90 m et au-dessous de cette cote le substratum marneux altéré in situ.

Dans le flanc gauche, le substratum marneux se trouve peu profond. L'épaisseur des colluvions qui est de l'ordre de 1 à 2 m.

La caractérisation géologique et géotechnique du substratum a été basé sur les résultats de la sismique de réfraction et des sondages carottés. On signale le suivant :

1. Au fond de la vallée les terrains quaternaires reposent sur les marnes saines plus ou moins fissurées avec des vitesses sismiques supérieures à 1700 m/s ;
2. Dans les flancs gauche et droit de la vallée le substratum marneux présente une zone d'altération épaisse d'une dizaine à une vingtaine de mètres ;
3. Dans la zone d'altération on peut considérer deux niveaux : un niveau supérieur avec des vitesses sismiques variant de 870 m/s à 1100 m/s et un niveau inférieur avec des vitesses sismiques variant grosso modo de 1280 m/s à 1700 m/s ;
4. Dans la zone de marnes saines les vitesses sismiques varient de 1700 à 2000 m/s.

5. Au moins, deux anomalies sismiques ont été identifiées par les bases sismiques BS1 et BS7, correspondant probablement à des accidents géologiques qui traversent l'axe dans l'appui droit et au fond de vallée.

II.2.2.2 Géologie de l'axe aval:

Dans la zone d'implantation de l'axe aval le substratum au fond de la vallée, qui a résulté du dernier épisode de creusement est aplati ou légèrement ondulé et varie « grosso modo entre les cotes 806 et 808 m. La largeur est d'environ 450 m et les limites latérales, aux pieds de versants, sont des talus raides et d'origine tectonique.

Le fond de la vallée est comblé par sédiments alluvionnaires de la basse terrasse, qui forme la plaine alluviale, où l'oued méandrise et s'est encaissé.

La couche de base des sédiments est constituée d'alluvions graveleuses perméables qui reposent sur le substratum marneux et marno-gréseux. L'épaisseur de ces alluvions est de l'ordre de 5 à 7 m. Dans le lit de l'oued les alluvions grossières sont couvertes par une couche de sable fin limoneux à poches d'argile vaseuse.

Hors du lit de l'oued, la couche graveleuse (Ag ou Tag) est couverte par des argiles limoneuses avec une épaisseur que peut dépasser une dizaine de mètres. En raison de la méandrisation de l'oued, la largeur de la couche d'argiles est très réduite du côté gauche.

Dans le flanc droit du côté droit, le substratum est constitué par les couches gréseuses et marneuses du toit banc de grès de l'Oligocène. Sur la surface irrégulière du substratum repose la terrasse graveleuse intermédiaire et les colluvions argileuses.

Du côté gauche, l'appui du barrage se situe dans un rocher formé par des alternances épaisses de marne et de grès (MG) pliées et, par endroits, assez faillées. Le relief au droit de cet appui est assez accidenté avec des ravins profonds et interfluves étroits.

II.3 Travaux de reconnaissance:

II.3.1 Considérations générales:

Les travaux de reconnaissance sur le site ont été réalisés en deux phases.

La première phase a eu lieu pendant les mois de décembre 2014 et de janvier 2015, ayant pour but les reconnaissances géologiques préliminaires de deux axes variantes du barrage et respectifs ouvrages annexes et des zones de ressources de matériaux de construction dans la région, situées dans la cuvette et à l'aval du site du barrage. Dans cette phase, on a réalisé des puits et des tranchées excavés avec une pelle mécanique et des essais de laboratoire.

La deuxième phase s'est déroulé plus tard, dès le début du mois d'août jusqu'à la fin de novembre 2015. Dans cette phase, on a réalisé des puits dans les zones d'emprunts, des travaux de géophysique, des sondages carottés et des essais in situ et de laboratoire.

II.3.2 Travaux de première phase:

Les travaux de prospection par puits et tranchées de cette phase ont été réalisés selon un programme basé sur les premiers levés géologiques de surface .

Une tranchée et six (06) puits ont été réalisés dans la zone de l'axe amont du barrage .

- Une tranchée et quatre (04) puits dans la zone de l'axe aval du barrage.
- Trois (03) puits dans la zone de la cuvette.
- Quatre (04) puits dans la zone d'emprunt en aval du site, au niveau de la couche supérieure d'alluvions fines de l'oued

II.3.3 Travaux de la deuxieme phase:

II.3.3.1 Travaux géophysiques:

1. Prospection sismique:

La prospection sismique a été réalisée au site du barrage, sur les axes sélectionnés de la digue et de l'évacuateur des crues. Cette prospection a eu pour but l'évaluation en continu des épaisseurs des sols de couverture et du profil d'altération, de l'état de fissuration et décompression du substratum marneux et gréseux et la définition du zonage géotechnique.

Chaque base sismique a été réalisée avec 24 géophones verticaux avec un pas régulier de 5,0 m entre géophones et 5 points de tir. La longueur de chaque base sismique a été de 125 m, étant les points de tirs aux extrémités, Td et Ti, à 5,0 m du premier et du dernier géophone (G1 et G24), respectivement. Une seule base sismique (BS4) avec un pas de 4,0 m a été réalisée à l'endroit du lit de l'oued.

La prospection a compris:

- Onze (11) bases sismiques dans le site amont du barrage.
- Sept (07) bases sismiques dans le site aval du barrage.

L'interprétation des résultats de la prospection sismique a été étalonnée par les sondages carottés. Une corrélation entre les vitesses de propagation des ondes sismiques Vp et les caractéristiques lithologiques et géotechniques des terrains a été établie. Cette corrélation est présentée dans la figure , pour chaque unité lithologique et stratigraphique.

Description des terrains	Symb.	200 400 600 800 1000 1200 1400 1600 1800 2000 2200 2400
Couverture des versants		
- Colluvions	**Co**	
Alluvions		
- Couverture alluvionaire fine	**S**	
- Alluvion grossière sèche	**Taf**	
- Alluvion grossière saturée	**Tag**	
Basse terrasse		
- Argile raide à lentilles de graviers	**Taf**	
- Alluvion grossière à lentilles de limons sableux - argileux	**Tag**	
Terrasse graveleuse intermédiaire		
- Graves et cailloux à matrice sableuse, compacte, sèche	**Tg**	
Substratum Éocène et Oligocène		
- Marne très altérée et très fissurée, décomprimée	**Ma**	
- Marne peu altérée compacte	**Ma**	
- Marne saine à passées de grès	**M**	
- Grés, grès marneux à passées de marne	**G**	

Figure II. 4 – Corrélation entre les vitesses sismiques et les types de terrains de fondation des ouvrages

2. Puits et tranchées:

Dans cette phase 21 puits ont été réalisés avec une pelle mécanique pour la reconnaissance des zones d'emprunt et le prélèvement d'échantillons et pour confirmer certains levés géologiques de surface.

3. Sondages carottés et forages préssiomètriques:

Conformément au programme approuvé par l'ANBT, 14 sondages carottés avec des longueurs de 15 à 30 m ont été réalisés dans les sites amont et aval du barrage et dans la zone de la carrière.

- Dans le site amont ont été réalisés 6 sondages verticaux, étant 5 sondages sur l'axe du barrage et 1 sondage sur l'emplacement du bassin de dissipation de l'évacuateur de crues , De plus, 3 forages préssiomètriques ont été réalisés en rive gauche de l'oued.
- Dans le site aval 7 sondages verticaux ont été réalisés, étant 6 sondages sur l'axe du barrage et 1 sondage à l'aval près au droit du bassin de dissipation de l'évacuateur de crues et chenal de restitution .
- Dans la carrière située en amont de la cuvette, 2 sondages carottés avec 15 m ont été réalisés dans une zone d'affleurements rocheux.

4. Prélèvement d'échantillons et essais au laboratoire:

Pour la caractérisation du substratum et des matériaux des zones d'emprunt plusieurs échantillons paraffinés et remanies ont été prélevés .
Les essais effectués au laboratoire sont les suivant:

- L'essai de compression simple à l'état sec et à l'état saturé.
- l'essai œdométrique .
- Analyse chimique du sol.
- Mesure du P^H du sol.
- Analyse minéralogique.
- Détermination de la teneur en carbonate.
- Masse volumique.
- Détermination de la teneur en eau.
- Essai granulométrique;
- Limites d'Atterberg.
- Essai de compactage Proctor.
- Analyse sédimentométrique.
- Détermination de la teneur en matière organique.
- Micro Deval sec et humide.
- Essai d'abrasion Los Angeles.
- Equivalent sable.
- Mesure de la perméabilité au perméamétre.

II.3.4 Résultats des essais in situ:

II.3.4.1 Considérations générales:

L'étude de la perméabilité a été faite au moyen des essais Lefranc dans les sols de couverture et des essais LUGEON dans le substratum miocène.

Au niveau du substratum ont été aussi réalisés des essais pressiométriques dans 5 sondages (P et des essais de pénétration au carottier, dans les sondages carottés.

Les résultats de ces essais in situ sont présentés et analysés dans les chapitres suivants.

II.3.4.2 Essai de perméabilité in situ:

1) Essai LEFRANC:

L'étude de la perméabilité des sols de couverture a été faite au moyen de six essais de perméabilité du type LEFRANC.

Les résultats obtenues dans de ces essais sont les suivants:

Le coefficient de perméabilité obtenu pour les sols alluvionnaires et des terrasses grossières varie entre 10^{-4} m/s et 10^{-5} m/s, sauf dans le cas du sondage S2-2, ou la de perméabilité obtenu est plus basse. Probablement, les terrasses grossières du sondage S2-2 sous une couverture de

sols fins se trouvent naturellement polluées par des fines, en conduisant à cette valeur plus basse.

Il a aussi été fait un essai du type LEFRANC au niveau les terrasses argileuses, dans le sondage S1-4, à charge variable, à 2,5 m de profondeur, avec une valeur de perméabilité de $7x10^{-9}$ m/s.

2) Essai LUGEON:

L'étude de la perméabilité du substratum éocène-oligocène a été faite au moyen des essais du type LUGEON, selon les spécifications suivantes :

- Les essais seraient réalisés de façon systématique en descendant, à partir de 3 m de profondeur ou à 2 m environ au-dessous du toit du substratum ;
- Les premiers essais, les plus proches de la surface, seraient réalisés avec des cavités de 3 et 4 m de longueur et avec 3 paliers de pression manométrique : 1 – 3 – 1 bar ;
- Les essais plus profonds seraient réalisés avec des cavités de 5 m de longueur et avec 5 paliers de pression manométrique : 1 – 3 – 5 – 3 – 1 bar.

Un total de 53 essais a été effectué dans les 12 sondages destinés à l'étude de la fondation du barrage et ouvrages annexes, à savoir : 25 essais dans les sondages de l'axe amont et 28 essais dans les sondages de l'axe aval.

II.3.4.3 Essais mécaniques insitu:

- **Essais pressiometriques:**

Comme déjà mentionné, des essais pressiométriques au préssiomètre Ménard ont été réalisés dans les (05) forages verticaux:
De l'analyse des résultats des essais pressiométriques on vérifie que :

- Dans les sols de couverture (basse terrasse et alluvions grossières) on identifie deux types de sol:
  - Les sols de la terrasse argileuse, constituée d'argiles limoneuses, plastiques et compactes. avec des valeurs de P_l en règle générale inférieures à 1,0 MPa et des valeurs d'E_M inférieures à 7,0 MPa
  - Les sols grossiers, constitués par des graves, cailloux et sable compacts. avec des valeurs de P_l entre 1,0 MPa et 1,7 MPa et des valeurs d'E_M d'environ 10,0 MPa. Dans la zone superficielle (jusqu'à 3-4 m de profondeur) ces sols présentent des valeurs de P_l et de E_M plus basses.

- Dans le substratum, on identifie deux zones:

- Une zone supérieure, constituée de marnes altérées et fissurées, dont la couche plus superficielle (jusqu'à d'environ 4 m de profondeur) présente des valeurs de P_l et d'E_M d'environ 1 MPa et inférieures à 10 MPa, respectivement. Ces valeurs augmentent en profondeur, atteignant P_l = 2 MPa e E_M > 10 MPa.
- Une zone inférieure, constituée de marnes saines compactes , avec P_l > 3,0 MPa et E_M >20MP.

➢ **Essai de pénétration au carottier:**

Un total de 42 essais SPT a été réalisé dans les sondages de l'axe amont et de l'axe aval .

On constate que les terrasses argileuses sont décomprimées. Les valeurs plus hautes obtenues dans les derniers mètres résultent de la formation sous-jacente plus raide.

En ce qui concerne les marnes altérées, dans les premiers mètres présentent de SPT d'environ 30 coups. En profondeur tous les essais donnent de refus, ainsi que dans les marnes saines.

II.3.5 Résultats des essais au laboratoire:

II.3.5.1 Considérations générales:

Sur les échantillons de carottes paraffinés, pris dans les sondages, des essais de laboratoire de caractérisation géotechnique ont été réalisés, notamment: masse volumique humide, essais œdométriques et essais de compression simple. Des analyses chimiques, pétrographiques et minéralogiques sur des échantillons sélectionnés de carottes des sondages ont aussi été réalisées.

Les analyses chimiques ont été réalisées ayant pour but principal de classer l'agressivité du moyen aux bétons, selon les classes d'exposition normalisées.

Des analyses pétrographiques et minéralogiques ont permis la détermination des teneurs des différents minéraux présents dans le substratum, notamment les teneurs en carbonates et l'identification des minéraux argileux.

Les résultats de ces essais de laboratoire sont présentés et analysés dans les chapitres suivants. Dans l'Annexe 4 on présente les rapports d'essais et les fiches des analyses.

II.3.5.2 Analyses chimiques, pétrographiques et minéralogiques:

Des analyses chimiques du substratum du site du barrage ont été réalisées sur des échantillons de carottes des sondages et des échantillons plus superficiels pris dans un puit et dans une tranchée. Les résultats de ces analyses sont présentés sous forme de pourcentage de :

a) Minéraux insolubles (silice + argile) et des minéraux carbonatés;

b) Des anions chlorures, sulfates et sels solubles ;

c) Matière organique.

Les résultats des analyses chimiques sur les échantillons du substratum marneux mettent en évidence les aspects suivants :

a) Les teneurs en minéraux insolubles varient entre 46 et 72% et en carbonates entre 10 et 33% ;

b) Dans les échantillons des sondages les sels solubles sont inferieures a 0,84% et les anions de sulfates et de chlorures sont inferieures a 1% ;

c) Dans les échantillons du puit P01 e de la tranchée T02, le pourcentage de sels solubles est supérieure (5,7-6,2%), conséquence d'une teneur plus élevée en anions de sulfates (4,3-5,2%). La teneur en chlorures est inférieure à 1,4% ;

d) Le pH varie entre 7,9 et 8,1.

- **Analyses chimiques des eaux:**

Les analyses chimiques des eaux ont été réalisées sur des prélèvements effectués dans les 4 piézomètres installés dans des sondages.
Les analyses chimiques des eaux ont été programmées pour évaluer l'agressivité des eaux souterraines aux bétons. Compte tenu les résultats obtenu et selon la norme NF EN 206-1, le seul risque d'exposition concerne la valeur de Mg^{2+}, dans la classe d'exposition XA1 (Mg^{2+}= 340mg/l), obtenu dans le sondage S2.2 de l'axe aval.

Les résultats obtenus montrent aussi que les eaux souterraines présentent des teneurs en chlorures élevées avec des valeurs maximales dans l'axe amont (entre 10000-16000 mg/l) et des valeurs minimales dans de axe aval (5400 mg/l). Les teneurs en sulfates sont inférieures à 20 mg/l en tous les prélèvements.

Selon la norme NF EN 1008-2003, ces eaux ne sont pas recommandées pour la fabrication des bétons, car ils excèdent la concentration maximale de chlorures acceptable pour l'eau de gâchage.

L'analyse de l'eau superficielle montre des valeurs de chlorures et de sulfates inferieures aux valeurs maximales acceptables pour l'eau de gâchage, de 259 mg/l et de 270 mg/l, respectivement. Ainsi, d'après la norme NF EN 1008-2003, ces eaux peuvent être utilisées pour la fabrication des bétons.

De la comparaison des résultats des deux campagnes restes quelques doutes, notamment que l'eau du premier échantillonnage pourrait être contaminé pour l'eau de forage. Ainsi, une campagne complémentaire est encore en cours, pour confirmer les résultats obtenus.

- **Analyses pertographiques et minéralogiques:**

Des analyses pétrographiques et minéralogiques du rocher du substratum du site du barrage ont été réalisées sur 6 prélèvements de carottes des sondages et 1 prélèvement réalisé dans le puit P01. Ces analyses avaient pour but l'identification et l'évaluation quantitative des minéraux présents dans le rocher.

Les identifications minéralogiques ont été faites par diffraction des rayons X et par l'observation des lames minces. Les minéraux identifiés ont été les suivants :

a) Minéraux insolubles (silicates) : Quartz, Plagioclase, Glauconite, Kaolinite, et Montmorillonite ;
b) Minéraux carbonatés : Calcite, Dolomite et Sidérite ;
c) Bassanite (Gypse) ;
d) Minéraux ferrugineux et autres (Pyrite).

- **Essais géotechniques au laboratoire:**

Les résultats des essais de caractérisation mécanique réalisés sur les échantillons des sondages du site du barrage sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau II. 2: Résultats des essais géotechniques.

Sondages	**Profondeur(m)**	**Masse Volumique humide (t/m^3)**	**Oedomètre**		
			P_c (KPa)	**C_c**	**C_g**
S1.1	10.55-11.68	1.98	-	-	-
S1.2	18.58-21.25	2.15	-	-	-
S1.3	15.27-16.24	2.23	-	-	-
S1.5	10.00-11.00	2.12	799	0.27	0.06
S1.6	6.48-7.53	2.18	-	-	-
S2.2	11.50-12.40	1.99	-	-	-
S2.4	9.55-10.53	2.19	-		-
S2.5	9.00-9.80	2.01	226	0.19	0.02
S2.7	9.73-10.60	1.99	-		-

Source ANBT

Les résultats des essais montrent que :

La masse volumique humide (γ_h) varie entre 2,0 et 2,25 t/m^3;

La résistance à compression simple est très faible (roche tendre), règle générale inférieure à 1,2 MPa, avec une valeur maximale de 2,1 MPa. Les valeurs plus basses de la résistance à la compression simple (<0,4 MPa) doivent être dues à fissurations des échantillons non visibles à l'œil nu ;

Les sols sont surconsolidés, moyennement compressibles et peu gonflants, avec un indice de compression (Cc) inférieur entre 0,19 et 0,27 et un indice de gonflement (Cg) inférieur à 0,06. On remarque que quelques essais de compression simple ne pouvaient pas être réalisés, car le rocher était très friable.

II.3.6 Hydrogéologie :

II.3.6.1 Perméabilité :

- **Perméabilité su sol de couverture:**

L'étude de la perméabilité des sols de couverture a été faite par des essais de perméabilité du type Lefranc, dans les alluvions, dans les sols de la terrasse grossière et dans les sols de la terrasse argileuse.

Le coefficient de perméabilité représentatif pour les sols de couverture grossiers varie entre 10^{-3} m/s et 10^{-5} m/s, étant plus élevé dans les alluvions. Les terrasses argileuses présentent des valeurs de perméabilité plus basses, d'environ 10^{-8} m/s.

Les alluvions grossières et les sols de la terrasse graveleuse, sont constitués par de graves et cailloux emballés dans une matrice graveleuse et sablo-limoneuse, plus au moins lâche. En effet, les valeurs de perméabilité obtenues pour les sols de couverture grossières sont compatibles avec la nature de ces sols.

Le même constat s'applique aux sols de la terrasse argileuse, où sa nature essentiellement argileuse a conduit à une valeur de perméabilité basse.

- **Perméabilité du substratum:**

L'étude de la perméabilité du substratum a été faite au moyen des essais LUGEON effectués dans les 11 sondages destinés à l'étude de la fondation du barrage (S1.1 à S1.5 et S2.1 à S2.6) et dans le sondage de reconnaissance des fondations du bassin de dissipation (S1.6). Un total de 52 essais a été réalisé. Après l'examen détaillé des carottages on a pu constater que quatre essais ont été obturés dans les terrains de couverture. Ceci étant, on ne dispose que 48 essais LUGEON dans le substratum.

La plupart des essais (75%) ont donné des perméabilités très faibles à faible (< 5 unités Lugeon). Les cavités des essais se sont situées dans toutes les formations du substratum de fondation du barrage, concernant les unités lithologiques ou types pétrographiques suivantes :

- Ma – cavités dans les marne altérées : 10 essais, étant 6 essais dans l'axe amont et 4 essais dans l'axe aval ;
- M – cavités dans les marne saines : 29 essais, étant 15 essais dans l'axe amont et bassin de dissipation et 14 essais dans l'axe aval ;
- M/G – cavités dans les alternances de grès et marne : 5 essais, étant 1 essai dans l'axe amont et 4 essais dans l'axe aval ;
- G – cavités dans les grès siliceux ou marneux : 4 essais dans l'axe aval.

Les 12 essais avec des perméabilités supérieurs à 5 unités Lugeon ont été localisés dans la tranche supérieure, à faible profondeur dans les marnes altérées (7 essais), dans les marnes saines sous les alluvions (4 essais) et dans les grès (1essai). On constate que les résultats des essais de perméabilités élevés sont liés aux comportements suivants :

- dans les marnes altérées, les perméabilités élevées se trouvent dans les essais près de la surface, avec des claquages à pression critique inférieure à 2 bar, débourrages ou colmatages, donc en présence d'un terrain décomprimé, ou de très faible résistance, avec des fissures ouvertes ou remplies de matériaux peu durs (par exemple, argile, gypse ou sable) ;
- Dans les marnes saines, les perméabilités élevés se trouvent sous les alluvions grossières et l'écoulement est du type turbulent, pouvant indiquer la présence de fentes ouvertes dans la zone supérieure du substratum ;
- Dans les grès, l'essai de perméabilité élevée (6 unités Lugeon) se trouve à 16/21 m de profondeur, étant associé à une possible dilatation.

En guise de conclusion on peut admettre que le massif est en général peu perméable même dans les passées gréseuses, sauf dans les zones superficielles décomprimées. Étant donné que les essais ont été réalisés dans les sondages verticaux on ne peut pas exclure une percolation par les discontinuités verticales (petites failles) dans les grès massifs de la rive droite et dans les failles probablement du type décrochement qui traversent le fond de la vallée et qui rejettent ce banc.

II.3.6.2 Piézométrie:

Six (06) piézomètres de tube ouvert ont été installés dans les sondages (S1.1, S1.2, S2.1 et S2.2), pour mesurer les niveaux de la nappe phréatique dans le versant droit, au fond de la vallée (S2.4) et dans la rive gauche (S1.5). .

Les résultats présentés permettent les observations suivantes :

a) Les niveaux d'eau ont stabilisé quelques jours après de l'installation des piézomètres ;

b) Le niveau d'eau stabilisé dans le piézomètre du sondage S1.1 se localise à 6,64 m environ de profondeur, cote 848,4 m ;

c) Le niveau d'eau stabilisé dans le piézomètre du sondage S1.2 se localise à 14,07 m environ de profondeur, cote 827,9 m, au-dessous du toit du substratum qui se trouve à la cote 828,1 m. Ce niveau d'eau est au-dessous du niveau de la terrasse alluviale perméable qui est creusée par la lanterne jusqu'à 13,9 m profondeur ;

d) Le niveau d'eau dans le piézomètre du sondage S1.5, est à 8,62 m de profondeur, cote 846,4 m. Pendant la période de mesure ce niveau d'eau n'était pas complètement stabilisé ;

e) Le niveau d'eau stabilisé dans les piézomètres des sondages S2.1 et S2.2 se localisent à 9,01 m est 10,00 m environ, cote 835,0 m est 825,0 m, respectivement ;

f) Le piézomètre installé dans le fond de la vallée, S2.4, présente un niveau d'eau stabilisé à 4,19 m de profondeur, cote 810,8 m.

On constate que le niveau de l'eau dans les piézomètres n'est pas toujours représentative des nappes installés et qui ont été vérifiées pendant la réalisation des sondages et des puits. Cette différence peut être due aux difficultés associées au séchage des forages avant l'installation des piézomètres.

II.3.6.3 Modèle hydrogéologique:

Les formations du substratum de l'Eocène et de l'Oligocène du site du barrage et de la cuvette sont, d'une façon générale, imperméables et elles ne renferment aucune nappe importante. Les marnes présentent une zone superficielle fissuré et altéré, un peu plus perméable, comme observé dans les essais LUGEON. Certaines couches gréseuses se peuvent présenter aussi un peu plus perméables. Nonobstant, aucune nappe suspendue ou sources d'eau n'ont été détectées en profondeur.

Dans les puits et les sondages réalisés au fond de la vallée on a trouvé de l'eau dans les zones des couches alluvionnaire grossières du lit de l'oued. La nappe phréatique a été identifiée entre 1 m à 4 m de profondeur, associé aux coches perméables (alluvions et terrasses grossières). On a vérifié que les terrains superficielles du lit de l'oued sont saturés et aussi qu'il existe de percolation superficielle avec alimentation continue, mais variable en quantité, fonction des périodes de précipitation ou sécheresse, et qui est probablement la plus importante source de recharge de la nappe.

II.4 Les matériaux de construction:

La recherche de matériaux de construction a été conduite avec l'objectif de réaliser un barrage de remblai vu que les conditions géologiques du site de sont pas adéquates à un ouvrage rigide en béton.

Les matériaux pour les remblais du barrage ont été recherchés dans la région du site, aux endroits suivants :

1. Les sols fins pour le noyau, dans la couche supérieure argileuse de la basse terrasse au niveau de la plaine alluvial, qui s'étend à l'amont et à l'aval de l'axe du barrage ;
2. Les matériaux pour les recharges, dans les plusieurs lambeaux de la terrasse graveleuse intermédiaire qui s'étalent dans la cuvette, à mi-hauteur des versants, et dans certaines couches de grès du Miocène Inférieur qui affleurent à l'amont de la cuvette ;
3. Les matériaux sableux et graveleux pour les filtres, drains et agrégats fins dans les alluvions de l'oued à quelques centaines de mètres à l'aval de l'axe du barrage ;
4. Les agrégats pour les bétons, les enrochements pour les protections et des matériaux pour les filtres et drains, dans la carrière en exploitation plus proche du site, à Boughezoul, située à une distance d'environ 40 kilomètres par route.

Des excavations pour le barrage et les ouvrages annexes, des différents types de sols seront obtenus, notamment, des alluvions grossières, des sols grossiers des terrasses graveleuses, des sols des terrasses argileuses, les sols colluvionaires et des marnes du substratum. De ces matériaux, l'utilisation des alluvions grossières et des sols grossiers des terrasses graveleuses peut être envisagée pour les recharges de la digue du barrage (les caractéristiques de ces matériaux sont les mêmes des matériaux des zones d'emprunt étudiées pour les recharges), ainsi que les sols des terrasses argileuses pour le noyau. Toutefois, le volume estimé pour les sols de ces types issus des excavations est réduit.

En ce qui concerne les alluvions fines et les colluvions issus des excavations, on n'envisage leur utilisation que pour les remblais provisoires, comme ceux des batardeaux au dehors du corps de la digue.

II.4.1 Sols fins pour le noyau:

Les zones d'emprunts de sols fins pour le noyau ont été reconnues dans l'unité lithologique Taf de la basse terrasse Ta, qui se trouve le long des rives du lit majeur de l'oued, dans la zone de la cuvette, à l'emplacement prévu pour les ouvrages et à l'aval du site.

Dans cette étude trois zones d'emprunt pour les sols fins ont été reconnues :

- La zone EA1 se localise dans un vaste plateau de la cuvette, du côté gauche du lit de l'oued et au pied d'un versant en marnes sans signes apparents de ravinements actuels. L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de l'ordre de 0,50 m et l'épaisseur d'argiles à exploiter est normalement supérieur à 5 m ;
- La zone EA2 se situe, d'un côté et d'autre de l'oued, au droit de l'axe aval. Cette zone présente quelques contraintes topographiques qui limitent l'aire d'exploitation.

L'épaisseur à décaper est de l'ordre de 0,50 m et on estime que l'épaisseur d'argiles à exploiter soit de l'ordre de 4 mètres ;

- La zone EA3 se situe dans une plateforme de terrasse à côté de la route CW19, environ 1 kilomètre à l'aval du site. L'exploitation de cette zone est limitée par la route, au Nord, et par les berges abruptes de l'oued.

Les argiles sont raides et renferment quelques lits ou lentilles de sable et graviers. L'épaisseur de la couche argileuse atteint normalement 5 à 10 m, étant plus réduite dans zones fortement ravinées ou érodées par les crues de l'oued dans les extrados des méandres. Ces argiles reposent normalement sur une couche de base d'alluvions grossières aussi épaisse.

Les argiles sont plastiques de couleur grise ou brunâtre, à concrétions blanchâtres carbonatées. Au sein de ces argiles on trouve parfois des zones plus riches en concrétions carbonatées..

Figure II. 5 Aspect des argiles de l'unité Taf dans un talus abrupt en rive droite de l'oued, au droit de l'axe aval (Source : groupement du bureau d'étude Cenor -Becata).

Figure II. 6: Occurrences de concrétions carbonatées dans les argiles de l'unité Taf (Source : groupement du bureau d'étude Cenor -Becata).

a) La zone d'emprunt ER1:

Dans la région du site de Boukmouri, la principale ressource de matériaux de bonne qualité pour les recharges sont les sols graveleux de la terrasse intermédiaire (Tg).

Cette terrasse se trouve principalement dans le versant droit de la cuvette sous forme de 5 ou 6 affleurements limités par des thalwegs peu profonds. Le même niveau de terrasse apparaît aussi dans le versant gauche en petits lambeaux au site de la cuvette et barrage et s'étend le long de la route CW19.

La terrasse est apparemment assez homogène et le matériau est composé de graves et cailloux ($D_{máx}$. 20 à 30 cm) emballés dans une matrice de sable et gravier un peu limoneuse, compacte, non cimentée.

Dans les affleurements on constate que dans les rebords la terrasse est bien dégagée et que les épaisseurs maximales atteignent 10 à 15 m, mais dans les affleurements plus érodés l'épaisseur maximale est de l'ordre de 3 à 5 m. Vers l'intérieur du massif, la couche graveleuse se rétrécit, en fonction du relief fossilisé du substratum, et la couverture colluvionnaire augmente, ce qui rend difficile l'évaluation précise des volumes disponibles.

Figure II. 7: Aspect de la composition du matériau graveleux provenant de l'ouverture du puits P113 (Source : groupement du bureau d'étude Cenor -Becata).

b) Zone d'emprunt ER2:

- **Considérations géologiques:**

À l'amont de la cuvette, un site de carrière a été reconnu dans les grès du Miocène Inférieur, à 2 ou 3 kilomètres de l'axe du barrage. D'après la Carte Géologique d'Algérie (Feuille de Derrag) ces grès sont allochtones, appartiennent à l'unité stratigraphique mi^{d}, qui se trouvent à environ une centaine de mètres du contact anormal avec les formations autochtones.

Le site de carrière étudié se trouve sur le versant gauche de la vallée, à côté de la piste qui traverse la cuvette du sud vers le Nord . De l'autre côté de la vallée et derrière le village, il existe un autre affleurement de ces grès. Il s'agit d'un banc de grès bien dégagé et à stratification redressée.

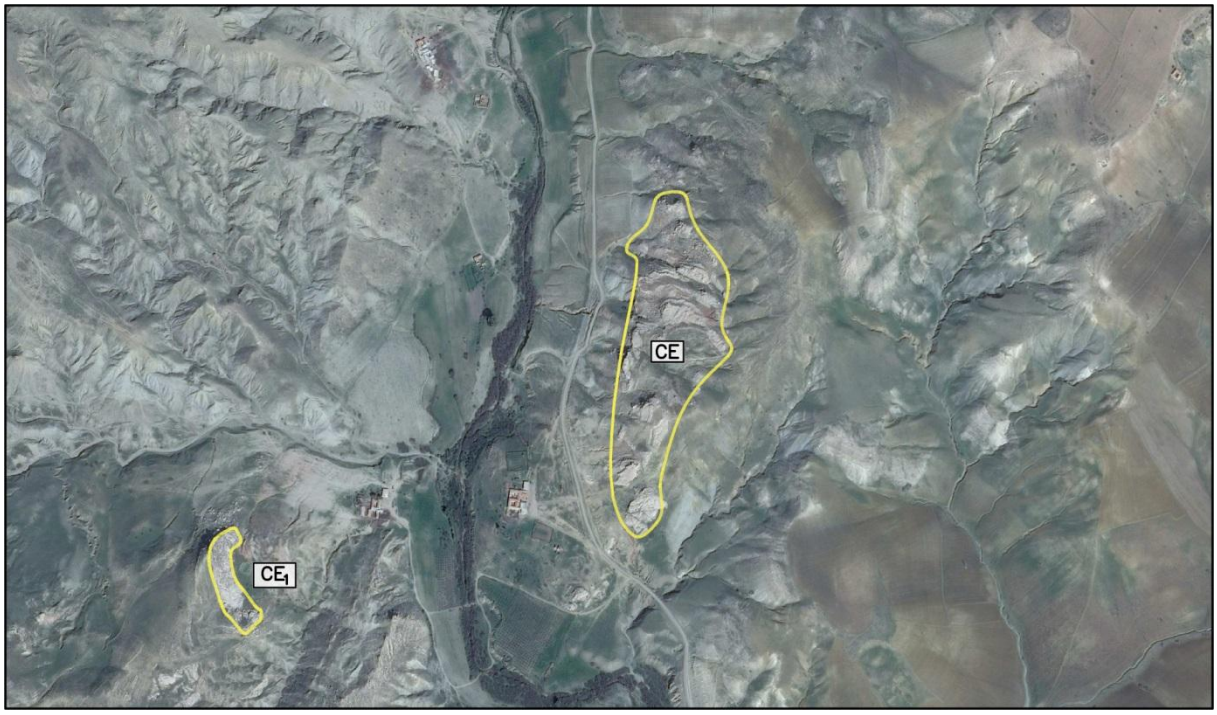


Figure II. 8: Localisation des sites de carrière d'enrochement à l'amont de la retenue. Légende : CE – carrière étudiée ; CE_1 banc de grès exploitable.(Source : image extraite de google).

Dans cette étude on a défini les limites de la zone d'exploitation qui occupe une aire de 50 000 m^2 environ, avec une longueur de 500 m et 80 à 150 m de largeur, allongée selon la direction N-S. Dans cette zone il y a plusieurs affleurements rocheux séparés par une couverture gravelo-marneuse qui masque des couches marno-gréseuses ou argileuses. Les affleurements rocheux couvrent 45-50% de la zone d'exploitation.

Le massif comprend des couches de roche gréseuse, massive ou stratifiée, avec des intercalations argileuses ou marno-gréseuses épaisses couvertes par les matériaux gravelo-marneux. Les carottes des deux sondages de 15 m de profondeur, réalisés dans la zone prévue pour la carrière, montrent que la roche gréseuse présente des caractéristiques géotechniques variables : résistance moyenne à faible, avec des passées altérées et friables.

- **Essais au laboratoire:**

– Le rocher est une roche détritique essentiellement constitué par Quartz, non seulement par grains de quartz, mas aussi pour ciment, formé par quartz secondaire ;
– La porosité est très élevé, ce qui peut expliquer quelques valeurs plus basses de la masse volumique ;
– Quelques résultats des essais de compression simple peuvent être conditionnés par des discontinuités des éprouvettes ;

- La compression simple à l'état sec, en excluant les valeurs qui peuvent être conditionné par des discontinuités des éprouvettes, présente une valeur moyenne d'environ 23 MPa ;
- La compression simple à l'état saturé, en excluant les valeurs qui peuvent être conditionné par des discontinuités des éprouvettes, présente une valeur moyenne d'environ 19,5 MPa ;
- D'après les ces résultats des essais de compression simple, la présence de l'eau n'est pas un facteur déterminant pour la résistance à la compression du rocher ;
- La résistance à la fragmentation Los Angeles est faible, en présentant valeurs d'environ 45% ;
- La résistance à usure micro-Deval est faible, avec des valeurs supérieurs à 46%.

Selon la classification de l'*International Society for Rock Mechanics* (ISRM) basée sur les résultats des essais de compression simple, les matériaux de la carrière de la zone d'emprunt ER2 ont une résistance faible à moyenne.

En ce qui concerne la classification du guide de terrassement routière (GTR), basée sur les résultats des essais Los Angeles et Micro Deval, les blocs de roches peuvent être classifié entre les classes R_{41} et R_{42}, roches dure ou de dureté moyenne.

D'après les classifications mentionnées ci-dessus, on considère que les matériaux de la carrière sont adéquats pour l'utilisation dans les recharges d'un barrage de terre. En tout cas, il est probable que le matériau résultant de l'exploitation de la carrière soit un tout-venant.

D'autre part, compte tenu les résultats des essais de laboratoire, on n'envisage pas l'utilisation de ces matériaux pour la production des enrochements de protections, des filtres et drains et des agrégats pour la fabrication du béton.

II.4.2 Matériaux pour les enrochements, les agrégats, les filtres et les drains:

- **Considérations générales:**

Dans le cadre de cette étude deux possibles sources ont été reconnues pour l'obtention des matériaux pour les enrochements de protection, les agrégats pour le béton, les filtres et les drains : une zone d'emprunt de matériaux sableux et graveleux à l'aval de l'axe du barrage ; et la carrière en exploitation, à Boughezoul.

Les matériaux sableux et graveleux de la zone d'emprunt au site du barrage (ES1) pourront être utilisés pour les filtres, les drains et les agrégats fins. En tout cas, la quantité de matériau disponible est insuffisante pour les besoins d'un barrage en remblai.

La carrière de calcaires à Boughezoul, pourra être utilisée pour l'obtention des enrochements de protection et des agrégats pour le béton.

On remarque que d'après toutes les observations réalisées, aux environs du site du barrage on n'a pas trouvé d'autres zones d'emprunt avec des quantités suffisantes de matériaux adéquats

pour les filtres et les drains. Ainsi, reste l'utilisation des calcaires de la carrière de Boughezoul pour la production ces types de matériaux, en sachant que le rocher calcaire n'est pas le plus adéquat pour cette utilisation.

En outre, d'une façon générale, les roches qui affleurent dans le site du barrage ne présentent pas des caractéristiques physiques et mécaniques, de résistance et de durabilité, adéquates pour les agrégats de béton ou les enrochements de protection des talus. La recherche d'un site approprié pour l'ouverture d'une carrière dans ces formations s'avère difficile.

Dans les deux sous-chapitres suivants on présente la description de la zone d'emprunt ES1 et de la carrière ainsi que les résultats des essais de laboratoire.

- **Zone d'emprunt ES1:**

La zone d'emprunt ES1 a été reconnue par les puits suivants (de la deuxième phase) : P104, P106 et P107. Pour la caractérisation de ces matériaux 3 échantillons ont été prélevés dans ces puits.

D'après l'interprétation géologique, l'épaisseur du dépôt à décaper est de l'ordre de 1 m. L'aire exploitable est de l'ordre de 25 000 m^2 et l'épaisseur moyenne de sables et graviers est 2,6 m, donc le volume exploitable est d'environ 65 000 m^3. En utilisant un facteur de sécurité de 1,5, le volume de sables disponible pour la digue est d'environ 43 000 m^3. On remarque encore que pour exploiter ce volume de sables, le volume de limons et argiles à décaper est d'environ 25 000 m^3.

- **Carrière de Bougezoul:**

La carrière en exploitation plus proche du site du barrage se situe à Boughezoul, à environ 40 km par route du site du barrage. Dans cette carrière sont exploités des agrégats calcaires .

Figure II. 9: Production d'agrégats calcaires dans la carrière de Boughezoul Source : groupement du bureau d'étude Cenor -Becata).

les roches de la carrière de Boughezoul sont des calcaires gréseux avec des teneurs en quartz élevés, ce qui est aussi observé pour la teneur en SiO_2 obtenu dans la analyse chimique sur la forme d'oxydes ;

La masse volumique est élevée et la porosité est basse ;

Le rocher présente une résistance à la compression simple élevée avec des valeurs supérieures à 59 MPa ;

La résistance à la fragmentation Los Angeles varie entre 24% et 28% ;

La résistance à usure micro-Deval est moyenne à élevée, avec des valeurs entre 15% et 29% ;

La valeur de bleu du matériau est basse ;

La teneur de SiO_2 (totale) est d'environ 25%.
Les résultats des essais de caractérisation physique et mécanique des matériaux exploités dans la carrière de Boughezoul indiquent qu'ils sont adéquats pour la production des enrochements de protection des talus d'un barrage en terre.

En ce qui concerne l'utilisation de ces agrégats pour de béton, on peut dire qu'ils présentent des caractéristiques adéquates pour ce type d'utilisation. En effet, ces agrégats sont utilisés pour la production des bétons pour les ouvrages dans la région.

En tout cas, dans la phase suivante des études, reste à confirmer si ces agrégats sont réactifs ou non réactifs. En effet, on a déterminé la teneur de SiO_2 totale, mais elle ne permette pas de tirer des conclusions définitives car la valeur est supérieure à la teneur en silice réactive recommandée pour les agrégats de béton (4%).

En outre, vis-à-vis le manque des sables et graves naturelles (en quantité et qualité) pour les filtres et les drains, on envisage l'utilisation des matériaux de la carrière après concassage. En tout cas, en sachant qu'ils sont des matériaux calcaires, des mesures de dimensionnement additionnelles doivent être prendre en considération pour assurer un comportement adéquat du system de drainage interne du barrage pendant sa vie utile.

II.5 Etude de sismicité:

II.5.1 Sismicité du nord de l'Algérie:

L'Algérie du Nord est une des régions sismiques plus actives dans la zone ouest de la Méditerranée. Sa sismicité est déterminée par le contact entre les plaques Eurasienne et

Africaine. La région présente une grande concentration sismique le long d'une bande d'environ 400 km, orientée majoritairement dans le sens est-ouest, parallèle à la côte du littoral. La plus grande concentration d'événements sismiques se produit dans la partie ouest de l'Algérie.

Les tremblements de terre dans cette zone sont très associés au processus de décrochement. Les mécanismes focaux démontrent un régime régional de tension qui correspond à une compression horizontale entre les directions NW–SE et N–S et que se traduit par un déplacement de compression entre 4 et 6 mm par année. Malgré la grande activité sismique, les tremblements de terre sont, en général, de magnitudes modérées.

En outre, comme on peut voir dans la (figure II.8)la côte du nord de l'Algérie est caractérisée par une grande activité sismique, ce qui a donné lieu à un nouveau domaine qui s'appelle les Chaînes Littorales.

Ces cinq domaines du nord d'Algérie sont zones tectoniques à sismicité bien distincte, comme présenté ci-dessous (du nord vers le sud) :

II.5.2 Sismicité de la région:

Pour l'analyse de la stabilité d'un barrage, les séismes de référence doivent être définis afin qu'on puisse choisir les paramètres sismiques appropriés au calcul de ceci. Ainsi, l'estimation de la sismicité du site peut être faite par deux méthodes: la méthode probabiliste et la méthode déterministe.

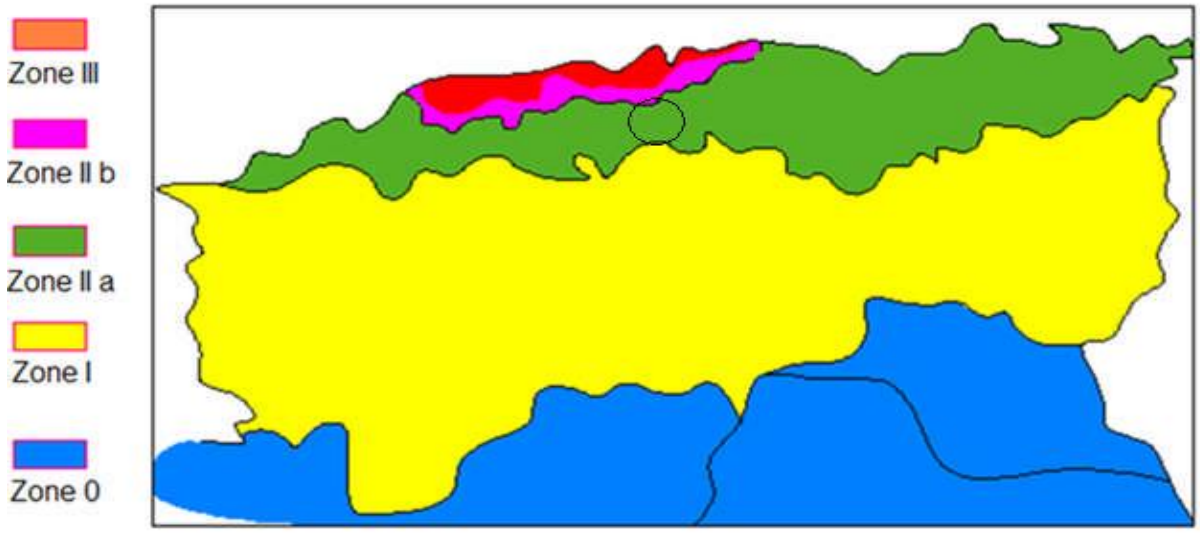


Figure II. 10 Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99 version 2003) .

le règlement divise le territoire algérien en 5 zones de sismicité, qui sont présentées au-dessous par ordre croissante:

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible .
- Zone II a : sismicité moyenne .
- Zone II b : sismicité moyenne .
- Zone III : sismicité élevée.

La Wilaya de Médéa est située dans l'Atlas du Tell, dans une région avec une activité sismique faible à moyenne. D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003), la Wilaya de Médéa est classée zone " IIa ", c'est-à-dire, une zone à moyenne sismicité.

Le tableau II.3 présente les valeurs du coefficient d'accélération réglementaire en fonction du zonage sismique et du type de l'ouvrage.

Tableau II. 3: Coefficients d'accélération (RPA99/version 2003).

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Les ouvrages sont classifiés en quatre groupes en fonction de leur usage avant, pendant et après un séisme fort:

- Groupe 1A: ouvrages d'importance vitale devant demeurer opérationnels après un séisme majeur (centres de décision, hôpitaux, police, gendarmerie, installations militaires, de télécommunication, de stockage d'eau, etc...) .
- Groupe 1B: ouvrage de grande importance (bâtiments publics, scolaires, universitaires, etc...) .
- Groupe 2: ouvrage courant ou d'importance moyenne (habitation, bureaux …) .
- Groupe 3: ouvrages de faible importance (constructions pour stockage de biens de petite valeur, constructions provisoires, etc…).

En ce qui concerne le barrage de Boukmouri , tenant en compte que le site appartient à la zone II a et que l'ouvrage se classifie dans le groupe 1 A, on obtient pour la composante horizontale du coefficient sismique la valeur **0.25**.

II.6 Paramètres utilisés pour le calcul de stabilité:

Tableau II. 4 Paramètres géotechniques obtenues pour le calcul de stabilité.

Matériau	k(m/s)	C (kPa)	Φ (°)	ɣ (KN/m^3)
Ecran	1.10^{-9}	500	35	24
Bitume	1.10^{-8}	200	15	24
Roche		30	15	20
Argile	1.10^{-9}	20	35	21
Fondation	$1.88.10^{-4}$	0	30	20
Filtres	1.10^{-4}	5	35	19
Drains	1.10^{-2}	0	38	21
Recharges	8.10^{-4}	0	40	21

Conclusion:

D'après l'interprétation géologique dans la zone EA1, l'épaisseur du dépôt à décaper est de l'ordre de 0,5 m. L'aire exploitable est de l'ordre de 220 000 m^2 et l'épaisseur moyenne est supérieur à 5 m, donc le volume exploitable est d'environ 1 100 000 m^3.

Dans la zone EA2, l'épaisseur du dépôt à décaper est de l'ordre de 0,5 m. L'aire exploitable est de l'ordre de 67 500 m^2 et l'épaisseur moyenne est supérieur à 4 m, donc le volume exploitable est d'environ 270 000 m^3.

Dans la zone EA3, l'épaisseur du dépôt à décaper est de l'ordre de 0,5 m. L'aire exploitable est de l'ordre de 28 500 m^2 et l'épaisseur moyenne est supérieur à 5 m, donc le volume exploitable est d'environ 142 500 m^3.

En utilisant un facteur de sécurité de 1,5, le volume d'argiles disponible pour la digue est d'environ 1 000 000 m^3, ce qui permet d'assurer une quantité de matériel suffisante pour le noyau d'un barrage en terre zonée.

Concernant les caractéristiques physiques et mécaniques des sols fins, on peut dire que ces sols présentent un poids volumique sec adéquat pour l'utilisation dans un noyau (ce sont des sols denses après compactage) et que leur perméabilité, d'environ 10^{-9} m/s, peut assurer l'étanchéité du barrage. En outre, les paramètres de compressibilité n'imposent pas des contraintes importantes à l'utilisation de ces sols dans un noyau d'un barrage en terre zoné.

En ce qui concerne la plasticité, on vérifie que les argiles présentent, en générale, des valeurs d'I_P inférieurs à 25% ce qui est adéquat pour la mise en place dans un noyau d'un barrage en terre. En tout cas, quelques essais présentent des valeurs d'I_P plus élevées.

Compte tenu des considérations présentées ci-dessus, on considère que les sols fins des zones d'emprunt EA1, EA2 et EA3 peuvent être utilisés dans un barrage en terre zoné. En tout cas, en raison de la variabilité vérifiée dans les résultats des essais Proctor et des limites d'Atterberg, dans la phase suivante des études des essais complémentaires doivent être réalisés pour confirmer les caractéristiques des sols fins.

En conclusion, les résultats obtenus d'après les travaux de prospection réalisés et la reconnaissance géologique de surface permettent d'affirmer qu'il y aura des matériaux convenables pour la construction d'un barrage en remblais homogène ou zoné.

Chapitre III:

Etude hydrologique et régularisation

Introduction:

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau qui débute avec l'arrivée cde celle-ci sur la surface de la terre .Elle englobe les précipitations ,les eaux de surface , l'évaporation et l'évapotranspiration et les eaux souterraines .

C'est une science importante à laquelle l'ingénieur s'intéresse dans le but d'exploiter et de contrôler les eaux naturelles, elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées qui ont pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau.

L'étude hydrologique est une étape primordiale et indispensable dans le processus de détermination de la faisabilité d' un barrage ,c'est pour cela que les paramètres hydrologiques sont déterminants vu que ce sont des données initiales du projets sur lesquels le travail sera basé .

L'hydrologie nous permet aussi d'étudier d'une part, les conditions de la réserve et d'autre pat d'estimer la crue contre laquelle le barrage doit être protégé.

Nous procédons à l'étude hydrologique du bassin versant de Oued Boukmouri pour déterminer certains paramètres nécessaires pour l'étude notamment, le volume mort, le volume utile, le débit laminé le débit des crues, le laminage des crues etc....

III.1 Caractéristiques physico-géographiques:

III.1.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant:

Le bassin versant de Oued Boukmouri fait partie du grand bassin hydrologique du Cheliff de code 01.

Les travaux sont effectués sur les cartes d'état major de Ksar El Boukhari Ouest et de Theniat El Had à l'Est, à l'echelle 1/50000 ème, Ces cartes nous ont permit de délimiter le bassin versant de Oued Boukmouri, et de déterminer les caractéristiques hydro morphologiques fondamentales dans le bassin.

Le site du barrage se situe à environ 50 km au sud-ouest de la ville de Médéa et à 23 km à l'ouest de la ville de Ksar El Boukhari.

III.1.2 Caractéristiques géométrique du bassin versant:

III.1.2.1 La surface et le périmètre du bassin versant :

Le bassin versant est délimité en commençant par l'exutoire, on trace les segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes aboutissant automatiquement à l'exutoire.

Ce travail a été effectué après avoir numérisé sur des cartes topographique à une échelle 1/50000éme et à l'aide d'un logiciel .Nous avons déduit que ce bassin versant occupe une superficie de :

S=128.7 km^2

Et un périmètre de:

P=64.60 km.

III.1.2.2 La longueur du talweg principal:

La longueur du talweg principal a pour valeur:

L=32.10 km.

III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant:

III.1.3.1 Indice de compacité:

L'indice de compacité d'un bassin versant est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que le bassin versant.

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

Si K_c=1 : le bassin est parfaitement circulaire.
Si K_c =1.128:le bassin est ramassé.
Si K_c >1.128:le bassin est allongé.

$$K_c = \frac{P}{P_c} \quad \text{.....(III.1)}$$

Tel que:

K_c: Indice de compacité appelé indice de Gravilius (sans dimension).
$P_c = 2\pi R_c$: Périmètre du cercle
P : Périmètre du bassin versant**.**

$$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{P}}} \quad \text{.....(III.2)}$$

Tel que:

P:perimetre du bassin (km)
S:superficie du bassin (km^2)

$$Kc = \frac{0.28\ P}{\sqrt{S}} = \frac{0{,}28.64{,}6}{\sqrt{128.7}} = 1.59$$

Dans ce cas K_c >1.128, nous pouvons conclure que la forme du bassin est allongée.

III.1.3.2 Coefficient d'allongement:

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \text{.....(III.3)}$$

Avec:

L : la longueur du talweg principal (Km).

S : la superficie du bassin versant (Km^2).

$$C_a = \frac{L^2}{S} = \frac{32.10^2}{128.7} = 8.006$$

Plus C_a est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration est important .

III.1.3.3 Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius:

C'est une transformation purement géométrique par laquelle on assimile un bassin versant à un rectangle ayant le même périmètre et la même superficie.

Ce paramètre permet de comparer les bassins entre eux, du point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement .Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est de ces petites cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement:

P=2*(L+l)

S=L*l

La longueur L et la largeur l sont donnés par la résolution de P et S:

A partir des équations ,On déduit les grandeurs L et l qui sont données par :

$$L = \frac{K_c}{1.12}\sqrt{S}\left[1+\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K_c}\right)^2}\right] \quad \text{.....(III.4)}$$

$$l = \frac{K_c}{1.12}\sqrt{S}\left[1-\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K_c}\right)^2}\right] \quad \text{.....(III.5)}$$

Avec:

L:Longeur du rectangle équivalent (Km).

l:Largeur du rectangle équivalent (km).

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

K_c : Indice de compacité de Gravelius.

AN:

$$L = \frac{1.59}{1.12}\sqrt{128.7}\left[1+\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{1.59}\right)^2}\right] = 27.54 \text{ km}$$ **L=27.54 km**

$$l = \frac{1.59}{1.12}\sqrt{128.7}\left[1-\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{1.59}\right)^2}\right] = 4.67\text{km}$$ **l=4.67km**

III.1.4 Hypsométrie du bassin versant:

III.1.4.1 Le relief:

Le relief est un facteur essentiel, il est caractérisé par :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne.
- L'indice de pente globale I_g.
- L'indice de pente roche I_p
- L'indice de pente moyenne du bassin versant I_{pm} .
- Densité de drainage D_g.

III.1.4.2 Repartition et courbe hypsomètrique:

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. Elle 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.

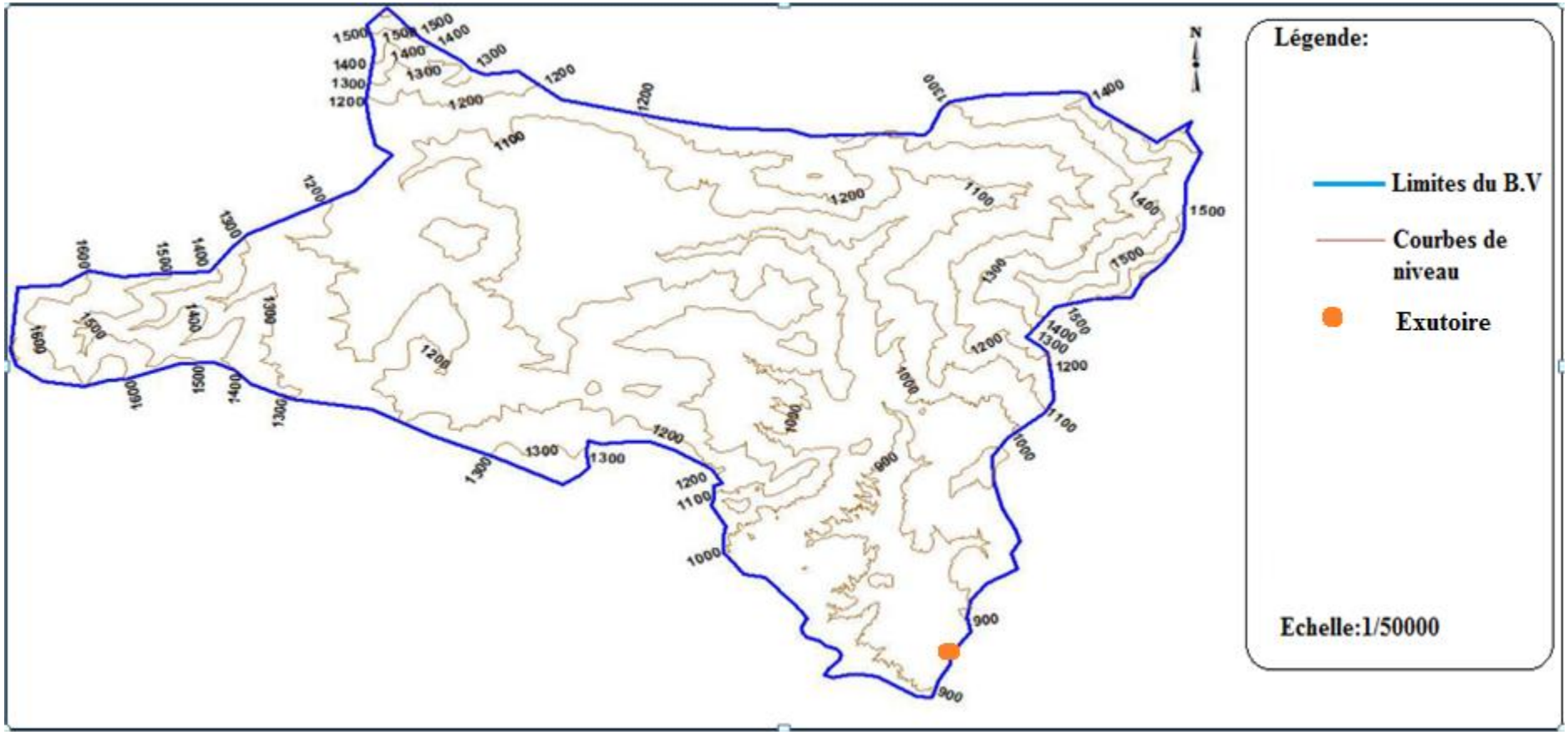


Figure III. 1 Courbes de niveau du bassin versant**.**

Tableau III. 1 Surfaces partielles entres les différentes courbes de niveau.

Altitudes (m)	S_i (km^2)	S_i (%)	$S_{i\ cum}$ (%)
1706-1700	0.173	0.1344	0.13
1700-1600	1.768	1.3739	1.51
1600-1500	3.872	3.0089	4.52
1500-1400	5.608	4.3579	8.88
1400-1200	8.242	6.4048	15.28
1300-1200	20.208	15.7034	30.98
1200-1100	35.022	27.2152	58.20
1100-1000	29.776	23.1386	81.34
1000-900	17.333	13.4693	94.81
900-805	6.685	5.1948	100.00

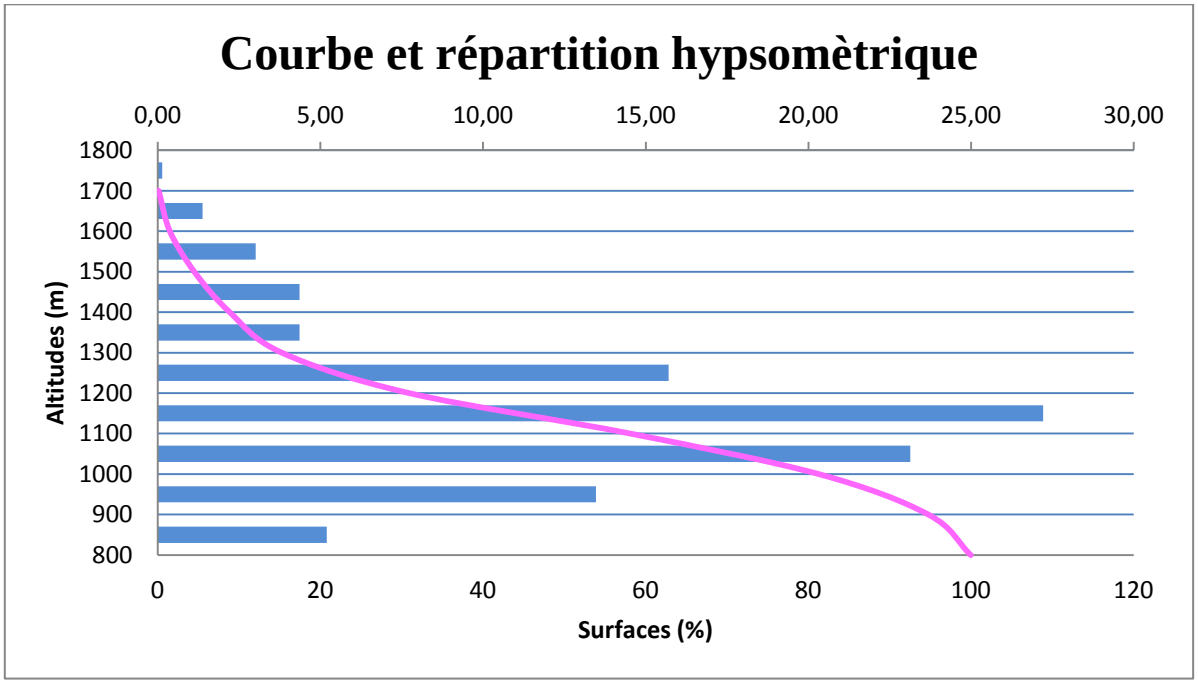


Figure III. 2 Courbe et répartition hypsométrique du bassin versant.

III.1.4.3 Altitude moyenne du bassin versant:

- **Altitude médiane:**
  Par projection de la surface cumulée de 50 %sur la courbe hypsométrique, on obtient une altitude médiane de 1180m.

$$H_{50\%} = 1180m$$

- **Altitude moyenne:**

$$H_{moy} = \frac{\sum Si*Hi}{S} \quad \text{.....(III.6)}$$

Avec:

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (km2).

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives (i-1) et i en (m)

S : Superficie du bassin versant (km^2)

Tableau III. 2 Surfaces moyennes du bassin versant.

Altitude (m)	$S_i(km^2)$	$S_i * H_i$
1706-1700	0.173	294.619
1700-1600	1.768	2916.87
1600-1500	3.872	6100.6
1500-1400	5.608	8131.6
1400-1200	8.242	11126.43
1300-1200	20.208	25259.75
1200-1100	35.022	40275.07
1100-1000	29.776	31264.59
1000-900	17.333	16466.16
900-805	6.685	5698.792
	Somme	**147435.48**

$$H_{moy} = \frac{\sum Si * Hi}{S} = \frac{147435.48}{128.7} = 1145.57m$$

Tableau III. 3 Tableau récapitulatif des résultats précédents.

Altitudes	Valeurs (m.NGA)
$H_{moyenne}$	1145.57
$H_{médiane}$	1180
$H_{95\%}$	1535
$H_{5\%}$	948
H_{max}	1706
H_{min}	805

III.1.4.4 Pente moyenne du bassin versant:

L a pente moyenne est donnée par la formule:

$$I_{moy} = \frac{\Delta h * Lc}{S} \text{.....(III.7)}$$

Avec :

Δh: dénivelée entre deux courbes de niveaux successives (m)
Lc: les longueurs des courbes de niveaux (km).
S: superficie du bassin versant (km^2).

AN:

$$I_{moy} = \frac{100 * 266.71}{128.7} = 207.23 \text{ m/km}$$

I_{moy}=207.23 m/km

Tableau III. 4 Calcul de la pente moyenne du bassin versant.

Altitude (m)	**Δh(m)**	**Longueur de la courbe de niveau (km)**	
900	100	33.04	
1000	100	44.12	
1100	100	64.63	
1200	100	62.33	
1300	100	27.71	
1400	100	20.46	
1500	100	8.07	
1600	100	5.92	
1700	100	0.43	
		Somme	**266.71**

III.1.4.5 Indices de pente:

- **Indice de pente global I_g:**

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisant les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant.

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \text{.....(III.8)}$$

Avec :
L: longueur du rectangle équivalent (km)

$H_{5\%}$ = 1535 m $H_{95\%}$ = 948 m
AN:

$$I_g = \frac{1535 - 948}{27.54} = 21.3\text{m/km}$$

I_g =2.13%

Tableau III. 5 Classification O.R.S.T.O.M 5 (type de relief)

Relief		I_g
1	**Tres faible**	I_g<0.002
2	**Faible**	0.002 < I_g < 0.005
3	**Assez faible**	0.005 < I_g < 0.01
4	**Modéré**	0.01< I_g < 0.02
5	**Assez fort**	0.02< I_g <0.05
6	**Fort**	0.05< I_g < 0.1
7	**Trés fort**	I_g >0.05 >

- **Indice de pente moyenne I_{pm}:**
  L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} = \frac{1706 - 805}{27.54} = 32.72\text{m/km}$$

I_{pm} =3.27%

- **Indice de pente de roche:**

I_P est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i et H_{i-1} , Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{S(Hi - H_{i-1})} \quad \text{.....(III.9)}$$

I_p =1.64%

Avec:

L : longueur de rectangle équivalent (m)
S_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1}

Tableau III. 6 Calcul de l'indice de pente de roche.

Altitudes (m)	H_i -H_{i-1}(m)	S (km^2)	S(%)	$\sqrt{S(Hi - Hi-1)}$
1706-1700	6	0.173	0.1344	0.81

1700-1600	100	1.768	1.3739	137.37
1600-1500	100	3.872	3.0089	300.89
1500-1400	100	5.608	4.3579	435.79
1400-1300	100	8.242	6.4048	640.46
1300-1200	100	20.208	15.7034	1570.32
1200-1100	100	35.022	27.2152	2721.50
1100-1000	100	29.776	23.1386	2313.84
1000-900	100	17.333	13.4693	1346.91
900-805	95	6.685	5.1948	493.49
	Somme	**128.7**	**100**	**9961.39**

III.1.4.6 Densité spécifique:

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M (l'Office de Recherche Scientifique de Territoire d'Outre Mer) appliquée à tout bassin quelle que soit sa surface. Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :
I_g: Pente globale (m/km)

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

$D_S = 21.3\sqrt{128.7} = 241.64$ m

D_s=241.64m

Tableau III. 7 Classification de l'O.R.S.T.O.M (type de relief)

Relief		**D_S**
1	**Très faible**	D_S <10
2	**Faible**	10 < D_S <25
3	**Assez faible**	25< D_S <50
4	**Modéré**	50< D_S <100
5	**Assez fort**	100< D_S <250
6	**Fort**	250< D_S <500
7	**Trés fort**	D_S >500

Nous pouvons conclure que le relief de notre bassin est **assez fort**.

III.1.5 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant:

- **Réseau hydrographique:**

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne.
Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUMM.
Dans cette classification de SCHUMM est considéré d'ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x).
Dans notre bassin versant de Oued Boukmouri, le cours d'eau principal est de l'ordre 5.
Le réseau hydrographique avec la classification des différents cours d'eau est représenté dans la Figure III.4

.

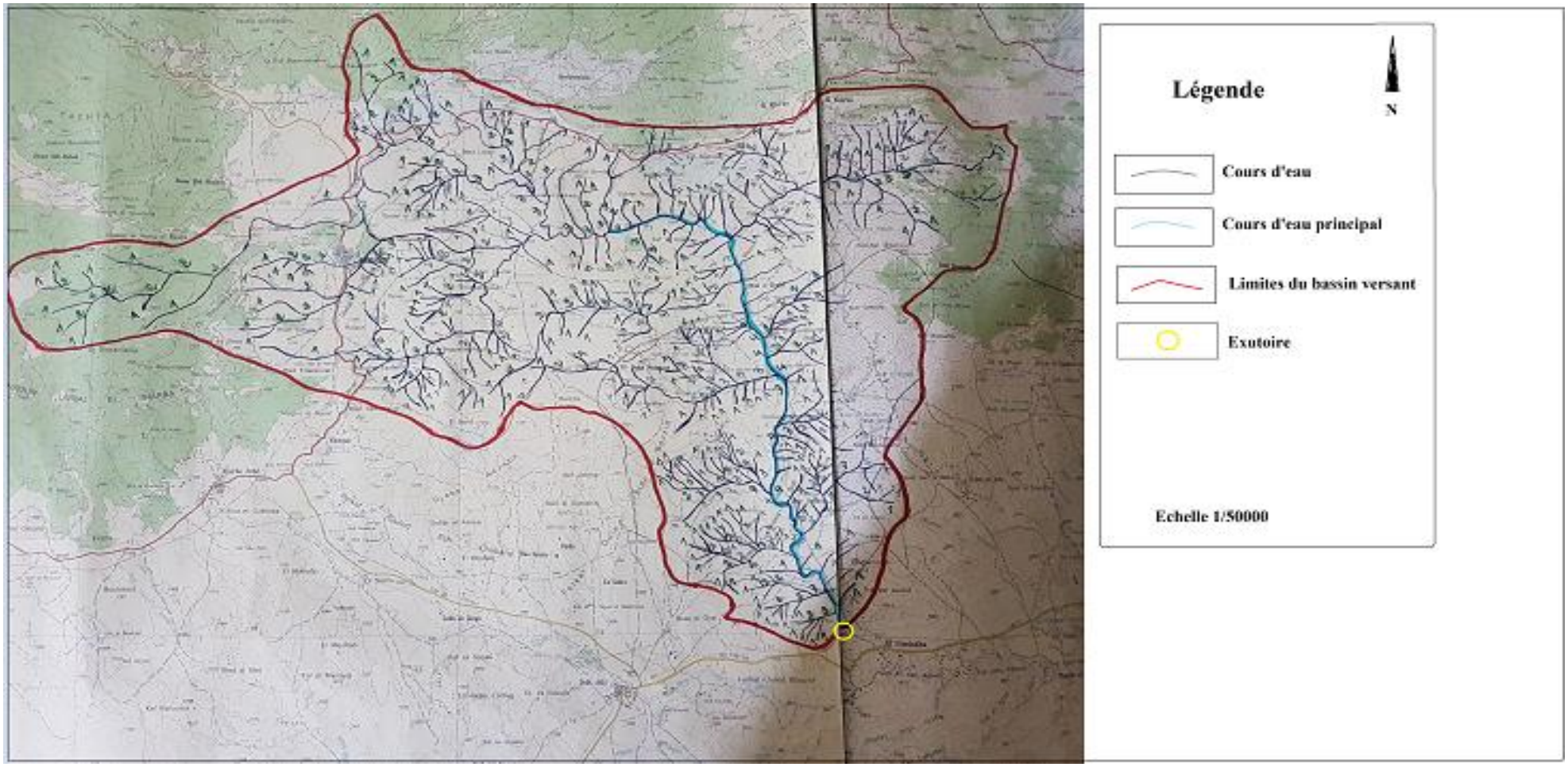


Figure III. 3 Réseau hydrographique du bassin versant sur Oued Boukmouri avec la classification du cours d'eau principal.

III.1.5.1 Densité de drainage:

La densité de drainage pour un bassin versant est définie comme étant le rapport entre la longueur totale des cours d'eau de tous les ordres et la surface drainée.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} L_i}{S} \quad \text{.....(III.11)}$$

Avec :

$\sum_{i=1}^{n} L_i$: La longueur totale de tous les talwegs (km). $\sum_{i=1}^{n} L_i$ =413.73 km

S : surface totale du bassin versant (km^2).

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} L_i}{S} = \frac{413.73}{128.7} = 3.21 \text{ km/km}^2$$

D_d=3.21km/km^2

III.1.5.2 Densité du thalweg élémentaire:

Elle est donnée par la formule suivante :

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \quad \text{.....(III.12)}$$

Avec:

N_1: Nombre de thalwegs d'ordre 1 , N_1=533.

S:Superficie du bassin versant.

AN:

$$F_1 = \frac{533}{128.7} = 4.14$$

F_1=4.14 thalwegs /km^2

III.1.5.3 Coefficient de torrentialité:

Il est défini comme étant le produit entre la densité de drainage, et le coefficient du talweg élémentaire. Il est donné par la formule ci-après :

$$C_t = F_1 * D_d \quad \text{.....(III.13)}$$

AN:

$$C_t = 4.14 * 3.21$$

C_t=13.29

les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.

III.1.5.4 Calcul du temps de concentration :

On appelle temps de concentration T_c d'un bassin versant, la durée nécessaire pour que la pluie tombée sur le point le plus éloigné hydrologiquement de l'exutoire atteigne celui-ci.
Le temps de concentration est une caractéristique principale de toutes les formules permettant le passage des pluies aux débits de crue.
Plusieurs formules de détermination du temps de concentration ont été mises au point, les plus courantes sont:

- **La formule de GIANDOTTI:**

$$\mathbf{T_c} = \frac{4.\sqrt{S} + 1.5 L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad \text{.....(III.14)}$$

Avec :

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

L_{cp} : Longueur de cours d'eau principal (Km).

t_c : Temps de concentration exprimé en heure (h).

H_{moy} : Altitude moyenne (m).

H_{min} : Altitude minimale (m).

AN:

$$\boldsymbol{T_c} = \frac{4.\sqrt{128.7} + 1.5 * 32.10}{0.8\sqrt{1145.57 - 805}} = 6.33$$

T_c=6.33 heures

- **Formule de KIRPICH:**

$$T_c = 0.6615\ L^{0.77}.I_g^{-0.385} \quad \text{.....(III.15)}$$

Avec :
T_c : temps de concentration (heures)
L: longueur du thalweg principal (km)
I_g : Pente globale du bassin versant (%)

AN:

$$T_c = 0.6615 * 32.1^{0.77} * 2.13^{-0.385}$$

T_c =7.14 heures

- **Formule de l'ANRH:**

$$T_c = \left[\frac{SL}{(10I)^{3/2}}\right]^{0.25} \quad \text{.....(III.16)}$$

Avec :
Tc : Temps de concentration (heures)
S : Surface du bassin versant (km2)
I : Longueur du thalweg principal (km)
I : Pente moyenne du talweg principal (%)

T_c =8.30 heures

- **Formule de VENTURA:**

$$T_c = 0.1272.\sqrt{\frac{S}{I_{pm}}} \quad \text{.....(III.17)}$$

Avec :
Tc : temps de concentration (heures)
S : surface du bassin versant (km2)
I_{pm}:Indice de pente moyenne (I_{pm}=3.27)

T_c=8.6 heures.

Voici un tableau qui récapitule toutes les valeurs obtenus par toutes les formules empiriques:

Tableau III. 8 Tableau récapitulatifs des temps de concentration.

Formules empiriques	**T_C :Temps de concentration (heures)**
Formule de GIANDOTTI	6.33
Formule de KIRPICH	7.14
Formule de l'ANRH	8.30
Formule de VENTURA	8.60

Etant donné que la formule de l'A.N.R.H est la plus couramment utilisée dans les basssins versant en Algerie, nous retiendrons pour la suite de nos calculs la valeur obtenue cette formule.

Tc = 8.30 heures.

III.1.5.5 Vitesse de ruissellement:

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

$$V_r = \frac{L}{T_c} \quad \text{.....(III.18)}$$

Avec:

L : Longueur du thalweg principal (Km).

Tc : Temps de concentration (heures).

AN:

$V_r = \frac{32.10}{8.30}$=3.88 km/ heure=1.08m/s

V_r =1.08 m/s.

Tableau III. 9 Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Superficie		S	Km^2	128.7
Périmètre		P	km	64.6
Longueur du thalweg principal		L	km	32.10
Indice de compacité		K_c	/	1.59
Coefficient d'allongement		C_a	/	8.006
Rectangle équivalent	Longueur	L_r	km	27.54
	Largeur	l_r	Km	4.67
Altitudes	Maximale	H_{max}	m	1706
	Moyenne	H_{min}	m	1145.57
	Médiane	$H_{50\%}$	m	1180
	Minimale	H_{min}	m	805
Indice de pente de roche		I_P	%	1.64
Indice de pente globale		I_g	m/km	21.3
Indice de pente moyenne		I_{pm}	m/km	32.72
Densité spécifique		D_s	m	241.64
Densité de drainage		D_d	Km/km^2	3.21
Coefficient de torrentialité		C_t	/	13.29
Temps de concentration		T_c	heure	8.30
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	3.88

III.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant:

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

- La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace.
- L'humidité.
- La température.
- Le vent.

Ces derniers ont une influence sur l'évaporation et la transpiration.

III.2.1 Conditions climatiques:

Les conditions climatiques qui prévalent dans la région d'étude seront décrites par les mesures et observations disponibles dans les stations et sites de mesures les plus proches. Ainsi pour le barrage d'Oued Boukmouri, les caractéristiques climatiques en question peuvent être approchées par les mesures effectuées à la station de Médéa .

III.2.1.1 Température:

En l'absence d'une station météorologique au niveau de la commune, le choix de la station météorologique professionnelle de Médea, (Latitude 36°17N, Longitude 02°44E, Altitude 1030 NGA) appartenant au réseau O.N.M a été retenue comme référence pour l'interprétation des données. De manière générale le climat de la région est caractérisé par un été chaud et un hiver froid. Les températures moyennes de la station de Médéa, sont récapitulées ci-dessous :

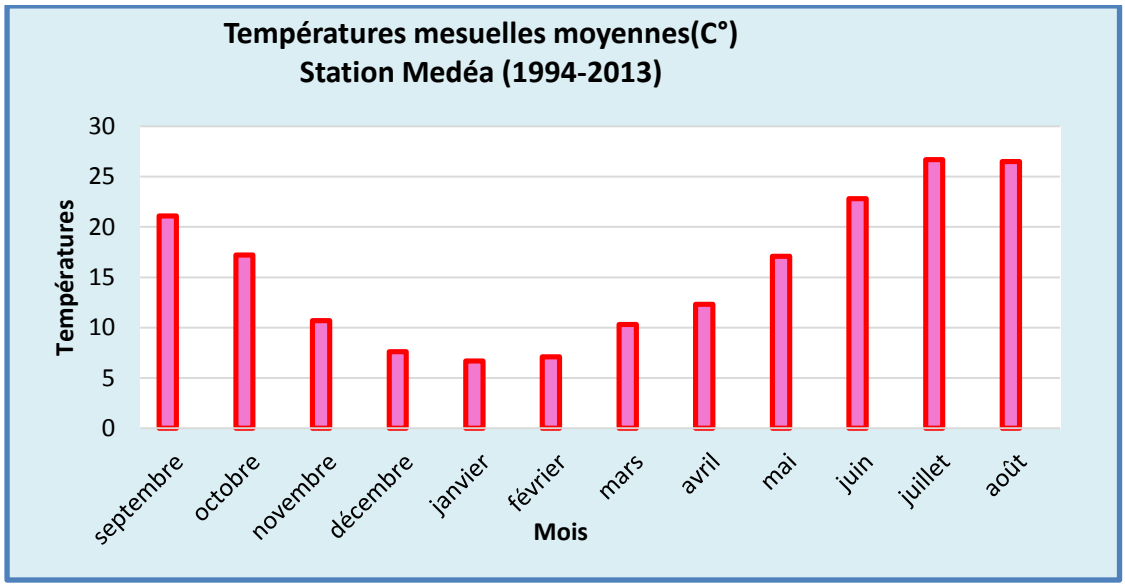


Figure III. 4 Températures mensuelles moyennes sur la période 1994-2013 (station Médéa) (Source ONM).

Tableau III. 10 Températures mensuelles moyennes sur la période 1994-2013 (Station Médéa).

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	T_{moy}(°C)
Température °C	21.1	17.2	10.7	7.6	6.7	7.1	10.3	12.3	17.1	22.8	26.7	15.7	14.60

Source ONM

III.2.1.2 Evaporation:

La détermination de l'évaporation du plan d'eau du barrage d'Oued Boukmouri sera estimée d'après les mesures effectuées sur l'évaporomètre Piche au niveau de la station de Médéa (Altitude : 1030m, Latitude : 36°17 N, Longitude : 02°44 E) étant donné l'absence de mesures dans la région.

Le tableau suivant donne l'évaporation mesurée par évaporomètre de Piche :

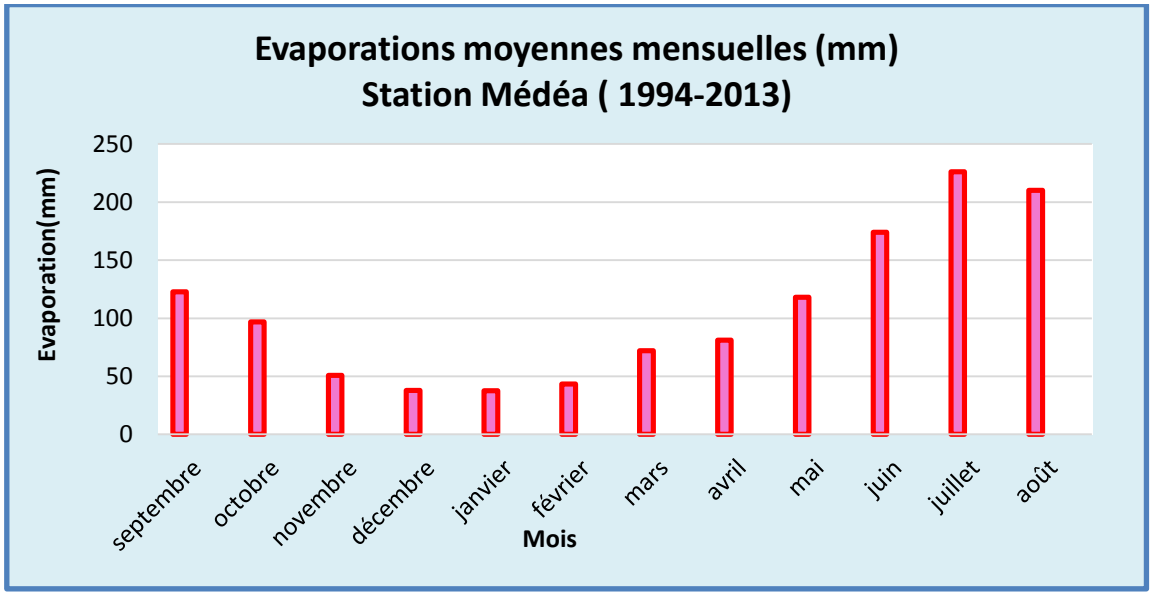


Figure III. 5 Evaporations mensuelles sur la période 1994-2013 (station de Médéa) (Source ONM)

Tableau III. 11 mensuelles sur la période 1994-2013 (station de Médéa)

Mois	**Sept**	**Oct**	**Nov**	**Dec**	**Jan**	**Fev**	**Mar**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juill**	**Aou**	**E_{moy} annuelle**
Evap(mm)	122.7	96.9	50.9	37.9	37.7	43.5	72.1	81.1	118.0	174.1	226.1	210.2	105.93
%	9.65	7.62	4.00	2.98	2.97	3.42	5.67	6.38	9.28	13.70	17.79	16.54	8.33

Source ONM

III.2.1.3 Les vents:

Les moyennes mensuelles des vitesses des vents de la station de Médéa, sont récapitulées ci-dessous ,(pour la période 1995-2014) :

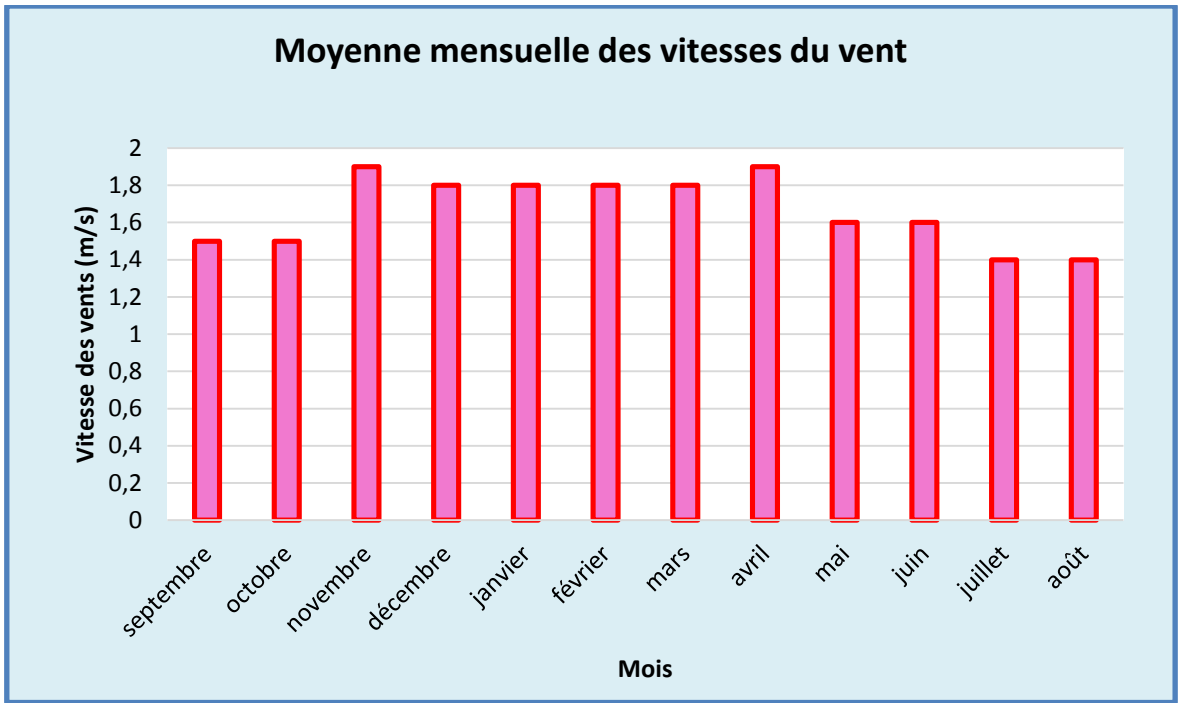


Figure III. 6 Moyennes mensuelles de la vitesse des vents sur la période 1994-2014 (station de Médéa) (Source ONM).

Tableau III. 12 Moyennes mensuelles de la vitesse des vents sur la période 1994-2014 (station de Médéa).

Mois	**Sept**	**Oct**	**Nov**	**Dec**	**Jan**	**Fev**	**Mar**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juill**	**Aou**	**V_{moy}(m/s)**
Vitesse vent (m/s)	1.50	1.50	1.90	1.80	1.80	1.8	1.8	1.9	1.60	1.60	1.40	1.40	1.67

Source ONM

III.3 Etude des précipitations:

III.3.1 Données existantes:

Sur la carte du réseau hydro climatique et de surveillance de la qualité des eaux du nord de l'Algérie , on a constaté que le bassin versant de l'Oued Boukmouri n'est pas contrôlé par une station de jaugeage, mais des données d'observation directes sont disponibles au niveau du bassin versant de l'Oued Boukmouri de nature pluviométrique au niveau de la station Derrag. Cet état de fait nous a mené à considérer les données de cette station ayant des similitudes altimétries et pourvues d'un nombre satisfaisant d'années d'observations.

La série d'observation contient des années lacunaires ce qu'il a été jugé utile de faire une corrélation avec d'autre séries, si possible, qui se trouvent au voisinage du bassin versant objet de l'étude, dont le but d'avoir une série plus longue que possible.

Tableau III. 13 Coordonnées et codes des stations pluviométriques.

Stations	Code	Altitude(NGA)	X(m)	Y(m)	Nombre d'années d'observations	P_{moy}(mm)
Derrag	01.13.02	1150	472.15	289.85	61	549.70
Kherba Od Hellal	01.16.04	1240	482.25	293.3	34	324.4
Bordj El Amir	01.16.03	1080	461.10	2855.30	68	457.7
Boughezoul	01.12.08	643	507.10	272.25	50	223.4

Source ANRH

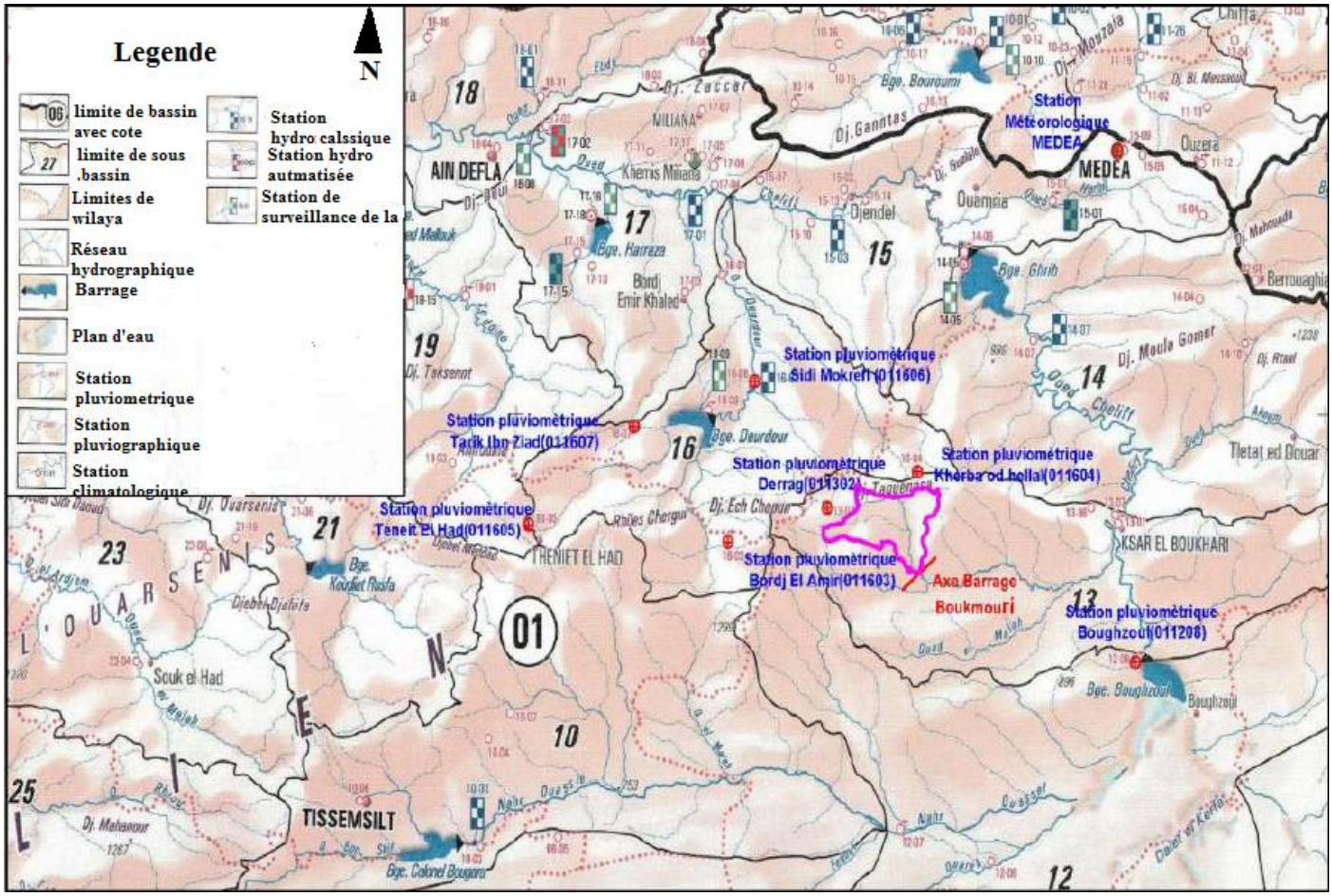


Figure III. 7 Stations pluviométriques et météorologique considérées dans l'étude
Ech: 1/500 000 (source ANRH).

III.3.2 Evaluation de la pluie moyenne annuelle:

III.3.2.1 Détermination de la pluie moyenne annuelle par la méthode des isohyètes:

Selon la carte pluviométrique de l'ANRH, établie en 2005, le bassin d'étude se situe entre les isohyètes 300 mm et 500 mm .

Pour passer à la pluie moyenne tombée sur la surface totale, on planimètre chacune des surfaces élémentaire délimitées par les isohyètes P_i et P_i+1 comme le montre le (Tableau III .14).

On calcule la pluie précipitée sur la surface comprise entre ces isohyètes, en totalisant ces produits et divisant sur la surface totale du bassin versant.

$$P = \frac{\sum S_i . P_i}{S} \quad \text{.....(III.19)}$$

Avec :

P : pluie moyenne tombée sur bassin versant.

P_i : précipitation moyenne entre les isohyètes successives (mm).

S_i : surface comprise entre deux isohyètes successives (km^2).

S : surface totale du bassin versant (km^2).

Tableau III. 14 Calcul de la pluie par la méthode isohyète.

Hauteur (m)	**Surface entre les isohyètes (Km^2)**	**$(P_i + P_{i+1})/2$**	**$S*(P_i + P_{i+1})/2$**
300-350	0,74	325	240,50
350-400	17,98	375	6742,50
400-450	83,36	425	35429,30
450-500	26,62	475	12643,10

$$\sum S_i . P_i = \mathbf{55055.40}$$

P_{moy} =428mm.

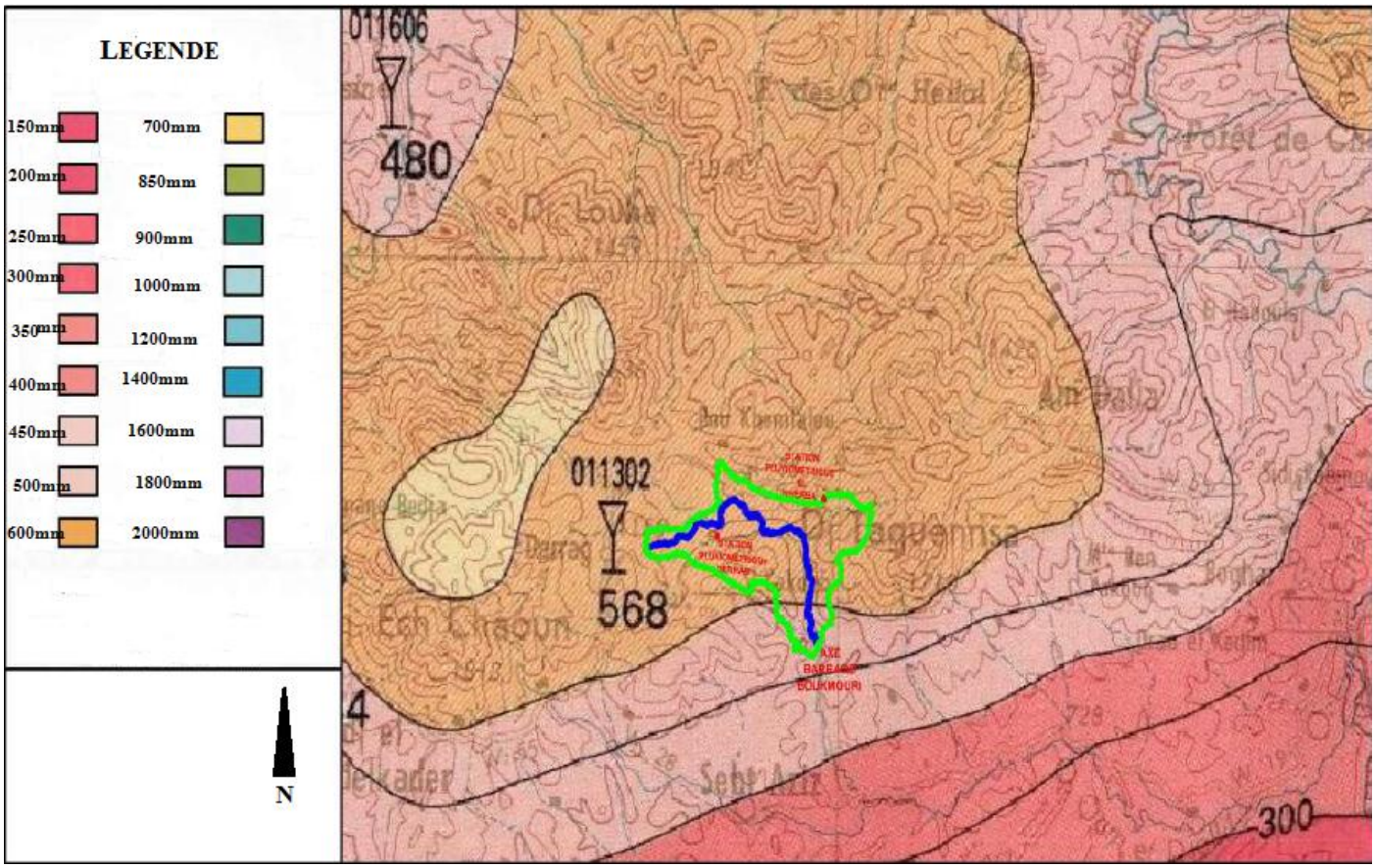


Figure III. 8 Carte des Isohyètes de Oued Boukmouri Ech: 1/ 500 000.(source ANBT)

Conclusion:

On prend une précipitation moyenne annuelle de 428mm.

$$\mathbf{P_0 = 428\ mm.}$$

III.3.3 Répartition des pluies moyennes mensuelle dans le bassin :

Tableau III. 15 Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles.

Mois	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Dec**	**Jan**	**Fev**	**Mars**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juill**	**Aou**
P(mm)	24.795	41.895	62.775	62.775	62.82	54.36	51.345	43.02	39.24	12.15	2.745	6.21
P(%)	5.51	9.31	10.82	13.95	13.96	12.08	11.1	9.56	8.72	2.7	0.61	1.38

Source ANRH

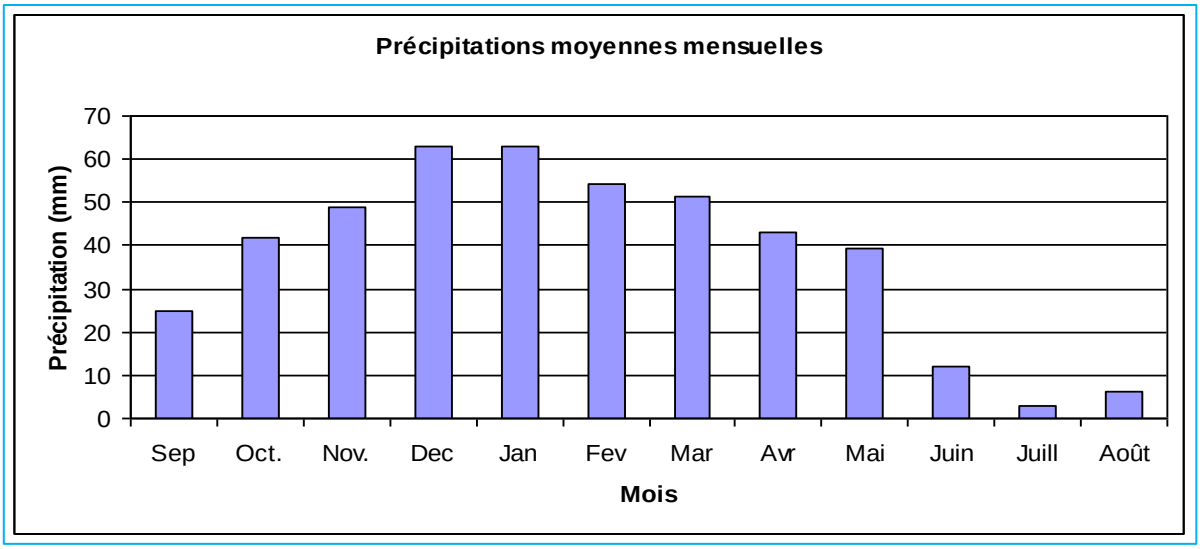


Figure III. 9 Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles.

III.3.4 Précipitation maximales journalières:

Le traitement des pluies journalières, suppose que la durée et l'origine des pluies sont fixés, par contre qu'elles soient continues ou non, n'a pas d'intérêt, car un arrêt bref de l'intérieur d'une averse n'a pas d'effet sur l'hydrogramme. Dans les calculs de dimensionnement des ouvrages hydrotechniques, il n'est pas recherché une protection absolue qui induirait un surdimensionnement des ouvrages, mais une protection contre une averse type de probabilité déterminée et de durée égal au temps de concentration. Selon la série des pluies journalières maximales relevées à la station de Derrag de code (01.13.02) la moyenne est $P_{j\ max}$ = 50,7 mm.

III.3.4.1 Test d'homogénéité des pluies journalières maximales:

Toute étude hydrologique nécissite la vérification des données utilisées. L'information de base quant à sa qualité revêt une très grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable. De ce fait, l'analyse hydrologique se base sur l'exploitation de données, présentées souvent sous forme de sériess statistiques et la plus part des temps pleines d'erreurs qu'on appelle erreurs statistiques, qu'il convient de détecter et de corriger. Pour se faire on fait appel à l'homogénéisation des données. Les méthodes d'homogénéisation sont nombreuses et peuvent être graphiques ou analytiques.

Dans notre étude on va utiliser le test Wilcoxon ou test du rang:

- **Test de Wilcoxon:**

C'est le plus puissant des tests non paramétriques ,soient deux variables aléatoires X et Y représentants respectivement deux séries de précipitation annuelles de taille N_1 et N_2 .

Y étant la série à étudier et X étant la série de base avec $N_2 > N_1$.

Si l'échantillon nouveau Y U X est également issu de la même population .On classe les éléments de ce nouvel échantillon Y U X par ordre décroissant et on s'associe à chacune des valeurs le rang qu'elle occupe dans cette nouvelle série.(Si une valeur se répète plusieurs fois ,il faut lui associer le rang moyen qu'elle detemine1.

On calcule les quantités W_Y et W_X:

W_Y : Représente la somme des rangs de Y, et c'est celle qui nous intéresse et est égale à:

$$W_Y=\sum_{i=1}^{n} rang \quad \text{.....(III.20)}$$

$$W_X=\sum_{i=1}^{n-1} rang \quad \text{.....(III.21)}$$

L'hypothèse d'homogénéité est rejetée si l'une des deux inégalités suivantes n'est pas vérifiée:

$$W_{min}<W_y<W_{max}$$

Le nombre d'année d'observation est : 61 ans
Echantillon X: n = 24
Echantillon Y: m = 37

Espérance: $E(W_n)=n(n+m+1)/2 =744$

Variance:$V(W_n)=n.m(n+m+1)/12=4588$

$W_{min}=E(W_n) - \sqrt{V} * u=611.24$

$W_{max}= E(W_n)+ \sqrt{V} * u=876.76$

$W_n=838$

Avec :

u: La valeur de la variable de Gauss correspondant à une probabilité de 1-α/2, (α=95%)

Dans notre cas, $W_{min}< W_n< W_{max}$ donc la série est homogène.

III.3.4.2 Ajustement des pluies maximales journalières:

Tableau III. 16 Caractéristiques de la série des pluies maximales journalières.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
Pluie maximale journalière	/	123.0
Pluie minimale journalière	/	21.4

Pluie moyenne journalière	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n} X_i}{N}$	50.72
Ecart -type	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(X_i - \bar{X})^2}{N-1}}$	21.05
Coefficient de variation C_v	$C_v = \frac{\sigma}{X}$	0.4150
Coefficient d'asymétrie C_s	$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{n}(X_i - \bar{X})^3}{(N-1)\sigma^3}$	1.227
Coefficient d'aplatissement C_k		4.380

III.3.4.2.1Choix de la loi d'ajustement:

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée. Pour notre cas on utilise le logiciel HYFRAN.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- La loi de GUMBEL.
- La loi de GALTON (log-normal2).

1. Ajustement à la loi de Gumbel:

L'ajustement de la série des Pjmax à la loi de Gumbel d'expression:

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \quad \text{.....(III.22)}$$

Avec :

$$u = \frac{X - X_0}{S} \quad \text{.....(III.23)}$$

$$S = 0{,}78\sigma_x(gradex) \quad \text{.....(III.24)}$$

$$\sigma_x = \left(\frac{\sum (X - X_m)}{n-1} \right)^{0,5} \quad \text{.....(III.25)}$$

Où :

X: représente la variable pluviométrique

X_m: la pluie journalière maximale moyenne (P_{jmax})

- ✓ **Paramètres du logiciel Hyfran:**

T: Période de retour.

Q: Fréquence.

X_t: Pluie journalière maximale correspondante à la période de retour donnée.

- ✓ **Résultat de l'ajustement :**

Gumbel (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observation N= 61

Paramètres : U = 41.417

α = 15.69

Quantiles :

Q = F(x) probabilité au non dépassement

T=1/(1-q)

Tableau III. 17 Résultats d'ajustement par la loi de Gumbel.

T(ans)	**q**	**X_t**	**Ecart type**	**Intervalle de confiance 95%**	
10000	0.9999	186.7	15.49	156.3	217.1
1000	0.9990	150.4	11.85	127.1	173.6
100	0.9900	113.9	8.245	97.78	130.1

50	0.9800	102.9	7.169	88.87	117.0
20	0.9500	88.21	5.757	76.93	99.50
10	0.9000	76.85	4.698	67.64	86.06
5	0.8000	65.01	3.653	57.85	72.17
2	0.5000	47.12	2.368	42.48	51.76

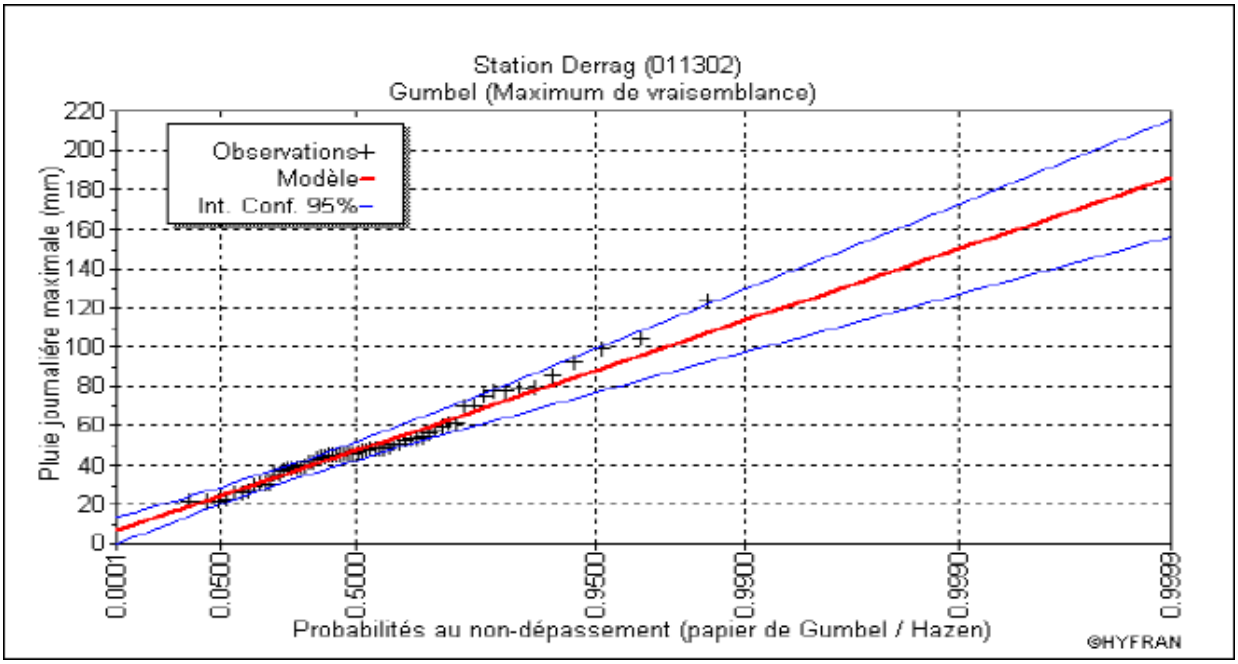


Figure III. 10 Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance).

2. Ajustement à la loi log normal:

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

$$\overline{LogP_{\max j}} = \frac{\sum(\log P_{j\max} - \overline{\log P_{j\max}})^2}{N}$$

$LogP_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \sigma_{\log} U_{P\%}$ -L'équation de la droite d'ajustement.

Avec :

$U_{P\%}$: variable de GAUSS pour différentes fréquences.

✓ **Résultats de l'ajustement :**

Nombre d'observations : 61

✓ **Paramètres :**

Mu =3.849

σ =0.395

✓ **Quantiles :**

Q = F(x) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/(1-q) (Période de retour)

Tableau II. 1 Résultat d'ajustement par la loi de Galton.

T(ans)	q	Xt	Ecart type	Ecart type	
10000	0.9999	206.2	29.81	147.8	264.7
1000	0.9990	160.5	19.81	121.7	199.4
100	0.9900	118.4	11.70	95.50	141.4
50	0.9800	106.2	9.610	87.41	125.1
20	0.9500	90.28	7.097	75.36	104.2
10	0.9000	78.11	5.396	67.53	88.69
5	0.8000	65.54	3.898	57.90	73.18
2	0.5000	46.88	2.391	42.19	51.56

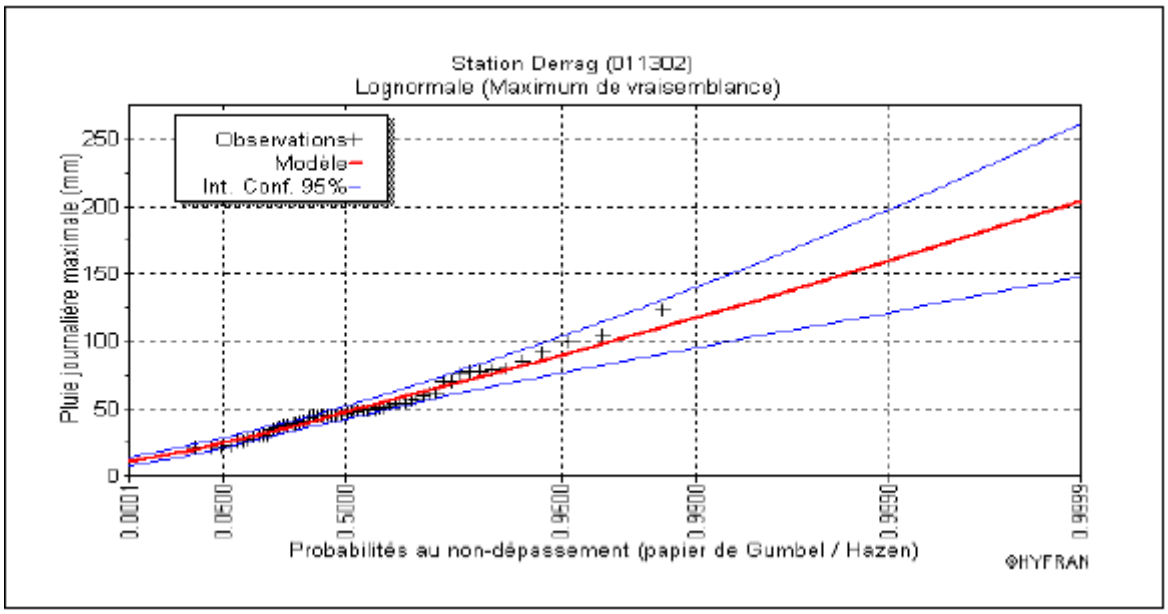


Figure III. 11 Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton (Maximum de vraisemblance).

3. Choix de la loi d'ajustement:

D'après les deux droites d'ajustement ainsi que le test de Khi 2 on constate que les pluies journalières maximales s'ajustent mieux à la loi de Galton (Log normale), donc pour la suite on considère les pluies journalières maximales obtenues par l'ajustement de Galton.

III.3.5 Pluies fréquentielles de courte durée:

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courte durée à l'origine des crues, peut être Obtenue à l'aide de la relation de Montanari :

$$P_{Tt} = P_{j\,max}(\%)\left(\frac{t}{24}\right)^{b} \quad \text{.....(III.28)}$$

Avec:

P_{Tt} : Pluie de durée t et de période de retour T.
Pj max(%) : Pluie journalière max de fréquence correspondant à T.
b : Exposant climatique (**b=0,37**).

Tableau III. 18 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.

Période de retour(ans)	**10000**	**1000**	**100**	**50**	**20**	**10**	**5**	**2**
Fréquence	0.01	0.1	1	2	5	10	20	50
$P_{max\ j}$(mm)	206.2	160.5	118.4	106.2	90.28	78.11	65.54	46.88

Tableau III. 19 Pluies de courtes durées en fonction du temps.

Periode de retour(ans)	**$P_{max\ j}$(mm)**	**Temps (heures)**							
		1	**2**	**3**	**4**	**8**	**8,3**	**12**	**24,00**
10000	206,20	63,62	82,22	95,53	106,26	137,33	139,21	159,55	206,20
1000	160,50	49,52	64,00	74,36	82,71	106,89	108,36	124,19	160,50
100	118,40	36,53	47,21	54,85	61,01	78,85	79,93	91,62	118,40
50	106,20	32,77	42,35	49,20	54,73	70,73	71,70	82,18	106,20
20	90,28	27,86	36,00	41,83	46,52	60,13	60,95	69,86	90,28
10	78,11	24,10	31,15	36,19	40,25	52,02	52,73	60,44	78,11
5	65,54	20,22	26,13	30,36	33,77	43,65	44,25	50,71	65,54
2	46,88	14,46	18,69	21,72	24,16	31,22	31,65	36,27	46,88

Tableau III. 20 intensités des pluies en fonction du temps.

Periode de retour(ans)	**$P_{max\ j}$(mm)**	**Temps (heures)**								
		1	**2**	**3**	**4**	**8**	**8,3**	**12**	**24,00**	**48**
10000	206,20	63,62	41,11	31,84	26,57	17,17	16,77	13,30	8,59	5,55
1000	160,50	49,52	32,00	24,79	20,68	13,36	13,06	10,35	6,69	4,32

100	118,40	36,53	23,61	18,28	15,25	9,86	9,63	7,63	4,93	3,19
50	106,20	32,77	21,17	16,40	13,68	8,84	8,64	6,85	4,43	2,86
20	90,28	27,86	18,00	13,94	11,63	7,52	7,34	5,82	3,76	2,43
10	78,11	24,10	15,57	12,06	10,06	6,50	6,35	5,04	3,25	2,10
5	65,54	20,22	13,07	10,12	8,44	5,46	5,33	4,23	2,73	1,76
2	46,88	14,46	9,35	7,24	6,04	3,90	3,81	3,02	1,95	1,26

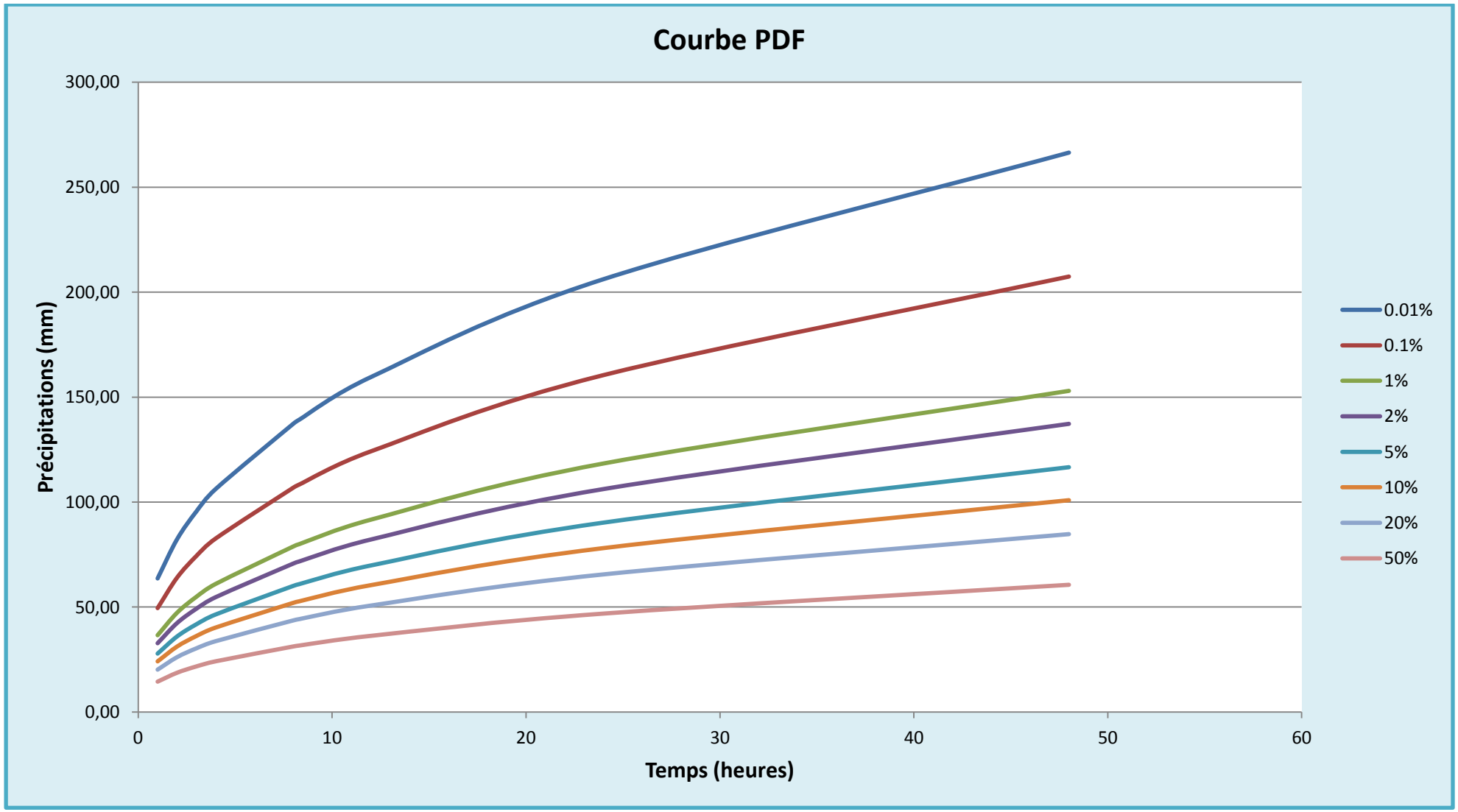


Figure III. 12 Courbe Précipitation -Durée -Fréquence.

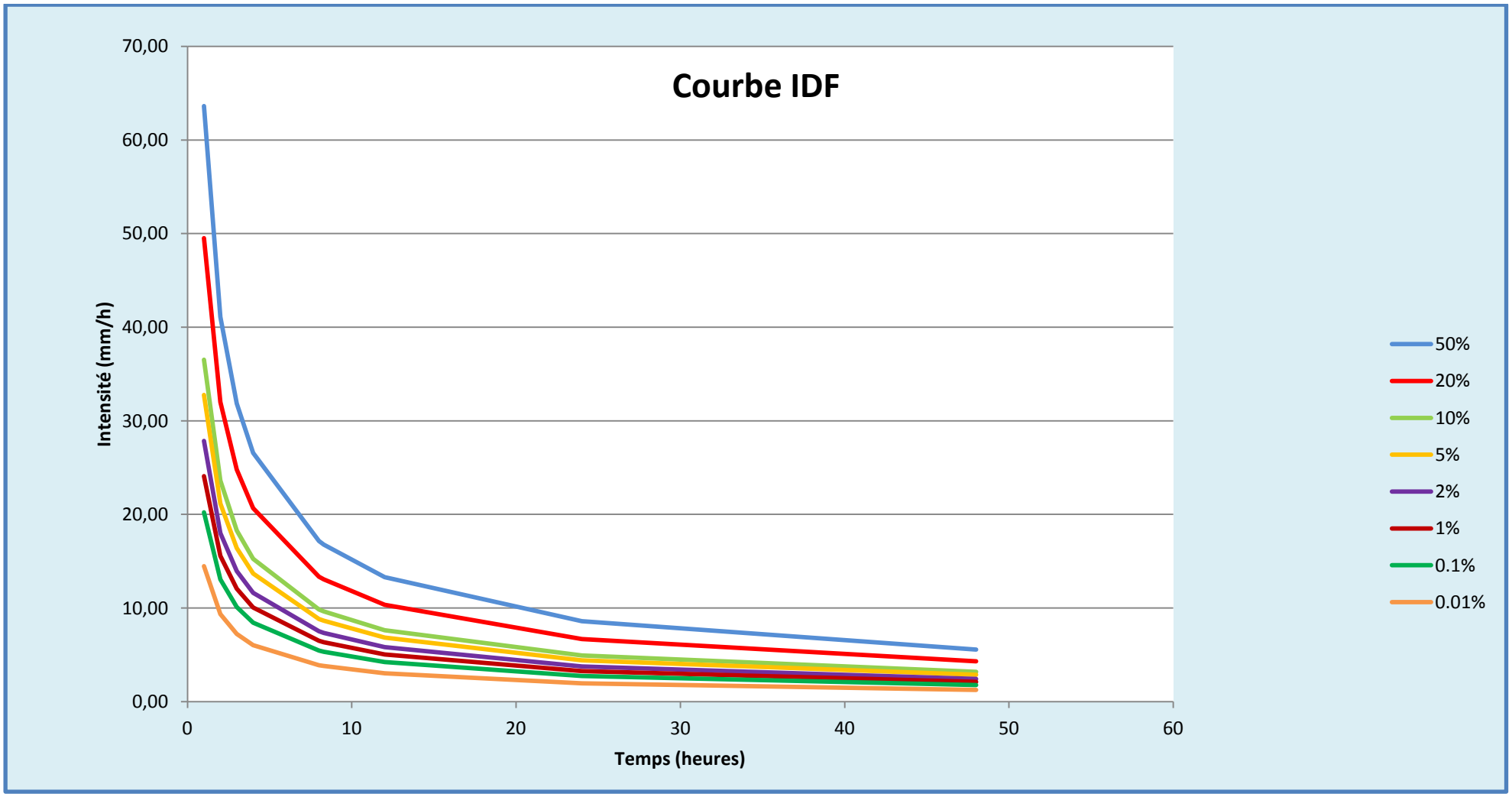


Figure III. 13 Courbe Intensité -Durée-Fréquence

III.4 Etude des apports:

Cette partie de l'étude sera consacrée à la quantification des apports liquides au niveau de la retenue. Il sera ainsi précédé à l'analyse de la variabilité de ces apports en tenant compte des paramètres qui la régissant (la loi log normal).
Ces analyses seront effectuées dans le but d'avoir un maximum d'éléments susceptibles d'être utilisés dans la suite du projet.

III.4.1 Apport moyen annuel A_0:

L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant du barrage est calculé grace à deux approches .

a. Les formules empiriques.
b. La série d'observations de la station hydrométrique.

Dans le cas d'absence de données d'observations directes, il est d'usage d'estimer les apports liquides par les méthodes empiriques.

III.4.1.1 Calcul de l'apport moyen annuel par les formules empiriques:

Les formules les plus fréquemment utilisées sont:

- **Formule de SAMIE:**

$$A_0 = L_e . S \text{.....(III.29)}$$

$$L_e = \overline{P}^2\left(293 - 2.2\sqrt{S}\right) \text{.....(III.30)}$$

Avec :
A_0:Apport moyen annuel ($hm^{3)}$
L : Lame écoulée (mm)
S : superficie du bassin versant (km^2)
$\bar{P}$: pluie moyenne annuelle (m)

AN:

$$L_e = 450 * 10^{-3} * \left(293 - 2.2\sqrt{128.7}\right) = 54.27 \text{ mm}$$

L_e=54.27mm

$$A_0 = 54.27 * 128.7 = 6.98\text{hm}^3$$

$$\boldsymbol{A_0 = 7\ \text{hm}^3}$$

- **Formule de DERIE II:**

$$A_0 = 0.915.\bar{P}^{2.684}.S^{0.842} \quad \text{.....(III.31)}$$

Avec :
A : Apport moyen annuel (hm3)
P_0 : Pluie moyenne annuelle (m)
S: Superficie du bassin versant.

AN:

$$A_0 = 0.915.(450 * 10^{-3})^{2.684}.128.7^{0.842} = 6.41hm^3$$

$$\boldsymbol{A_0 = 6.41\ \text{hm3}}$$

- **Formule de Urgiprovodkhoz:**

$$A_0 = 31.536.M_0.S.10^{-3} \quad \text{.....(III.32)}$$

Avec:

$$\text{M}_0 = \left(\frac{\text{P}_0}{340}\right)^{2.24} = 1.93\text{l/s/hm}^{3.}$$

A_0=7.84 hm^3

- **Formule de l'ANRH:**

$$\text{A}_0 = 0.513.\overline{\text{P}}^{2.683}.\text{D}_\text{d}{}^{0.5}.\text{S}^{0.842} \quad \text{.....(III.33)}$$

Avec:
$D_{d\ :\ \text{Densité}}$ de drainage (km/km^2).
$\bar{P}$: Précipitation moyenne (m).
S:Surface du bassin versant (km^2).

A_0 =6.45 hm^3

- **Formule de TURC:**

$$A_0 = L_0 . S \text{.....(III.34)}$$

$$L_0 = P_{moy} - D \text{.....(III.35)}$$

Avec :
Le: Lame écoulée (mm)
P_{moy}: Pluie moyenne annuelle (mm).
D: Déficit de l'écoulement [mm] tel que .

$$D = \left(\frac{P_{moy}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L}\right)}} \right) \text{.....(III.36)}$$

L: Variable théorique tel que:

$$L = 300 + 25T_{moy} + 0.05\left(T_{moy}\right)^3 \text{.....(III.37)}$$

$$\mathbf{L = 875.92\ mm}$$

T_{moy}: Température moyenne annuelle .T_{moy}=15.52°

$$A_0 = L_0 . S$$

A_0=9.26 hm^3.

- **Calcul de l'apport moyen annuel par la méthode rationnelle**

Le modèle rationnel utilisé est de la formulation suivante :

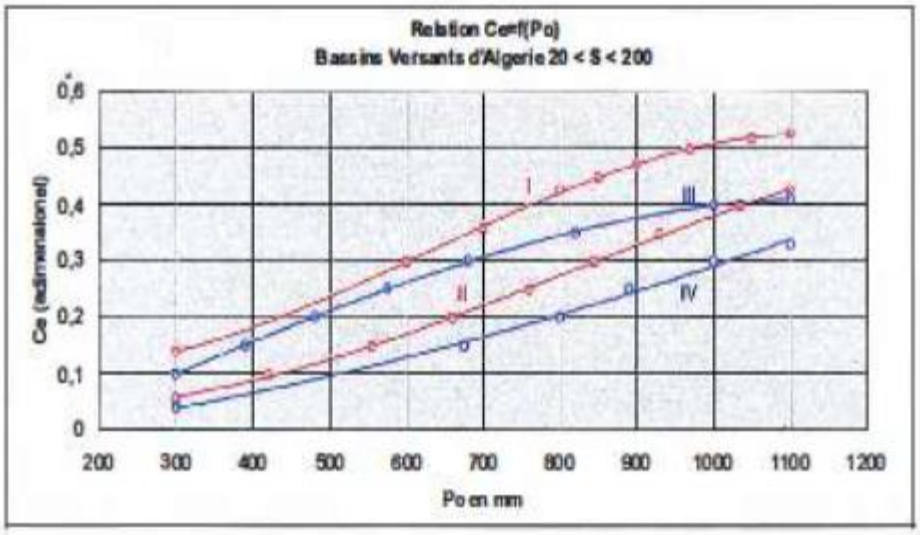
$$A_0 = C_e . P_0 . S \text{.....(III.38)}$$

Avec:

A_0: apport moyen interannuel (m3).
P_0: Pluie moyenne annuelle en (m).
S: surface du bassin versant (m2).

Pour l'estimation de Ce, une relation Ce=f(P_0) représentative de petits bassins versants de l'Algérie et qui répond à des courbes enveloppantes (PNUD; projet RAB/80/01,1987). Pour

une plus grande facilité, les courbes enveloppantes ont été adaptées à des équations polynomiales dont les formulations sont indiquées dans le graphique et le tableau suivant :



ÉQUATIONS POUR DÉTERMINER LE COEFFICIENT D'ÉCOULEMENT EN FONCTION DE LA PLUIE MOYENNE ANNUELLE DU BASSIN VERSANT	
Équation polinomique	**Caractéristiques d'application**
Courbe I: $Ce=-9E\text{-}10Po^3+2E\text{-}06Po^2-0{,}0004Po+0{,}1422$	Cours d'eau permanents et conditions favorables à l'écoulement superficiel (sols imperméables, nus, sans végétation).
Courbe II: $Ce=-4E\text{-}10Po^3+9E\text{-}07Po^2-0{,}0002Po+0{,}0572$	Cours d'eau permanents, mais avec des conditions défavorables à l'écoulement (sols perméables, forêts, etc.).
Courbe III: $Ce=-2E\text{-}10Po^3+1E\text{-}07Po^2+0{,}0006P-0{,}076$	Pour des cours d'eau temporaires, dans des conditions semblables aux courbes I et II, respectivement.
Courbe IV: $Ce=1E\text{-}07Po^2+0{,}0002Po-0{,}027$	

Figure III. 14 Courbes et équations pour la détermination du coefficient d'écoulement en fonction de la pluie moyenne annuelle du bassin versant (Source :A.N.B.T) .

Pour notre cas le coefficient d'écoulement est calculé par l'équation de la courbe III d'où Ce = 0,18.
Par l'application de la formule précédente on aura:

$$A_0 = 0{,}18.428.10^{-3}.128{,}7 = 9.92\ hm^3$$

A_0=10hm^3

- **Calcul de l'apport moyen annuel par la carte des écoulements**

Une carte des écoulements moyens annuels sur le nord de l'Algérie a été dressée par l'ANRH pour l'estimation des lames d'eaux moyennes annuelles écoulées en surfaces pour des bassins

versant de superficie inférieure à 1500 km2. Elle est basée sur l'utilisation d'un modèle hydrologique calé sur les observations de 70 stations de jaugeage sur la période septembre 1965 à aout 2002.
Pour définir la lame d'eau sur la surface totale, on planimétrie chacune des surfaces élémentaires délimités par les iso lignes li et li +1 (Tableau III.22).

Tableau III. 21 Calcul de la lame d'eau par les iso lignes.

Isolignes en mm	**Surface entre les isolignes**	**$I_i+I_{i+1}/2$ (mm)**	**$S(I_i+I_{i+1}/2)$**
20-50	20.6	35.5	4269.23
50-100	8.44	75.5	673.22
			Somme:4866.44

L_e=38mm

Par une simple application de la formule de A_0= 128,7.38.10^{-3}=4.89 on aura donc:

$$\mathbf{A_0 = 5{,}00\ hm^3}$$

- **Calcul de l'apport moyen annuel par la méthode analogique:**

Elle consiste à extrapoler le débit de projet au site non jaugé à partir des données observées dans un
bassin proche jaugé qui lui est hydrologiquement comparable de point:

- La surface.
- La forme, l'indice de forme.
- La pente moyenne, les indices de pente.
- La densité de drainage et le rapport de confluence.
- Les paramètres de rectangles équivalent.
- Les caractéristiques de relief, altitude moyenne, la médiane.
- Les paramètres climatiques et géologiques.

Méthode des débits spécifiques:
Cette méthode consiste à évaluer le débit QB recherché à partir de QA en tenant compte uniquement de l'influence respective des surfaces des bassins versants. Cela revient donc à négliger les autres facteurs qui contribuent au comportement hydrologique de chacun des bassins (climat, géologie, topographie ... etc).

$$Q_B = \frac{Q_A}{S_A} S_B \text{.....(III.39)}$$

Avec:
Q_B: débit du bassin non jaugé (m^3/s).
Q_A: débit du bassin jaugé (m^3/s).
S_B: Superficie du bassin non jaugé (km^2).
S_A: Superficie du bassin jaugé (km^2).

Dans notre cas le barrage du Deurdeur existant proche du barrage à étudier (Boukmouri) ont des caractéristiques des bassins versants semblables (Rapport monographie: Barrage du Deurdeur fait en 1986 par BG (source ANBT)).
Dans ce rapport c'est mentionné que le point culminant, le Djebel Echchaoun à 1813 m d'altitude. Les deux tiers environ du bassin versant sont située au-dessous de 1000 m dans des régions montagneuses aux pentes moyennes assez fortes. L'altitude moyenne du bassin versant est de 960 m.
Pour rappel le bassin versant de Boukmouri a un point culminant à 1706 (pas loin de Djebel Echchouan) et d'après la courbe hypsométrique, les deux tiers du bassin versant sont situés audessus de 1000 m avec une pente moyenne assez forte ainsi que l'altitude moyenne du bassin versant est de 1045,7 m
De tout ce qui a été dit précédemment on peut faire une analogie entre le barrage Deurdeur et le barrage de Boukmouri.
Pour bien argumenter l'utilisation de l'analogie on a eu recours au calcul de la pluie sur le bassin versant de Deurdeur par la méthode de Thiessen.
Pour cela on a utilisé d'autres séries pluviométriques qui sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau III. 22 séries pluviométriques utilisées sur le bassin versant d'Oued Deurdeur.

Station	**Code**	**Altitudes (NGA)**	**X**	**Y**	**P_{moy} (mm)**
Sidi Mokrefi	01.16.06	425	463.20	304.25	374.30
Tarik ibn Ziad	01.16.07	660	450.15	299.50	494.00
Theniat el Had	0.1.12.05	1150	439.8	285.65	540.00

Tableau III. 23 Application de la méthode de Thiessen sur le bassin versant d'Oued Deurdeur (Source ANBT).

Station	**P_i**	**A_i**	**Ai/Δt**	**P_i* Ai/Δt**
Derrag(01.13.02)	549,70	29,75	0,06641811	36,51
Bordj el Amir(01.16.03)	457,70	188,24	0,42025362	192,35
Sidi Mokrefi	374,30	40,97	0,09146723	34,24
Tarik ibn Ziad	494,00	123,74	0,27625469	136,47
Theniat el Had	540,00	65,22	0,14560636	78,63

A_{totale}=448 km^2.

P_{moy}=478 mm.

Un bilan hydrique du barrage Deurdeur nous a été transmis par l'ANBT et qui donne un apport moyen annuel de 36.40 hm3/an donc un débit moyen annuel de Q_A = 36.4/31,6 = 1,15m^3/s.
La surface du bassin versant du Deurdeur est S_A=468 km^2 et celle de Boukmouri est de S_B=128,7 km^2.

Par une simple application de la formule précédente on aura un débit de :

$$Q_B = \frac{1.15}{448}\ 128.7 = 0.316$$

Q_B = 0,32 m^3/s.

Donc un apport moyen annuel de :

A=0.32*31.635*10^6 =10091520 m^3

A=10.09 hm^3 .

Tableau III. 24 Récapitulatif de l'apport moyen interannuel.

Formule	**L_e (mm)**	**M_0 (l/s/km^2)**	**L'apport moyen annuel (hm^3)**
Formule de SAMIE	54.27	1.72	7.00
Formule d'Urgiprovodkhoz	60.92	1.93	7.84
Formule DERIE II	49.81	1.58	6.41
Formule de l'ANRH	50.12	1.59	6.45
Formule de TURC	32.89	1.04	9.26
Carte des écoulements	38.85	1.23	5.00
Méthode rationnelle	80.96	2.57	10.00
Analogie (Débit spécifique)	77.7	2.46	10.01

Tel que :
Le module de l'écoulement:
$M_0=A_0/T.S$

Avec:
A_0:Apport moyen annuel (l)
T:Temps d'une année en seconde (T=31.536*10^6 s)
S:Superficie du bassin versant.

Conclusion:

Les résultats obtenus par l'application des formules empiriques sont donnés qu'à titre indicatif.
Nous adoptons un apport moyen annuel arrondi de 10,00 hm^3/an issu de l'analogie avec Deurdeur, résultat basé sur des données réelles.
Donc les paramètres hydrologiques adoptés pour l'Oued Boukmouri au droit de l'aménagement sont:

L'apport **A_0 = 10,00 hm^3** donc un débit moyen annuel de 0,32 m^2/s.

La lame ruisselée **L_e = 77,70mm**.
Le module d'écoulement **M_0= 2.46 l/s/km^2**.

Tableau III. 25 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	Année
A(hm^3)	0.61	1.07	1.08	1.40	1.40	1.21	1.14	0.96	0.87	0.27	-	-	10.00
%	6.12	10.7	10.8	14.0	14.0	12.08	11.41	9.56	8.7	2.7	-	-	100

III.4.2 Variabilité de l'apport:

La variabilité de l'apport peut être envisagée par l'application d'une loi Log normal (Galton) qui
représente au mieux la distribution des apports fréquentiels en Algérie, cette loi s'écrit comme suit:

$$A(\%) = \frac{A_0}{\sqrt{C_v{}^2+1}} e^{u\sqrt{Ln(C_v{}^2+1)}} \quad \text{.....(III.40)}$$

Avec :
A (%): Apport de fréquence donnée (hm^3)
U: Variable réduite de Gauss
A_0: Apport moyen annuel (hm^3)
C_v: coefficient de variation de l'apport.

- **Calcul de C_v:**

  a. **Formule d'Urgiprovodkhoz:**

  $$C_v = \frac{0.70}{M_0^{0.125}} = 0.62$$

  M_0: Module spécifique (2,46 l/s/km2).

  b. **Formule SAMIE:**

  $C_v = 0.78 - 0.291 \log M_0 = 0.66.$

  c. **Formule de Deri II:**

  C_v=0.78-0.29 log M_0 (log S)$^{0.063}$ =0.53.

  Avec:

M_0 : Module spécifique (l/s/km^2).
S:Surface du bassin versant (km^2).

Pour la suite de l'étude nous adopterons la valeur obtenue par la formule de Urgiprovodkhoz, C_v = 0,62.

Tableau III. 26 Cararcteristiques de l'écoulement.

Caractéristiques de l'écoulement		**Valeurs**
Module de l'écoulement M_0 (l/s)		**316.602**
Module spécifique M_0 (l/s/km^2)		**2.46**
Lame d'eau écoulée moyenne (mm)		**77.7**
Coefficient d'écoulement C_e		**0.17**
Coefficient de variation C_v	**F. d'Urgiprovodkhoz**	**0.62**
	F.Samie	**0.66**
	F.Derie II	**0.53**

Les apports fréquentiels sont les suivants:

Fréquence	**80**	**50**	**20**	**10**	**5**	**2**	**1**	**0.2**	**0.1**	**0.01**
Période de retour	1.25	2	5	10	20	50	100	500	1000	10000
Variable de Gauss (u)	-0.843	0	0.843	1.285	1.645	2.057	2.328	2.876	3.1	3.717
Apport fréquentiel	6.30	8.60	11.70	13.70	15.60	18.20	20.10	24.50	26.60	33.40

Pour obtenir une série interannuelle d'apports mensuels à la retenue de Boukmouri, on a commencé pour utiliser les enregistrements au barrage Deurdeur , en les extrapolant pour Boukmouri proportionnellement au ratio entre les apports moyens annuels des deux bassins.

(respectivement 36,40 hm^3 et 10,00 hm^3).

Cependant, pour faire, dans l'étude de régularisation, des simulations de l'exploitation de la retenue, ces 12 années sont considérés statistiquement insuffisants, un minimum d'environ 30 ans étant normalement requis.

Le bassin versant dominée par Beni Slimane ayant 275 km^2 de surface, l'apport moyen annuel de 12,3 hm^3 correspond à une lame ruisselée d'environ 45, ce qui est clairement plus bas que les 77 mm calculés pour Deurdeur et pour Boukmouri. Cela n'est pas étonnant, en tout cas,

puisque la précipitation sur Beni Slimene est d'environ 370 mm, selon les isoyéthes, plus basse que celle d'environ 430 mm calculée para la même méthode pour Boukmouri.

Alors, Beni Slimene ayant un climat plus sèche que celui de Boukmouri, l'irrégularité des apport en devra y être supérieure, ce qui rend conservatif de d'obtenir des écoulements pour Boukmouri à partir de ceux de Beni Slimene, pourvu que on garde la moyenne de 10,00 hm^3/an ci-avant établie.

III.5 Etude des apports solides:

La quantification des apports solides est un élément important dans toutes études de barrage ou retenue collinaire, la connaissance du taux de matière solide susceptible d'être charriée par le cours d 'eau et atteignant la retenue aussi approximative soit elle permet de prendre certaines disposition lors du dimensionnement du barrage ou même d'assurer une durée d'exploitation acceptable de l'ouvrage par la considération d'une tranche morte qui en fait est destinée à l'accumulation des sédiments sans préjudice pour les ouvrages de distribution et le volume d'exploitation nécessaire.

III.5.1 Détermination des apports solides par les formules empiriques:

Plusieurs auteurs ont proposé des formules d'estimation de l'apport solide en tenant compte des caractéristiques géologiques et morphologiques du bassin versant, parmi les plus utilisées en Algérie citons:

a. Formule de Tixeront (Sogreah):

S'inspirant des travaux de Tixeront en Tunisie, Sogreah propose pour l'Algérie pour des bassins versant de perméabilité faible à moyenne la formule suivante:

$$E_S = 350.R^{0.15} \quad \text{.....(III.41)}$$

Avec:

R:Lame d'eau ruisselée (R=77.70mm)

$E_S = 350*(77.7)^{0.15}=672.405$

E_S =672.41 t/km^2/an

Connaissant la superficie du bassin versant qui est 128,7 km², il est aisé de déduire le taux d'abrasion

$$Ta = E_s . S.R_m \text{ .....(III.42)}$$

Ta= 86538,58 T/an

R_m : rétention des matériaux par le bassin versant, pris égal à 100% en considérant que le taux de sédiment atteignant effectivement la retenue soit de 100% (valeur généralement admise).

Si la densité de la vase est 1,6t /m^3

Ta = 54086,61 m^3/an.

b. Formule de Fournier:

$$E_S = \left(\frac{P_m}{P_0}\right)^{2.65} . \left(\frac{H^2}{S}\right)^{0.46} \text{.....(III.43)}$$

$$E_S = \mathbf{488.74\ t/km^2/\ an}$$

Avec :

E_s : Erosion spécifique (T/km^2/an)

P_m : Pluviométrie du mois le plus arrosé (Décembre 62,78 mm)

$H = H_{max} – H_{min}$: Dénivelée moyenne (m)

S : Superficie du bassin versant (km^2)

P_O : Pluviométrie moyenne annuelle (450 mm)

c. Formule de Gavrilovic:

$$E_S = 3.14.T.P_0.\sqrt{Z^3} \text{.....(III.44)}$$

$$\mathbf{Es = 697.90t\ /km^2\ /an\ .}$$

Avec:
T:Coefficient de température.

$$T = \sqrt{\frac{T_0}{10}} + 0.1 \text{.....(III.45)}$$

$$T = 1.397$$

Où:

T_o: Température moyenne annuelle (T_o =15,7°).

P_o: pluie moyenne annuelle (mm)

Z : coefficient d'érosion relative du bassin (pris égale à 0,5 selon tableau ci-dessous)

Degré d'érosion	Valeur de Z
Excessive	> 1,01
Intensive	0,71-1,00
Modérée	0,41-0,70
Peu évoluée	0,20-0,40
Perceptible	< 0,19

Donc:

Ta = Es. S.R_m = 89819,81 T/an

Avec:

S : surface du bassin versant (km^2)

R_m : rétention des matériaux par le bassin versant pris égal à 100%

Si la densité de la vase est 1.6t/m^3 on aura:

T_a = 56137,38 m^3/an.

III.5.2 Détermination des apports solides par analogie:

En se basant de ce qui a été dit dans le chapitre (III.1) sur les caractéristiques morphologiques des deux bassins (Boukmouri et Deurdeur) une estimation approximative du transport solide peut être déduite.

Dans le rapport de l'ANBT concernant le levé bathymétrique du barrage Deurdeur s'est mentionné que la capacité du barrage depuis sa mise en eau ,en 1985, a perdu à la date de Novembre 2005 un volume de l'ordre de 9.828 hm^3 soit environ 8.55% de sa capacité

initiale. Cela correspond à une valeur de 491000 m^3/an pour une surface du bassin versant de 468km^2, donc un taux d'abrasion de 1049 m^3/km^2/an.

Conclusion

La formule de Fournier qui n'est pas très recommandée pour des applications en Algérie n'est donnée qu'à titre informatif.

La formule de Gavrilovic et sogreah (Texiront) donne des valeurs approchées mais nous recommandons comme valeur pour l'érosion spécifique la valeur issue des données réelles et qui représente un bassin versant proche de celui étudié, soit:

$T_a = 1000\ m^3/km^2/an$

Le volume mort de la retenue est exprimé par la formule suivante :

$$V_m = Ta\ .S.T \quad \text{.....(III.46)}$$

T_a: taux d'abrasion (m^3/km^2/an)

T: Durée de vie de retenue (ans)

Tableau III. 27 Volumes morts pour différentes durées d'exploitation.

Durée d'exploitation (ans)	**10**	**20**	**30**	**40**	**50**
Volume mort (hm^3)	**1.29**	**2.57**	**3.86**	**5.15**	**6.44**

Conclusion:

Pour les calculs on prend le volume mort **6.44 hm^3** pour une durée de vie 50 ans.

III.6 Etude des crues:

La connaissance des crues revêt une importance capitale pour le dimensionnement des ouvrages d'évacuation et de protection de chantier.

Comme souligné précédemment la non existence de séries d'observations directes des débits ayant transité par le cours d'eau d'Oued Boukmouri ne laisse d'autres alternatives que le recours aux formules et méthodes empiriques, d'autant plus que la station hydrométrique qui existe à l'amont du barrage Ghrib (01.14.07) étant très courte, l'analyse statistique des crues n'est pas jugée appropriée.

III.6.1 Calcul du débit de crue par les formules empiriques:

Parmi les plus utilisées nous citerons:

1- Formule de Sokolowsky :

$$Q_{max} = \frac{0.28 \cdot P_{Tc} \cdot C_r \cdot S}{T_c} f \quad \text{.....(III.47)}$$

Avec :

Q_{max} : Débit max. de la crue (m^3/s)

P_{Tc} : Pluie correspondant au temps de concentration (m)

C_r : Coefficient de ruissellement

S : Superficie du bassin versant (km^2)

f : Coefficient de forme de l'hydrogramme pris égale à 1.2 pour les petits BV.

T_c : Temps de concentration (heures).

2- Formule rationnelle:

$$Q_{max} = \frac{C.P_{Tc}.S}{3.6T_c} \quad \text{.....(III.48)}$$

Avec :

Q_{max} : Débit max de la crue (m^3/s)

P_{Tc} : Pluie correspondant au temps de concentration

C: Coefficient de ruissellement

S : Superficie du bassin versant (km^2)

T_c : Temps de concentration (heures).

3- Formule de Mallet -Gauthier:

Quoique d'emploi assez fréquent cette formule n'est cependant valable que pour des fréquences supérieures ou égales à la centennale:

$$Q_{max} = 2.K.Log(1 + A + P_0)\frac{S}{\sqrt{L}}\sqrt{1 + 4LogT - LogS} \quad \text{.....(III.49)}$$

Avec :
Q_{max}: Débit max de la crue (m^3/s)

S: Superficie du bassin versant (km^2)

T: Période de retour (ans)

P_0: Pluie moyenne annuelle (m)

A et K : Coefficients fonctions des conditions topographiques et géologiques du bassin versant (pour de petits BV au relief assez régulier, assez imperméables il est recommandé d'utiliser les valeurs respectives de A et K = 20 et 1.

4- Formule de Giandotti :

$$Q_{max} = \frac{A.S.P_{Tc}.\sqrt{H_{moy}-H_{min}}}{4\sqrt{S+1.5L}} \quad \text{.....(III.50)}$$

Avec:
Q_{max}: Débit max de la crue (m^3/s)
S: Superficie du bassin versant (km^2)

P_{Tc}: Pluie correspondant au temps de concentration (mm)

L: Longueur du thalweg principal (km)

H_{moy} et H_{min}: respectivement altitudes moyenne et minimale du bassin versant (m)

A: Coefficient fonction des conditions topographiques généralement pris égal à 120 -160 pour de petits bassins de morphologie assez douce.

Tableau III. 28 : Résultats de calculs des débits de crues par les différentes méthodes.

T	P_{tc}	C_r	Sokolovsky (m^3/s)	Rationnelle (m^3/s)	Mallet Gauthier (m^3/s)	Giandotti (m^3/s)	Moyenne (m^3/s)
2	31,65	0,55	90,693	74,978	-	112,544	**92,7383333**
5	44,25	0,56	129,104	106,733	-	157,348	**131,061667**
10	52,59	0,58	158,917	131,380	-	187,005	**159,100667**
20	52,73	0,60	164,835	136,272	-	187,502	**162,869667**
50	60,95	0,70	222,286	183,768	-	216,732	**207,595333**

100	79,93	0,75	312,328	258,208	157,68	284,223	**253,10975**
1000	108,36	0,8	451,647	373,385	198,24	385,317	**352,14725**
10000	139,21	0,9	652,759	539,648	231,80	495,016	**479,80575**

Sur la base de ces résultats, les valeurs les plus adoptées sont celle de **Giandotti** car elles sont plus proche de la moyenne.

NB: Il n'existe pas de formules pour le calcul du coefficient de ruissellement qui dépend de certains facteurs dont:

- La nature du terrain notamment sa perméabilité.
- La pente du bassin versant.
- La rétention possible du sol notamment la couverture végétale.
- Le degré de saturation (augmente en fonction de la période de retour)
- L'intensité de la pluie
- Géologie du bassin
- La superficie boisée

Le choix du coefficient de ruissellement est une étape très délicate de toutes études hydrologiques dans laquelle il faut être très circonspect, d'autant plus que les observations feront défaut pour conséquent dans notre étude nous retiendrons les valeurs de ce représentant aux mieux les moyennes recommandées par divers auteurs selon la fréquence de la crue, et la retenue du sol.

III.6.2 Hydrogramme de crue:

- **Méthode de Sokolovski:**

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

- Le volume de la crue.
- La durée de la crue.
- Le débit maximum de la crue.

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

a) **Temps de montée:**

$$Q_m = Q_{max,p\%}\left(\frac{t}{t_m}\right)^2 \quad \text{.....(III.51)}$$

b) **Temps de décrue**:

$$Q_d = Q_{max,p\%}\left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^3 \text{.....(III.52)}$$

Avec :

$t_{m:}$ Temps de montée.(heures)

t_d : temps de décrue.(heures)

Tel que : $t_m = t_c = 8.30$ h

$t_d = \delta\, t_m$ (Sokolovski) **t_d = 24.9 h**

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

Temps de base : $t_b = t_m + t_d$

t_b = 33.2h

Les résultats de calcul des débits de la crue ainsi que l'hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovski pour les différentes périodes de retour sont illustrés dans le tableau III.30.

Tableau III. 29 Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour.

Temps (h)	**Temps (h)**	**Q_{max}(10%)**	**Q_{max}(5%)**	**Q_{max}(2%)**	**Q_{max}(1%)**	**Q_{max}(0,1%)**	**Q_{max} (0.01%)**
0	**0**	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	**0,5**	0,68	0,65	0,79	1,03	1,04	1,80
1	**1**	2,71	2,59	3,15	4,13	4,14	7,19
1,5	**1,5**	6,11	5,83	7,08	9,28	9,32	16,17
2	**2**	10,86	10,36	12,58	16,50	16,57	28,74
2,5	**2,5**	16,97	16,19	19,66	25,79	25,89	44,91
3	**3**	24,43	23,32	28,31	37,13	37,27	64,67
3,5	**3,5**	33,25	31,74	38,54	50,54	50,73	88,02
4	**4**	43,43	41,46	50,34	66,01	66,27	114,97
4,5	**4,5**	54,97	52,47	63,71	83,55	83,87	145,51

5	**5**	67,86	64,78	78,65	103,14	103,54	179,64
5,5	**5,5**	82,11	78,38	95,17	124,80	125,28	217,36
6	**6**	97,72	93,28	113,26	148,53	149,10	258,68
6,5	**6,5**	114,69	109,47	132,92	174,31	174,98	303,59
7	**7**	133,01	126,96	154,16	202,16	202,94	352,09
7,5	**7,5**	152,69	145,75	176,97	232,07	232,97	404,19
8	**8**	173,73	165,83	201,35	264,05	265,06	459,88
8,3	**0**	187,01	187,50	216,73	284,22	385,32	495,02
8,5	**0,5**	176,01	176,48	203,99	267,51	362,66	465,91
9	**1**	165,45	165,89	191,75	251,46	340,90	437,96
9,5	**1,5**	155,32	155,74	180,01	236,07	320,04	411,15
10	**2**	145,62	146,01	168,77	221,32	300,04	385,46
10,5	**2,5**	136,33	136,69	158,00	207,20	280,90	360,87
11	**3**	127,44	127,78	147,70	193,69	262,58	337,34
11,5	**3,5**	118,95	119,26	137,85	180,78	245,08	314,86
12	**4**	110,84	111,13	128,46	168,46	228,38	293,40
12,5	**4,5**	103,11	103,38	119,50	156,71	212,45	272,94
13	**5**	95,75	96,00	110,97	145,52	197,28	253,45
13,5	**5,5**	88,74	88,98	102,85	134,88	182,85	234,91
14	**6**	82,09	82,31	95,14	124,77	169,14	217,30
14,5	**6,5**	75,78	75,98	87,83	115,17	156,14	200,59
15	**7**	69,80	69,98	80,89	106,09	143,82	184,76
15,5	**7,5**	64,14	64,31	74,34	97,49	132,16	169,79
16	**8**	58,80	58,96	68,15	89,37	121,16	155,65
16,5	**8,5**	53,76	53,91	62,31	81,71	110,78	142,32
17	**9**	49,02	49,15	56,81	74,51	101,01	129,77
17,5	**9,5**	44,57	44,69	51,65	67,74	91,83	117,98
18	**10**	40,39	40,50	46,81	61,39	83,23	106,92
18,5	**10,5**	36,49	36,58	42,29	55,46	75,18	96,58
19	**11**	32,84	32,93	38,06	49,91	67,67	86,93
19,5	**11,5**	29,45	29,52	34,13	44,75	60,67	77,95
20	**12**	26,29	26,36	30,47	39,96	54,18	69,60
20,5	**12,5**	23,38	23,44	27,09	35,53	48,16	61,88
21	**13**	20,68	20,74	23,97	31,43	42,61	54,74
21,5	**13,5**	18,20	18,25	21,10	27,67	37,51	48,18
22	**14**	15,93	15,97	18,46	24,21	32,82	42,17
22,5	**14,5**	13,85	13,89	16,06	21,06	28,55	36,67
23	**15**	11,97	12,00	13,87	18,19	24,66	31,68
23,5	**15,5**	10,26	10,29	11,89	15,60	21,14	27,16
24	**16**	8,72	8,75	10,11	13,26	17,98	23,10
24,5	**16,5**	7,35	7,37	8,52	11,17	15,14	19,46
25	**17**	6,13	6,14	7,10	9,31	12,63	16,22
25,5	**17,5**	5,05	5,06	5,85	7,67	10,40	13,37
26	**18**	4,11	4,12	4,76	6,24	8,46	10,87
26,5	**18,5**	3,29	3,30	3,81	5,00	6,77	8,70
27	**19**	2,59	2,59	3,00	3,93	5,33	6,84
27,5	**19,5**	1,99	2,00	2,31	3,03	4,10	5,27
28	**20**	1,50	1,50	1,73	2,27	3,08	3,96

28,5	**20,5**	1,09	1,09	1,26	1,66	2,25	2,89
29	**21**	0,77	0,77	0,89	1,16	1,58	2,03
29,5	**21,5**	0,51	0,51	0,59	0,78	1,06	1,36
30	**22**	0,32	0,32	0,37	0,49	0,67	0,86
30,5	**22,5**	0,19	0,19	0,22	0,28	0,39	0,50
31	**23**	0,10	0,10	0,11	0,15	0,20	0,25
31,5	**23,5**	0,04	0,04	0,05	0,06	0,08	0,11
32	**24**	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03
32,5	**24,5**	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

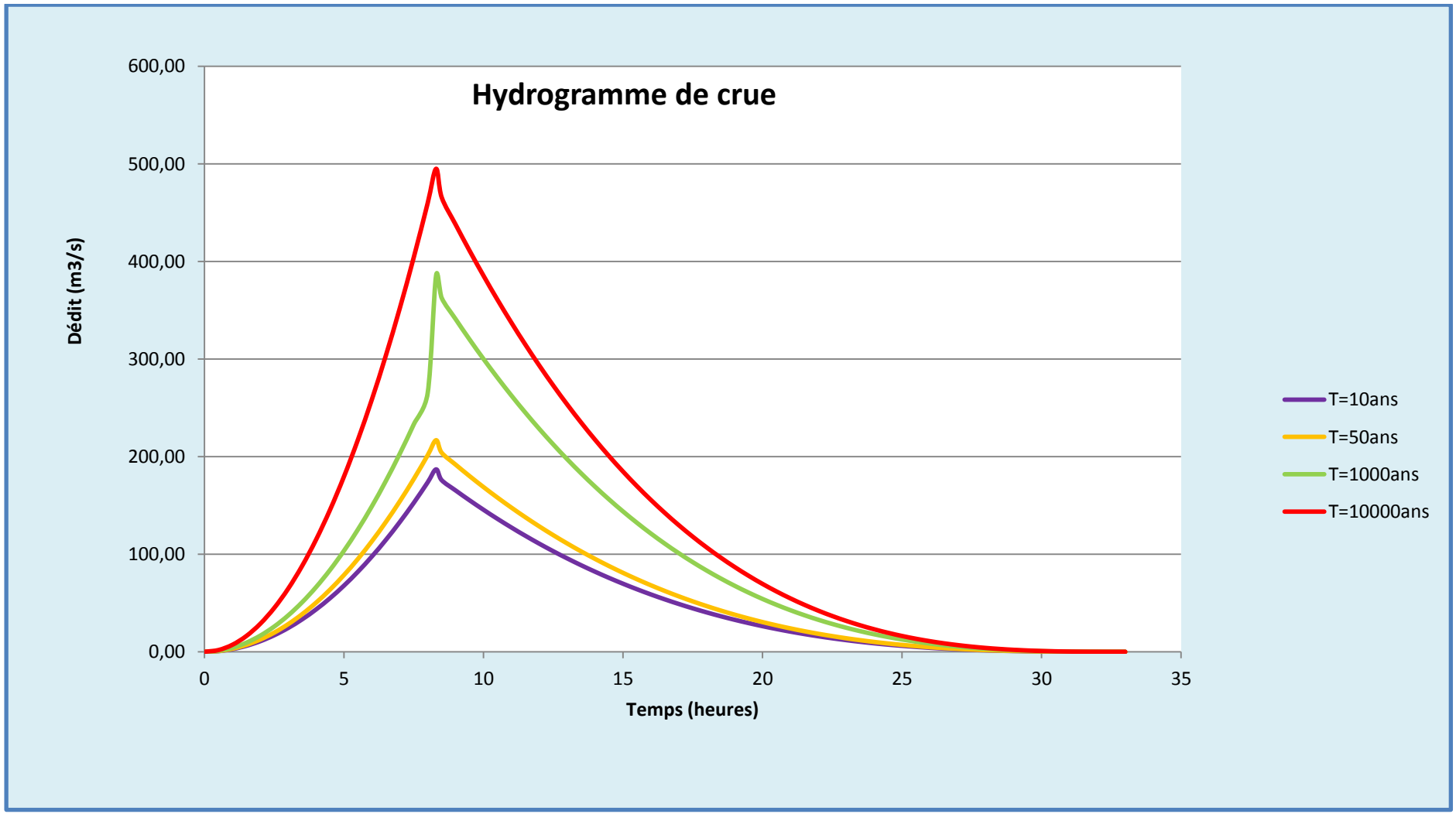


Figure III. 15 La représentation graphique de l' hydrogramme de crue(Sokolovsky) pour les différentes périodes de retour.

III.6.3 Choix des crues:

III.6.3.1 Choix de la crue du projet:

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée.
Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.
Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre engendre la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton ou en peut faire des réparations lors d'un passage d'une crue exceptionnelle.
Rappelons aussi que pour la détermination de la crue de projet il existe deux approches:

- l'approche déterministe qui est basé sur l'observation et l'historique.
- l'approche probabiliste qui est basé sur la statique.

La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de :

- la qualité et la quantité des données.
- la précision
- la bonne estimation.

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

Tableau III. 30 Crue de projet recommandée.

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

On opte pour une crue de projet de période de retour de 10000 ans ,C'est à dire $Q_{0.01\%}$.

$$\mathbf{Q_{0.1\%} = 495.02 m^3/s.}$$

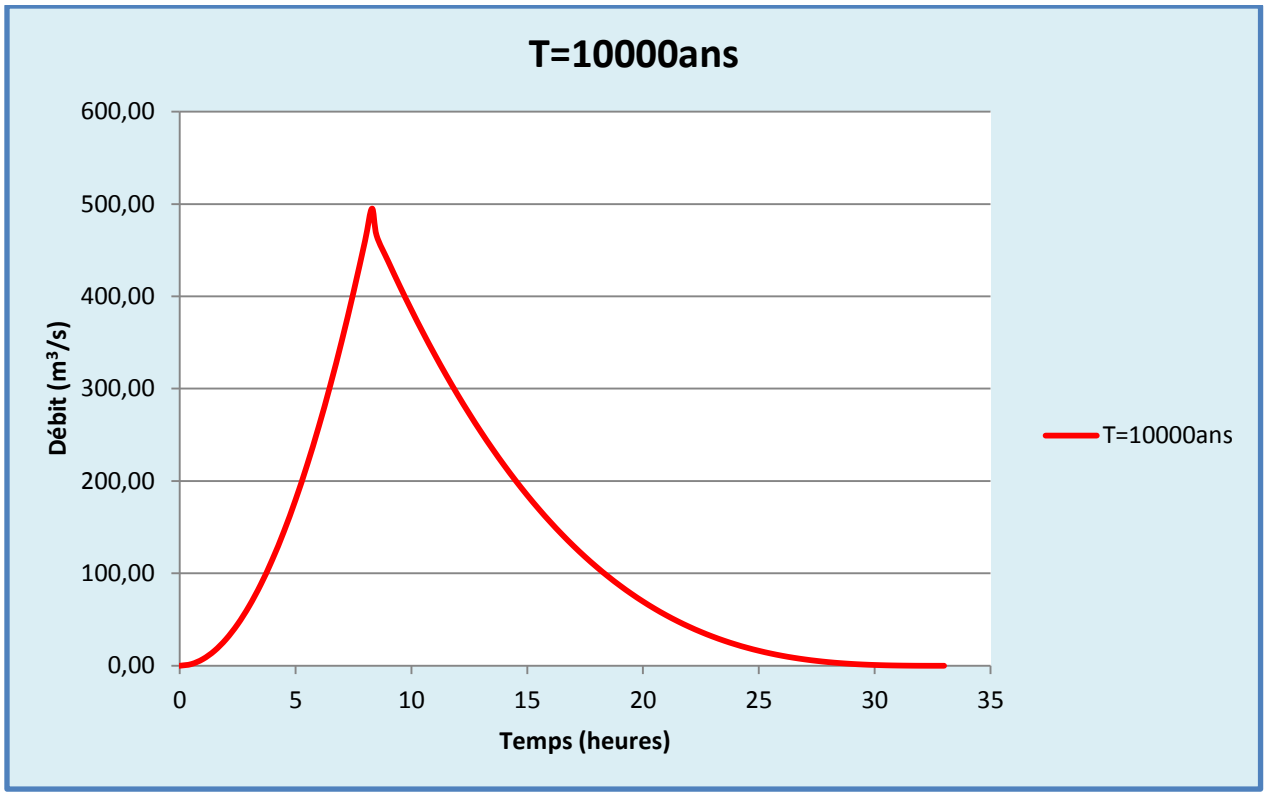


Figure III. 16 Hydrogramme de crue pour une fréquence de 0.01%.

III.6.3.2 Choix de la crue du chantier:

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des nivaux 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 attribue 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 cinquantenales 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 inclue 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 chercherais la solution la plus économique (puisque le batardeau est mis provisoirement).

Vu toutes ces exigences on va choisir la crue de (50 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau. D'où: **$Q = Q_{max, 2\%}$=216.73/s.**

La figure ci-après représente l'hydrogramme de crue de chantier pour une période de retour de 50 ans.

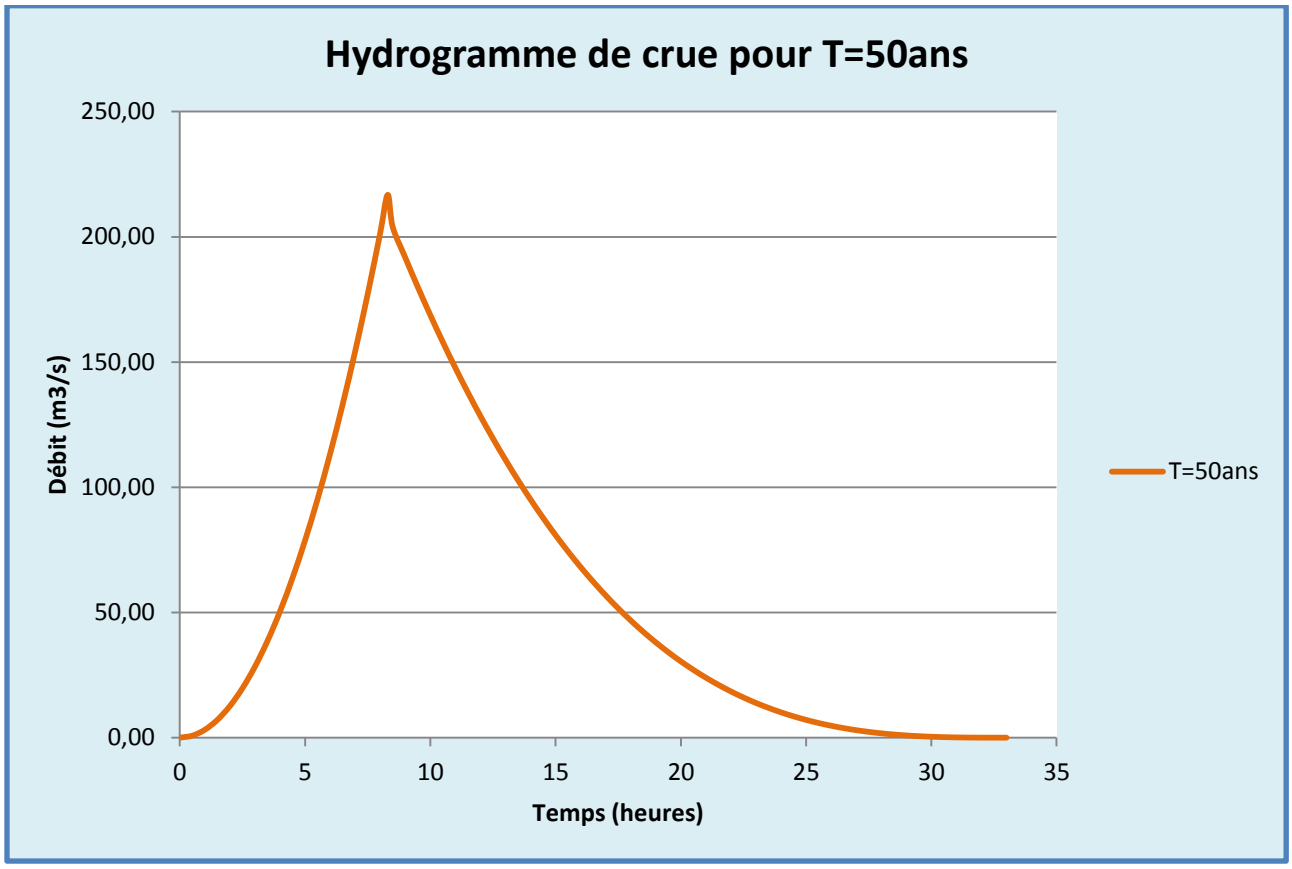


Figure III. 17 L'hydrogramme de crue pour une période de retour de 50ans.

III.6.3.3 Calcul du volume de la crue:

Le volume est déterminé sur la base de l'hydrogramme de crue par considération que ce dernier est sous forme triangulaire et on calcule la surface engendrée par cette forme géométrique pour avoir notre volume de crue pour une période de retour de 100 ans.

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_{crue} = \frac{Q_{\max 1\%} . t_b}{2} \text{.....(III.53)}$$

Avec:

$Q_{max\ 1\%}$:Débit probable pour une période de retour de 100 ans.

t_b :Temps de base(t_b =33 heures).

$$V_{crue} = \frac{284.22 * 3600 * 33}{2} = 16.38 Mm^3$$

V_{crue}=16.88 Mm^3 .

III.7 Etude de régularisation:

L'étude de régularisation a pour objectif d'établir la capacité du barrage sur l'Oued El Ham de façon que la régularisation annuelle des apports soit optimum. Le barrage étant destiné à l'AEP et à l'irrigation.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

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

Les paramètres générant pour le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en Mm^3).
- La consommation totale (Mm^3).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.7.1 Répartition mensuelle de l'apport:

Tableau III. 31 Répartition mensuelle de l'apport.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout
$A_{80\%}$(%)	5,11	4,18	4,36	4,48	11,50	14,75	21,74	12,89	9,30	4,39	3,25	4,13
$A_{80\%}$(Mm^3)	0,32	0,26	0,27	0,28	0,72	0,93	1,37	0,81	0,59	0,28	0,2	0,26

III.7.2 Répartition mensuelle des besoins:

La répartition mensuelle des besoins en eau d'AEP et irrigation obtenue d'après l'ANBT est donnée au tableau **:**

III.7.2.1 Besoins en eau potable:

Les volumes d'eau à extraire de la retenue du barrage de Boukmouri pour l'approvisionnement urbain ont été fixés par l'ANBT.
Le volume moyen annuel devant être fourni est de 5 970 000 m3. La variation mensuelle des consommations est présentée dans le Tableau III.33.

Tableau III. 32 Distribution mensuelle du volume de l'eau pour approvisionnement urbain de la retenue du barrage de Boukmouri.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Besoins Aep(hm^3)	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,54	0,54	0,54	0,54
%	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	9,0	9,0	9,0	9,0

III.7.2.2 Besoins en irrigation:

Les volumes d'eau à extraire de la retenue pour des fins de d'irrigation ont aussi été fixés par l'ANBT.

Le volume moyen annuel devant être fourni serait de 5 000 000 m^3. La variation mensuelle des consommations est présentée dans le Tableau III.34.

Tableau III. 33 Distribution mensuelle du volume de l'eau pour irrigation de la retenue du barrage de Boukmouri.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Besoins en irrigation (hm^3)	0,55	0,16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,16	0,55	1,01	1,34	1,22
(%)	11,0	3,2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,2	11,0	20,1	27,1	24,4

En additionnant les deux demandes annuelles, 5,97 hm^3 et 1.75 hm^3, on obtient un total de 7.72 hm^3.

Cependant, l'apport moyen annuel disponible n'est que de 6.3 hm^3, et qu'il en faudra encore décompter l'évaporation, il devient évident qu'il ne sera pas possible de satisfaire la totalité de la demande, quoi que soit la taille de la retenue.

la consommation est donc supérieure à l'apport.

III.7.3 Courbes topographiques:

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

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

$$\Delta V_i = \left(\frac{S_i + S_{i+1}}{2}\right)\Delta H \quad \text{.....(III.54)}$$

Avec: $V_1 = \frac{2}{3} S_1 . \Delta H_1$

S : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2.

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m^2.

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

ΔV_i : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en m^3.

Tableau III. 34 Coordonnées des courbes Hauteurs- Surface -Capacité.

Cote (m) NGA	Δh (m)	S_i (m^2)	$S_{i\,moy}$(m^2)	V (m^3)	V_{cum}(m^3)	V_{cum}(hm^3)
823,97	0,03	0	15,33	0,46	0,00	0,00
824	1,00	23	3537,00	3537,00	0,46	0,00
825	1,00	7 051	16432,00	16432,00	3537,46	0,00
826	1,00	25 813	35105,50	35105,50	19969,46	0,02
827	1,00	44 398	53985,50	53985,50	55074,96	0,06
828	1,00	63 573	70763,50	70763,50	109060,46	0,11
829	1,00	77 954	88828,50	88828,50	197888,96	0,20
830	1,00	99 703	117754,00	117754,00	286717,46	0,29
831	1,00	135 805	154047,00	154047,00	404471,46	0,40
832	1,00	172 289	194804,00	194804,00	558518,46	0,56
833	1,00	217 319	237284,50	237284,50	753322,46	0,75

834	1,00	257 250	280900,00	280900,00	990606,96	0,99
835	1,00	304 550	325386,00	325386,00	1271506,96	1,27
836	1,00	346 222	365435,50	365435,50	1596892,96	1,60
837	1,00	384 649	404206,50	404206,50	1962328,46	1,96
838	1,00	423 764	446963,00	446963,00	2366534,96	2,37
839	1,00	470 162	494571,50	494571,50	2813497,96	2,81
840	1,00	518 981	544817,00	544817,00	3308069,46	3,31
841	1,00	570 653	602777,50	602777,50	3852886,46	3,85
842	1,00	634 902	666832,50	666832,50	4455663,96	4,46
843	1,00	698 763	728745,00	728745,00	5122496,46	5,12
844	1,00	758 727	793441,50	793441,50	5851241,46	5,85
845	1,00	828 156	863278,50	863278,50	6644682,96	6,64
846	1,00	898 401	937565,50	937565,50	7507961,46	7,51
847	1,00	976 730	1016459,50	1016459,50	8445526,96	8,45
848	1,00	1 056 189	1093974,00	1093974,00	9461986,46	9,46
849	1,00	1 131 759	1171867,00	1171867,00	10555960,46	10,56
850	1,00	1 211 975	1246835,50	1246835,50	11727827,46	11,73
851	1,00	1 281 696	1313318,50	1313318,50	12974662,96	12,97
852	1,00	1 344 941	1375689,50	1375689,50	14287981,46	14,29
853	1,00	1 406 438	1439640,00	1439640,00	15663670,96	15,66
854	1,00	1 472 842	1505581,50	1505581,50	17103310,96	17,10
855	1,00	1 538 321	1572976,50	1572976,50	18608892,46	18,61
856	1,00	1 607 632	1644922,00	1644922,00	20181868,96	20,18
857	1,00	1 682 212	1720929,00	1720929,00	21826790,96	21,83
858	1,00	1 759 646	1798805,00	1798805,00	23547719,96	23,55
859	1,00	1 837 964	1880000,00	1880000,00	25346524,96	25,35
860	1,00	1 922 036	1961555,00	1961555,00	27226524,96	27,23
861	1,00	2 001 074	2043156,00	2043156,00	29188079,96	29,19
862	1,00	2 085 238			31231235,96	31,23

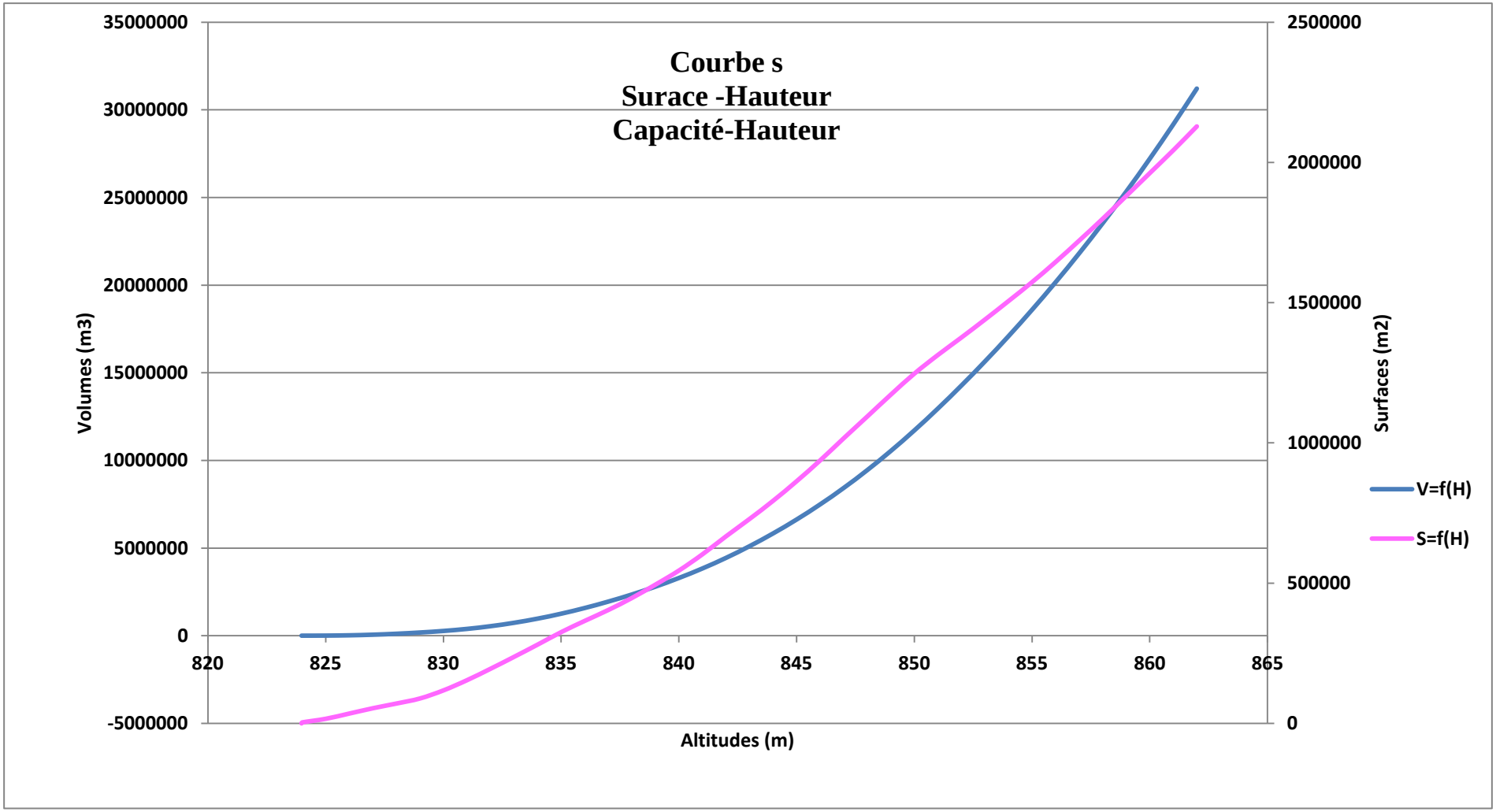


Figure III. 18 Courbes (Capacité -Hauteur),(Surface-Hauteur) .

III.7.4 Calcul du volume utile:

III.7.4.1 Méthode de Kristley -Menkel:

Cette méthode basée sur les caractéristiques de l'échantillon. Elle consiste à déterminer le déficit pendant des années sèches. Donc il faut disposer d'une sérié des débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit Ki= Q_i/Q_0 et un coefficient de régularisation α.

On a : $\mathbf{Vu_{int}} = (\beta_s + \beta_{plur})\ \mathbf{W_0} = \mathbf{V_s} + \mathbf{V_{int}}$ .....(III.55)

Avec :

W_0 : apport moyen interannuel.

β_s : composante saisonnière du volume utile.

β_{plur} : composante pluri-annuelle du volume utile.

✓ **La composante saisonnière β_s est égale :**

$$\beta_s = \alpha(T_{ét} - W_{ét}) \quad \text{.....(III.56)}$$

Tel que: $T_{ét} = \frac{N_{ét}}{12}$ .....(III.57)

Avec :

α : coefficient de régularisation.

$T_{ét}$: période relative de l'étiage au cours de l'année.

$N_{ét}$: nombre de mois ou Q_i est inférieur à Q_0.

$$W_{ét} = \frac{\sum_1^{Nét} W_m}{\sum_1^{12} W_{pm}} \quad \text{.....(III.58)}$$

Avec :$W_{ét}$:volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.

$\sum_1^{Nét} W_m$: Apport pendant la période d'étiage.

$\sum_1^{12} W_{pm}$: Apport total pendant les 12 mois de l'année.

✓ **La composante pluri-annuelle est égale :**

$$\beta_{Plur}=\max(D)=\max[(\alpha - K_{p\%}^{(n)}).n] \quad \text{.....(III.59)}$$

Avec :

α : coefficient de régularisation.

$K_{p\%}^{(n)}$: Coefficient de l'hydraulicité pour l'année (n).

$$K_{p\%}^{(n)}=F_{p\%}\ C_v^{(n)}+1 \quad \text{.....(III.60)}$$

Avec :

C_v : Coefficient de variation

$F_{p\%}$: la probabilité en fonction de $P_{\%}$ et C_s

$C_v^{(n)}=\frac{Cv}{\sqrt{n}}$ et $C_s^{(n)}=\frac{Cs}{\sqrt{n}}$

Donc : $\beta_{plur}=\max[(\alpha - K_{p\%}^{(n)}).n]$.

✓ **Pour la composante saisonnière :**

Tableau III. 35 Détermination de la période d'étiage.

Mois	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Dec**	**Jan**	**Fev**	**Mars**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juil**	**Aout**
$W_{80\%}$ (hm^3)	0.39	0.67	0.68	0.88	0.88	0.76	0.72	0.60	0.55	0.13	0	0
$U_{80\%}$ (hm^3)	0.73	0.54	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.54	0.67	0.89	1.01	0.97

Sachant que $W_{moy}=0.53\ Mm^3$/mois.

Donc : la période d'étiage est à partir de juin jusqu'au mois de septembre.

Alors : $N_{ét}=4$ d'où : $T_{et}=\frac{4}{12}=0.33$

$T_{ét}=0.33$

$$W_{ét}=\frac{\sum_1^{Nét} W_m}{\sum_1^{12} W_{pm}}=\frac{0.53}{6.3}=0.084$$

$$\mathbf{W_{ét} = 0.084}$$

Pour un coefficient de régularisation α=0.8 on aura :

$\beta_s = 0.9(0.33 - 0.084) = 0.22$ **β_s =0.22**

$V_s = \beta_s . W_0 = 0.22*10.02 = 2.20$ **V_s= 2.20 Mm^3**

- ✓ **Pour la composante pluri-annuelle :**

D'après le tableau ,on trouve : **β_{plur}=0.83**

$V_{int} = \beta_{plur} * W_0 = 0.83 * 10.02 = 8.31 Mm^3$. **V_{plur}=8.31Mm^3**

Donc : $V_{u\ int} = 8.31 + 2.20 = 10.52\ Mm^3$. **$V_{u\ int}$=10.52 Mm^3**

$V_{NNR} = V_m + V_{u\ int}$

$V_{NNR} = 6.44+10.52 = 16.96\ Mm^3$

V_{NNR} =16.96 Mm^3

NNR=854 m NGA.

Tableau III. 36 Calcul de la composante interannuelle par la méthode de Kristley -Menkel.

n	$\sqrt{n}$	C_v	C_s	$F_{80\%}$	$K_p = C_v * F_p + 1$	$Z_P = (\alpha - K_p) * n$
1	1,00	0,60	1,20	-0,85	0,49	0,41
2	1,41	0,42	0,85	-0,85	0,64	0,52
3	1,73	0,35	0,69	-0,85	0,71	0,58
4	2,00	0,30	0,60	-0,85	0,75	0,62
5	2,24	0,27	0,54	-0,85	0,77	0,64
6	2,45	0,24	0,49	-0,85	0,79	0,65
7	2,65	0,23	0,45	-0,85	0,81	0,65
8	2,83	0,21	0,42	-0,85	0,82	0,64
9	3,00	0,20	0,40	-0,85	0,83	0,63
10	3,16	0,19	0,38	-0,85	0,84	0,61
11	3,32	0,18	0,36	-0,85	0,85	0,59
12	3,46	0,17	0,35	-0,85	0,85	0,57
13	3,61	0,17	0,33	-0,85	0,86	0,54
14	3,74	0,16	0,32	-0,85	0,86	0,51
15	3,87	0,15	0,31	-0,85	0,87	0,48

16	4,00	0,15	0,30	-0,85	0,87	0,44
17	4,12	0,15	0,29	-0,85	0,88	0,40
18	4,24	0,14	0,28	-0,85	0,88	0,36
19	4,36	0,14	0,28	-0,85	0,88	0,32
20	4,47	0,13	0,27	-0,85	0,89	0,28
21	4,58	0,13	0,26	-0,85	0,89	0,24
22	4,69	0,13	0,26	-0,85	0,89	0,19
23	4,80	0,13	0,25	-0,85	0,89	0,15
24	4,90	0,12	0,24	-0,85	0,90	0,10
25	5,00	0,12	0,24	-0,85	0,90	0,05
26	5,10	0,12	0,24	-0,85	0,90	0,00
27	5,20	0,12	0,23	-0,85	0,90	-0,05
28	5,29	0,11	0,23	-0,85	0,90	-0,10
29	5,39	0,11	0,22	-0,85	0,91	-0,15
30	5,48	0,11	0,22	-0,85	0,91	-0,21
31	5,57	0,11	0,22	-0,85	0,91	-0,26
32	5,66	0,11	0,21	-0,85	0,91	-0,32
33	5,74	0,10	0,21	-0,85	0,91	-0,37
34	5,83	0,10	0,21	-0,85	0,91	-0,43
35	5,92	0,10	0,20	-0,85	0,91	-0,48
36	6,00	0,10	0,20	-0,85	0,92	-0,54
37	6,08	0,10	0,20	-0,85	0,92	-0,60
38	6,16	0,10	0,19	-0,85	0,92	-0,66
39	6,24	0,10	0,19	-0,85	0,92	-0,72
40	6,32	0,09	0,19	-0,85	0,92	-0,77
41	6,40	0,09	0,19	-0,85	0,92	-0,83

III.7.5 Laminage des crues:

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 :

$$Qdt=q.dt+S.dh \quad \text{.....(III.61)}$$

Avec:

Q : Le débit entrant de la crue.

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé).

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

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

$$Q - q = S.\frac{dh}{dt}$$.....(III.62)

$\frac{dh}{dt}$: $Vitesse\ de\ remplissage$ ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procèdes de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, Patapov, Step by step , Muskingum ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Muskingum.

III.7.5.1 Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993):

- **Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière:**

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + gA\frac{\partial y}{\partial X} = gA(S_0 - S_f) + q\frac{Q}{A}$$.....(III.63)

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q$$.....(III.64)

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

La signification des cinq termes de l'équation (III.63) est la suivante :

- ✓ Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m^3/s à 2m^3/sen une heure, ce terme vaut (1 m^3/s - 2m^3/s) / 3600s =0 ,000277m^3/s. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.
- ✓ Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.

- ✓ Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.
- ✓ Le terme 4 exprime les forces de gravité (S_o) et les forces de frottement (S_f).
- ✓ Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2 est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.
D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation (III.63) peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation (III.63) devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$\mathbf{S_0=S_f}$$

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

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad \text{.....(III.65)}$$

Ou :
I (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entée Q_e .
O (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Q_S .
S désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

L'équation (III.65) exprime tout simplement le principe de conservation de la masse traité dans le chapitre 1 : le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

- **Méthode de Muskingum:**

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2, l'équation (III.65) s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \quad \text{.....(III.66)}$$

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

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1+I_2}{2} - \frac{O_1+O_2}{2}\right)\Delta t \quad \text{.....(III.67)}$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2, connaissant I_1 et I_2.
L'équation (III.68) ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S_1 et S_2 .

- **Principe de ma méthode de solution:**

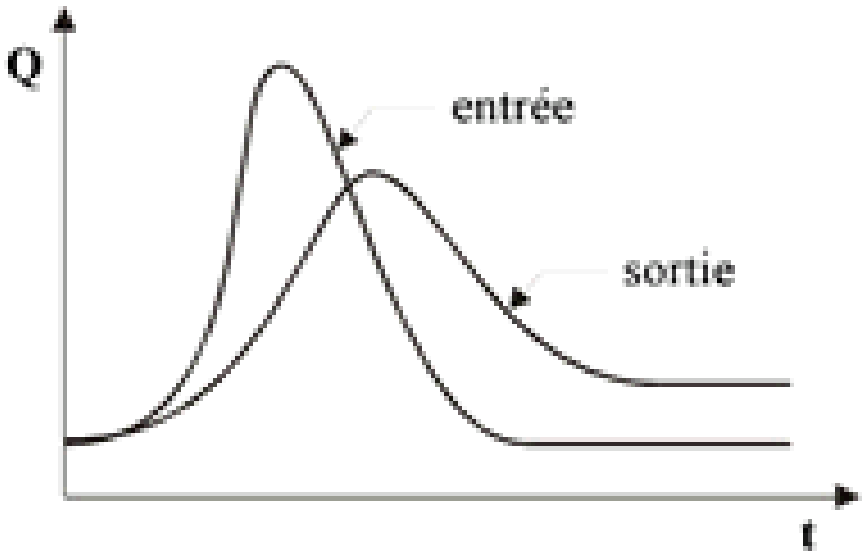


Figure III. 19 Laminage à travers un barrage.

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

$$2\frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad \text{(III.68)}$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue ($2S_2/\Delta t + O_2$) en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite . rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'une intervalle de temps I_1 et I_2 , qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle , sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants . S_1 et O_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1 sont connus à cause récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

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

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique $\frac{2S}{\Delta t} = f(0)$ .Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir.
Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

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

Tableau III. 37 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue.

$\mathbf{h_1}$	$\mathbf{S_1}$	$\mathbf{O_1}$	$\mathbf{2S1/\Delta t + O_1}$
$\mathbf{h_2}$	$\mathbf{S_2}$	$\mathbf{O_2}$	$\mathbf{2S2/\Delta t + O_2}$
$\mathbf{h_3}$	$\mathbf{S_3}$	$\mathbf{O_3}$	$\mathbf{2S3/\Delta t + O_3}$
$\mathbf{h_n}$	$\mathbf{S_n}$	$\mathbf{O_n}$	$\mathbf{2Sn/\Delta t + O_n}$

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

$$\frac{2S}{\Delta t} = f(0)$$

- **Calcul du débit de sortie:**

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

1) Evacuation a surface libre par un déversoir (figure III.24). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

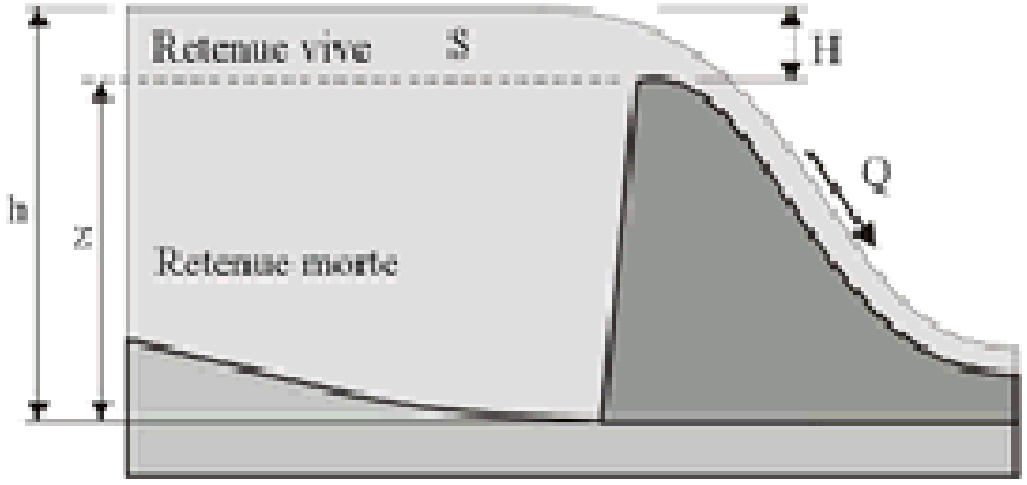


Figure III. 20 Evacuateur à surface libre.

$$Q=CBH^{3/2} =CB\ (h-z)^{3/2} \text{.....(III.69)}$$

Avec:

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

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

$$Q = mA\sqrt{gh} \quad \text{.....(III.70)}$$

Avec:

m : est une constante de débit
A :est la section d'écoulement
h : est la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

- **Calcul du volume stocké:**

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

$$S=Ah \quad \text{.....(III.71)}$$

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

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

$$S = a_0 + a_1 h + a_2 h^2 + a_3 h^3 + \cdots + a_n h^n \quad \text{.....(III.72)}$$

Les coefficients a_0 ,a_1 , a_2,……, a_n qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.
Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

- **Application de la méthode de Muskingum pour une largeur b=20m:**

  Le débit de sortie est calculé avec la relation suivante:

$$Q = mB\sqrt{2g}H^{\frac{3}{2}} \quad \text{.....(III.73)}$$

Pour :
b=20m et m =0 .49 on aura : $Q= 43.41\ H^{3/2}$

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = 2S/\Delta t+Q_S$.

Initialement le débit de sortie $Q_S = 0\ m^3/s$ et la hauteur H= 0m, le volume stocké $V_s=0m^3$.
La valeur maximal de débit d'entrée Qe =495.02 m^3/s nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $495.02 = 43.41\ H^{3/2}$, soit $H_{max} = 5.07$ m.

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

Tableau III. 38 Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

H(m)	côte (NGA)	A(km^2)	Q(m^3/s)	S(m^3)	2S/Δt+Q
0	854	1,50	0,00	0	0,00
0,5	854,5	1,55	15,35	775000	876,46
1	855	1,57	43,41	1570000	1787,85
1,5	855,5	1,62	79,75	2430000	2779,75
2	556	1,65	122,78	3300000	3789,45
2,5	856,5	1,69	171,59	4225000	4866,04
3	857	1,70	225,56	5100000	5892,23
3,5	857,5	1,75	284,24	6125000	7089,80
4	858	1,80	347,28	7200000	8347,28
4,5	858,5	1,85	414,39	8325000	9664,39
5	859	1,90	485,34	9500000	11040,89

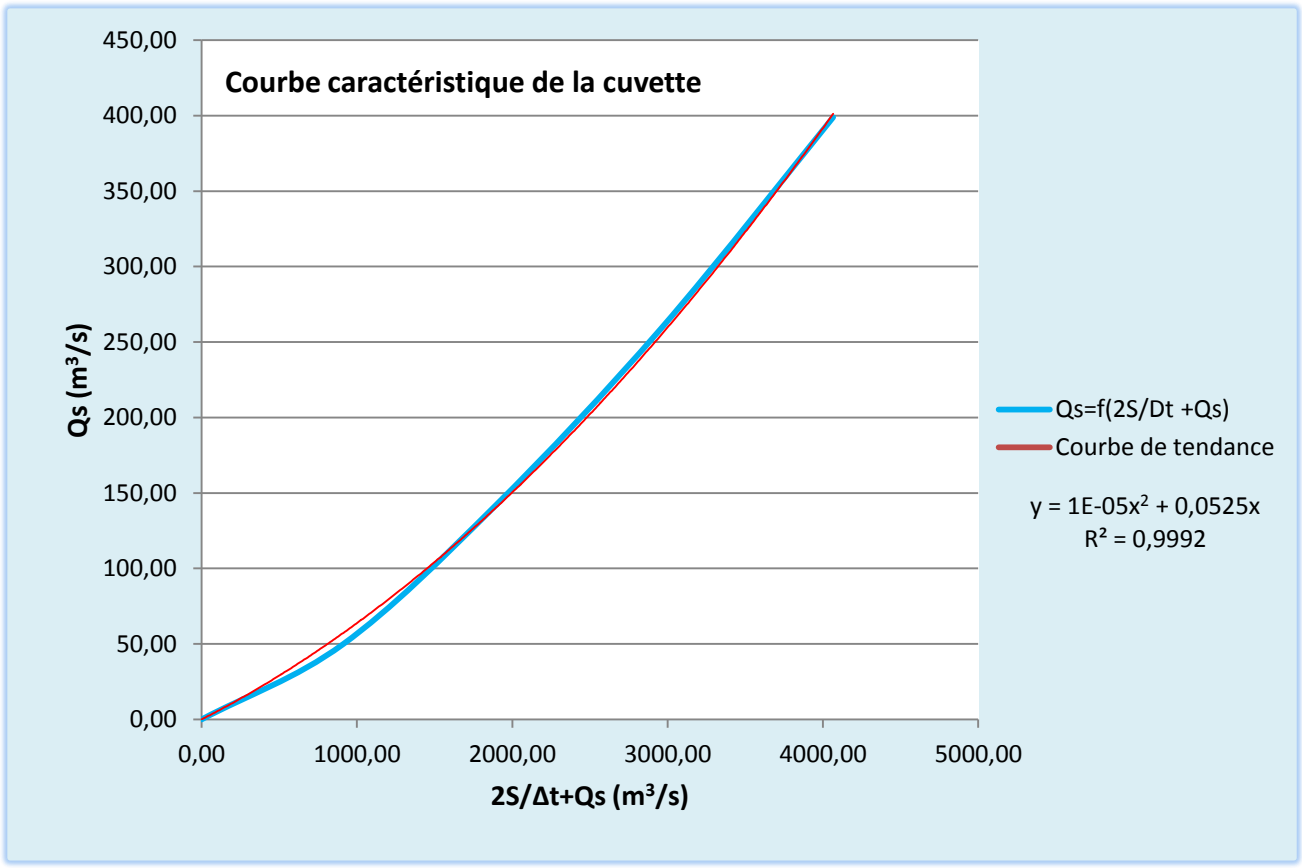


Figure III. 21 Courbe caractéristique de cuvette.

Tableau III. 39 Calcul de l'hydrogramme laminé .

Temps (h)	Temps (h)	I(m^3/s)	I1+I2(m^3/s)	2S/Δt+Q_S (m^3/s)	2S/Δt+Q-2Q_S (m^3/s)	Q_S (m^3/s)
0	0	0,00	1,80	0,00	0,00	0,00
0,5	0,5	1,80	8,98	1,80	1,70	0,05
1	1	7,19	23,35	10,68	10,08	0,30
1,5	1,5	16,17	44,91	33,43	31,56	0,94
2	2	28,74	73,65	76,47	72,16	2,15
2,5	2,5	44,91	109,58	145,81	137,56	4,13
3	3	64,67	152,70	247,14	233,06	7,04
3,5	3,5	88,02	202,99	385,76	363,56	11,10
4	4	114,97	260,48	566,55	533,54	16,51
4,5	4,5	145,51	325,15	794,02	747,03	23,49
5	5	179,64	397,01	1072,19	1007,55	32,32
5,5	5,5	217,37	476,05	1404,55	1318,01	43,27
6	6	258,68	562,28	1794,06	1680,71	56,67
6,5	6,5	303,59	655,69	2242,99	2097,26	72,87
7	7	352,10	756,29	2752,95	2568,47	92,24
7,5	7,5	404,19	864,08	3324,76	3094,36	115,20
8	8	459,88	954,90	3958,44	3674,09	142,17

8,3	0	495,02	960,93	4628,99	4284,05	172,47
8,5	0,5	465,91	903,87	5244,98	4841,22	201,88
9	1	437,96	849,12	5745,10	5291,35	226,87
9,5	1,5	411,16	796,62	6140,46	5645,78	247,34
10	2	385,47	746,34	6442,40	5915,61	263,40
10,5	2,5	360,87	698,21	6661,94	6111,35	275,30
11	3	337,34	652,20	6809,56	6242,74	283,41
11,5	3,5	314,86	608,26	6894,95	6318,67	288,14
12	4	293,40	566,34	6926,93	6347,09	289,92
12,5	4,5	272,94	526,39	6913,43	6335,10	289,17
13	5	253,45	488,36	6861,48	6288,92	286,28
13,5	5,5	234,91	452,21	6777,28	6214,03	281,63
14	6	217,30	417,90	6666,24	6115,18	275,53
14,5	6,5	200,59	385,36	6533,08	5996,50	268,29
15	7	184,77	354,56	6381,86	5861,56	260,15
15,5	7,5	169,79	325,44	6216,12	5713,46	251,33
16	8	155,65	297,97	6038,90	5554,85	242,03
16,5	8,5	142,32	272,08	5852,81	5388,03	232,39
17	9	129,77	247,74	5660,12	5215,00	222,56
17,5	9,5	117,98	224,90	5462,75	5037,47	212,64
18	10	106,92	203,51	5262,37	4856,90	202,73
18,5	10,5	96,58	183,52	5060,41	4674,60	192,91
19	11	86,93	164,88	4858,12	4491,66	183,23
19,5	11,5	77,95	147,55	4656,54	4309,04	173,75
20	12	69,60	131,48	4456,59	4127,58	164,51
20,5	12,5	61,88	116,62	4259,06	3947,99	155,53
21	13	54,75	102,93	4064,61	3770,91	146,85
21,5	13,5	48,18	90,35	3873,84	3596,88	138,48
22	14	42,17	78,84	3687,23	3426,36	130,43
22,5	14,5	36,68	68,36	3505,21	3259,77	122,72
23	15	31,68	58,84	3328,12	3097,44	115,34
23,5	15,5	27,16	50,26	3156,29	2939,69	108,30
24	16	23,10	42,55	2989,95	2786,75	101,60
24,5	16,5	19,46	35,68	2829,30	2638,84	95,23
25	17	16,22	29,59	2674,52	2496,13	89,19
25,5	17,5	13,37	24,23	2525,72	2358,76	83,48
26	18	10,87	19,57	2382,99	2226,83	78,08
26,5	18,5	8,70	15,54	2246,40	2100,42	72,99
27	19	6,84	12,11	2115,96	1979,56	68,20
27,5	19,5	5,27	9,23	1991,67	1864,27	63,70
28	20	3,96	6,85	1873,50	1754,54	59,48
28,5	20,5	2,89	4,91	1761,39	1650,34	55,52
29	21	2,03	3,39	1655,26	1551,60	51,83
29,5	21,5	1,36	2,21	1554,99	1458,24	48,38
30	22	0,86	1,35	1460,45	1370,14	45,16
30,5	22,5	0,50	0,75	1371,49	1287,16	42,16
31	23	0,25	0,36	1287,91	1209,15	39,38
31,5	23,5	0,11	0,14	1209,51	1135,93	36,79

32	24	0,03	0,04	1136,06	1067,28	34,39
32,5	24,5	0,00	0,00	1067,32	1002,99	32,16
33	25	0,00	0,00	1003,00	942,80	30,10
33,5	25,5	0,00	0,00	942,80	886,45	28.18

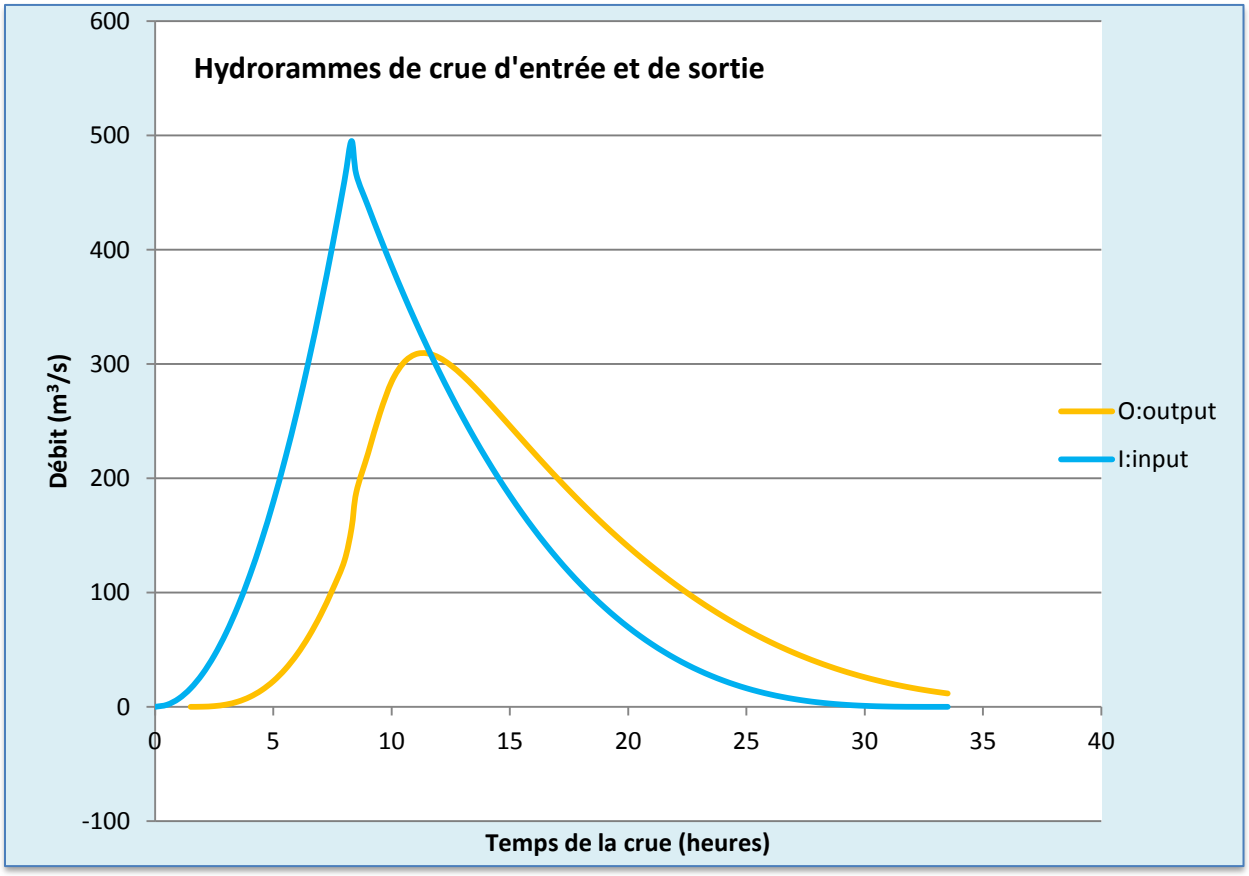


Figure III. 22 Hydrogrammes de crues d'entrée et de sortie (b=20m).

Tableau III. 40 Calcul de l'hydrogramme laminé pour les déférentes largeurs du déversoir .

Hydrogramme d'entrée				**Hydrogramme de sortie (Q laminé m^3/s)**								
Hauteurs déversantes				**H_d=5.07m**	**H_d=4.37m**	**H_d=3.87m**	**H_d=3.48m**	**H_d=3.19m**	**H_d=2.95m**	**H_d=2.75m**	**H_d=2.5m**	**H_d=2.43m**
Temps(h)	**Temps(h)**	**I_1 (m^3/s)**	**I_1+I_2 (m^3/s)**	**b=20m**	**b=25m**	**b=30m**	**b=35m**	**b=40m**	**b=45m**	**b=50m**	**b=55m**	**b=60m**
0	0	0,00	1,80	0	0,00	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	0,5	1,80	8,98	0,05	0,05	0,06	0,07	0,07	0,08	0,08	0,09	0,09
1	1	7,19	23,35	0,30	0,32	0,38	0,40	0,41	0,46	0,49	0,53	0,52
1,5	1,5	16,17	44,91	0,94	1,00	1,19	1,26	1,29	1,44	1,52	1,66	1,61
2	2	28,74	73,65	2,15	2,29	2,71	2,88	2,96	3,29	3,47	3,78	3,67
2,5	2,5	44,91	109,58	4,13	4,36	5,19	5,51	5,67	6,29	6,63	7,21	7,03
3	3	64,67	152,70	7,04	7,39	8,83	9,38	9,70	10,72	11,33	12,28	12,03
3,5	3,5	88,02	202,99	11,10	11,52	13,89	14,78	15,35	16,90	17,90	19,32	19,04
4	4	114,97	260,48	16,51	16,92	20,61	21,98	22,97	25,17	26,75	28,75	28,51
4,5	4,5	145,51	325,15	23,49	23,72	29,29	31,30	32,96	35,91	38,32	40,98	40,95
5	5	179,64	397,01	32,32	32,05	40,22	43,11	45,76	49,57	53,12	56,51	56,91
5,5	5,5	217,37	476,05	43,27	42,04	53,76	57,80	61,89	66,62	71,70	75,84	76,98
6	6	258,68	562,28	56,67	53,80	70,28	75,81	81,87	87,55	94,60	99,49	101,75
6,5	6,5	303,59	655,69	72,87	67,44	90,18	97,59	106,27	112,89	122,40	127,99	131,79
7	7	352,10	756,29	92,24	83,06	113,89	123,62	135,65	143,14	155,59	161,78	167,57
7,5	7,5	404,19	864,08	115,20	100,77	141,84	154,37	170,50	178,74	194,60	201,24	209,42
8	8	459,88	954,90	142,17	120,64	174,47	190,28	211,25	220,08	239,71	246,64	257,52
8,3	0	495,02	960,93	172,47	142,05	210,70	230,01	256,09	265,24	288,49	295,45	308,93
8,5	0,5	465,91	903,87	201,88	162,36	244,81	266,82	296,54	305,45	330,52	337,03	351,72
9	1	437,96	849,12	226,87	179,73	272,18	295,31	325,96	334,09	358,32	363,96	377,80
9,5	1,5	411,16	796,62	247,34	194,42	292,97	315,86	345,23	352,29	373,88	378,51	390,25
10	2	385,47	746,34	263,40	206,66	307,68	329,24	355,80	361,70	379,69	383,31	392,41
10,5	2,5	360,87	698,21	275,30	216,65	316,95	336,46	359,29	364,06	378,14	380,85	387,26
11	3	337,34	652,20	283,41	224,59	321,54	338,55	357,24	360,98	371,25	373,18	377,12
11,5	3,5	314,86	608,26	288,14	230,68	322,19	336,50	351,01	353,85	360,64	361,93	363,75

Hydrogramme d'entrée				Hydrogramme de sortie (Q laminé m^3/s)								
Hauteurs déversantes				H_d=5.07m	H_d=4.37m	H_d=3.87m	H_d=3.48m	H_d=3.19m	H_d=2.95m	H_d=2.75m	H_d=2.5m	H_d=2.43m
Temps(h)	Temps(h)	I_1 (m^3/s)	I_1+I_2 (m^3/s)	b=20m	b=25m	b=30m	b=35m	b=40m	b=45m	b=50m	b=55m	b=60m
12	4	293,40	566,34	289,92	235,09	319,61	331,17	341,73	343,78	347,55	348,31	348,39
12,5	4,5	272,94	526,39	289,17	237,98	314,42	323,33	330,28	331,66	332,88	333,21	331,91
13	5	253,45	488,36	286,28	239,49	307,18	313,62	317,36	318,19	317,31	317,29	314,92
13,5	5,5	234,91	452,21	281,63	239,77	298,36	302,54	303,52	303,88	301,30	301,00	297,82
14	6	217,30	417,90	275,53	238,95	288,36	290,53	289,15	289,12	285,19	284,67	280,90
14,5	6,5	200,59	385,36	268,29	237,15	277,52	277,92	274,57	274,22	269,23	268,52	264,33
15	7	184,77	354,56	260,15	234,48	266,10	264,97	260,00	259,37	253,58	252,72	248,24
15,5	7,5	169,79	325,44	251,33	231,05	254,33	251,89	245,61	244,75	238,35	237,36	232,72
16	8	155,65	297,97	242,03	226,95	242,40	238,84	231,52	230,46	223,62	222,52	217,80
16,5	8,5	142,32	272,08	232,39	222,27	230,43	225,95	217,82	216,59	209,45	208,26	203,51
17	9	129,77	247,74	222,56	217,10	218,55	213,30	204,57	203,19	195,86	194,58	189,87
17,5	9,5	117,98	224,90	212,64	211,50	206,85	200,99	191,81	190,30	182,86	181,52	176,88
18	10	106,92	203,51	202,73	205,56	195,40	189,04	179,56	177,94	170,47	169,06	164,53
18,5	10,5	96,58	183,52	192,91	199,33	184,25	177,52	167,85	166,12	158,69	157,22	152,82
19	11	86,93	164,88	183,23	192,88	173,44	166,43	156,67	154,86	147,50	145,98	141,74
19,5	11,5	77,95	147,55	173,75	186,25	163,01	155,80	146,04	144,15	136,90	135,33	131,26
20	12	69,60	131,48	164,51	179,50	152,98	145,63	135,94	133,98	126,87	125,26	121,36
20,5	12,5	61,88	116,62	155,53	172,68	143,35	135,94	126,37	124,35	117,40	115,76	112,04
21	13	54,75	102,93	146,85	165,82	134,15	126,71	117,32	115,24	108,48	106,80	103,28
21,5	13,5	48,18	90,35	138,48	158,95	125,36	117,96	108,78	106,64	100,08	98,37	95,04
22	14	42,17	78,84	130,43	152,13	117,00	109,66	100,72	98,53	92,19	90,45	87,32
22,5	14,5	36,68	68,36	122,72	145,37	109,05	101,81	93,14	90,91	84,79	83,02	80,08
23	15	31,68	58,84	115,34	138,69	101,52	94,40	86,02	83,75	77,86	76,07	73,32
23,5	15,5	27,16	50,26	108,30	132,14	94,40	87,43	79,34	77,04	71,38	69,57	67,02
24	16	23,10	42,55	101,60	125,72	87,67	80,86	73,09	70,77	65,33	63,51	61,15
24,5	16,5	19,46	35,68	95,23	119,45	81,33	74,70	67,24	64,90	59,69	57,87	55,69
25	17	16,22	29,59	89,19	113,35	75,36	68,93	61,79	59,43	54,46	52,63	50,62

Hydrogramme d'entrée Hauteurs déversantes				Hydrogramme de sortie (Q laminé m^3/s)								
				H_d=5.07m	H_d=4.37m	H_d=3.87m	H_d=3.48m	H_d=3.19m	H_d=2.95m	H_d=2.75m	H_d=2.5m	H_d=2.43m
Temps(h)	**Temps(h)**	**I_1 (m^3/s)**	**I_1+I_2 (m^3/s)**	**b=20m**	**b=25m**	**b=30m**	**b=35m**	**b=40m**	**b=45m**	**b=50m**	**b=55m**	**b=60m**
25,5	17,5	13,37	24,23	83,48	107,44	69,77	63,53	56,71	54,34	49,60	47,77	45,93
26	18	10,87	19,57	78,08	101,72	64,52	58,48	51,99	49,62	45,10	43,27	41,60
26,5	18,5	8,70	15,54	72,99	96,20	59,61	53,79	47,61	45,24	40,94	39,12	37,61
27	19	6,84	12,11	68,20	90,90	55,03	49,42	43,55	41,19	37,11	35,30	33,94
27,5	19,5	5,27	9,23	63,70	85,81	50,76	45,36	39,81	37,45	33,58	31,80	30,57
28	20	3,96	6,85	59,48	80,94	46,79	41,61	36,35	34,01	30,35	28,59	27,50
28,5	20,5	2,89	4,91	55,52	76,29	43,10	38,13	33,17	30,86	27,40	25,66	24,69
29	21	2,03	3,39	51,83	71,86	39,69	34,93	30,25	27,97	24,70	22,99	22,14
29,5	21,5	1,36	2,21	48,38	67,65	36,53	31,99	27,58	25,33	22,25	20,58	19,83
30	22	0,86	1,35	45,16	63,65	33,62	29,28	25,13	22,92	20,03	18,39	17,74
30,5	22,5	0,50	0,75	42,16	59,88	30,94	26,80	22,91	20,74	18,02	16,43	15,87
31	23	0,25	0,36	39,38	56,31	28,48	24,53	20,88	18,76	16,20	14,66	14,18
31,5	23,5	0,11	0,14	36,79	52,94	26,22	22,47	19,04	16,98	14,58	13,09	12,68
32	24	0,03	0,04	34,39	49,77	24,15	20,58	17,37	15,36	13,12	11,68	11,34
32.5	24,5	0,00	0,00	32,16	46,78	22,25	18,86	15,86	13,91	11,81	10,43	10,14
33	25	0,00	0,00	30,10	43,97	20,52	17,30	14,49	12,61	10,64	9,32	9,08
33.5	25,5	0,00	0,00	28,18	41,34	18,93	15,87	13,25	11,43	9,60	8,33	8,14

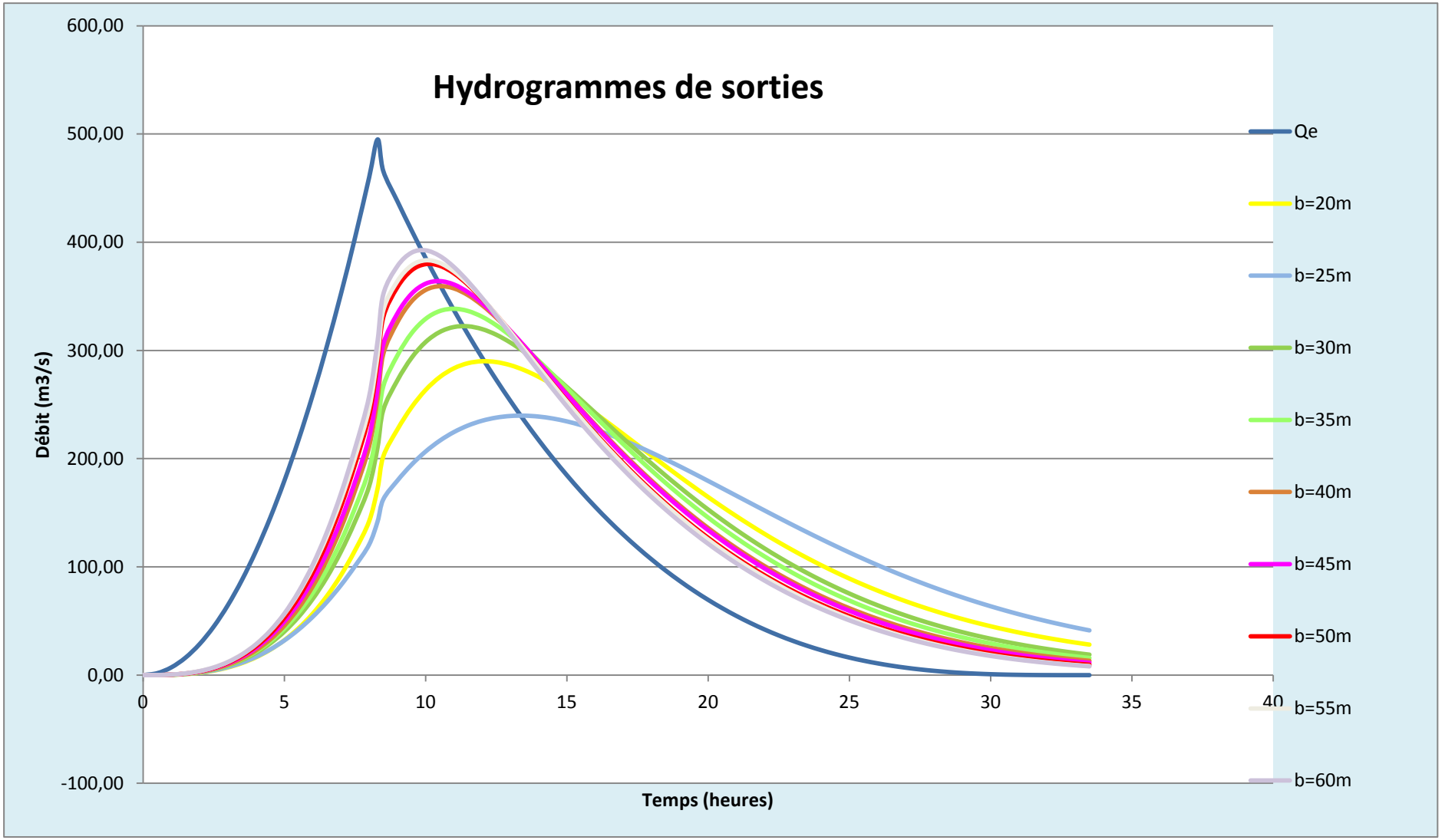


Figure III. 23 Hydrogrammes de sorties.

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

Tableau III. 41 Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum.

b(m)	H(m)	NPHE	Q(m3/s)	Vf (Mm3)
15	6.14	860.14	239,77	8,66
20	5,07	859,07	244,28	8,51
25	4,37	858,37	289,92	6,96
30	3,87	857,87	322,19	5,87
35	3,48	857,48	338,55	5,31
40	3,19	857,19	359,29	4,61
45	2,95	856,95	364,06	4,44
50	2,75	856,75	379,69	3,91
55	2,58	856,58	383,31	3,79
60	2,43	856,43	392,41	3,48

III.8 Étude 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 devais le plus économique de l'aménagement.

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

III.8.1 Calcul de la revanche:

Pour la conception d'une digue ,il est primordial de prévoir une revanche et une protection de talus amonts .Cette dernière doit tenir compte non seulement de l'intensité de l'effet des vagues et protéger la digue contre la submersion .

La revanche est prise en considération ,pour un supplément de sécurité en cas d' événements suivants:

- La surélévation du plan d'eau lors du passage de la crue maximale (crue de sécurité) considérée dans le projet.
- Le disfonctionnement des ouvrages ou d'organes de décharge et d'évacuation .
- La hauteur maximale des vagues provoquées par des vents extrêmes.
- Le déferlement des vague à la surface du parement amont (wave run up) .
- La surélévation du plan d'eau provoquée par le vent extrême considéré.

III.8.1.1 Effet des vents et vagues:

a. Hauteur des vagues:

Pour la hauteur des vagues ,il existe plusieurs formules :

- **Formule de Stevenson (Thomas,1976):**

Pour F<30km :

$$H_v = 0.37\sqrt{F} + 0.76 - 0.26\sqrt[4]{F} \quad \text{.....(III.74)}$$

Avec :

H_v :Hauteur de la vague (m).

F: Le Fetch c'est la longueur continue du plan d'eau comprise entre le barrage et la rive opposée plus éloignée. (F=1.77 Km).

An:

$$H_v = 0.37\sqrt{1.77} + 0.76 - 0.26\sqrt[4]{1.77} = 0.95\ m$$

- **Formule de Molitor:**

Dans cette formule empirique ,l'auteur fait intervenir la vitesse du vent "U" exprimée en (km/h) et la longueur du Fecth:

Pour F<30km : :

$$H_v = 0.76 + 0.032\sqrt{UF} - 0.27\sqrt[4]{F} \quad \text{(m) .....(III.75)}$$

Avec:

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 160 Km/h.

An:

$$H_v = 0.76 + 0.032\sqrt{160 * 1.77} - 0.27\sqrt[4]{1.77} = 0.99m$$

- **Formule Suédoise:**

$$H_v = 0.36\sqrt{F} \quad \text{(m) .....(III.76)}$$

An:

$$H_v = 0.36\sqrt{1.77} = 0.48\text{m}$$

b. Vitesse des vagues:

La vitesse des vagues est donnée par la relation de Gaillard ,v en (m/s).

$$v = 1.5 + 2H_v \text{ (m/s) .....(III.77)}$$

c. Revanche due aux vagues:

Selon la formule de Davis ,la revanche est mesurée au dessus du niveau des plus hautes eaux correspondant à la crue maximum.

$$R = 0.75H_v + \frac{v^2}{2g}\ (m)$$ .....(III.78)

Avec:
H_v: Hauteur des vagues (m).
v:Vitesse des vagues (m/s).

Dans leurs travaux en Algérie Mallet et Pacquant (1951) considère que pour des petits barrages la revanche est égale à:

$$R = H_v + \frac{v^2}{2g}\ (m)$$ .....(III.79)

Tableau II.33 : Résultats de calcul de la revanche par les différentes formules.

Formule	H(m)	V (m/s)	R(m)
Stevenson	0.95	3.4	1.54
Molitor	0.99	3.48	1.61
Suedoise	0.48	2.46	0.79

Pour des raisons de sécurité on prend la valeur maximum : R = 1.61m

III.8.2 Calcul du tassement:

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

- $T = 0.015\ H_b$.....(III.80)
- $T = 0.001\ H_b^{3/2}$ .....(III.81)

Avec:

T:Tassement du remblai.
H_b: Hauteur du barrage.
Les tassements sont estimés généralement à 0,75 m.

III.8.3 Calcul de la largeur en crête:

La largeur du couronnement dépend de plusieurs facteurs rapportés avec la sécurité de la digue. Une fois que ces facteurs sont difficiles à déterminer on recours d'habitude à des expressions empiriques.

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

a. **Formule de KNAPEN :** $b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b}$ .....(III.82)
b. **Formule de PREECE:** $b_{cr} = \left(1.1\sqrt{H_b}\right) + 1$ .....(III.83)
c. **Formule simplifiée :** $b_{cr} = 3.60\sqrt[3]{H_b} - 3$ .....(III.84)
d. **Formule pratique :** $b_{cr} = \frac{5}{3}\sqrt{H_b}$ .....(III.85)

Avec :

H_b : Hauteur du barrage (m).

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci-après :

$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$.....(III.86)

Tableau III. 42 Variation de la hauteur du barrage en fonction de la largeur deversante.

b(m)	H_d(m)	NPHE (m NGA)	Q(m^2/s)	Vf (Mm^3)	R(m)	T(m)	Cote crête (mNGA)	H_b
15	6,14	860,14	244,28	8,51	1,61	0,75	862,5	39,50
20	5,07	859,07	289,92	6,96	1,61	0,75	861,43	38,43
25	4,37	858,37	239,77	8,66	1,61	0,75	860,73	37,73
30	3,87	857,87	322,19	5,87	1,61	0,75	860,23	37,23
35	3,48	857,48	338,55	5,31	1,61	0,75	859,84	36,84
40	3,19	857,19	359,29	4,61	1,61	0,75	859,55	36,55
45	2,95	856,95	364,06	4,44	1,61	0,75	859,31	36,31
50	2,75	856,75	379,69	3,91	1,61	0,75	859,11	36,11
55	2,58	856,58	383,31	3,79	1,61	0,75	858,94	35,94
60	2,43	856,43	392,41	3,48	1,61	0,75	858,79	35,79

Tableau III. 43 Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes.

b (m)	H_d (m)	H_b (m)	Largeur en crête du barrage b_{cr} (m)				
			F. KNAPEN	F. PREECE	F. simplifiée	F. pratique	La moyenne
15	6,14	39,5	10,37	7,91	9,26	10,47	9,50
20	5,07	38,43	10,23	7,82	9,15	10,33	9,38
25	4,37	37,73	10,14	7,76	9,07	10,24	9,30
30	3,87	37,23	10,07	7,71	9,02	10,17	9,24

35	3,48	36,84	10,01	7,68	8,98	10,12	9,20
40	3,19	36,55	9,98	7,65	8,95	10,08	9,16
45	2,95	36,31	9,94	7,63	8,92	10,04	9,13
50	2,75	36,11	9,92	7,61	8,90	10,02	9,11
55	2,58	35,94	9,89	7,59	8,88	9,99	9,09
60	2,43	35,79	9,87	7,58	8,86	9,97	9,07

III.8.4 Calcul des couts:

III.8.4.1 Calcul du cout de la digue:

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcul les volumes de la digue correspondantes aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules suivantes :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{.....(III.87)}$$

Tel que: :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L_i \text{.....(III.88)}$$

Avec :

V_i : le volume du barrage à la cote i.
L_i : Distance entre deux coupes voisines.
S_i : Section transversale correspondante à la coupe i.

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} H_i \text{ .....(III.89)}$$

Avec :

B_i : Largeur de base ; $B_i = (m_1+m_2).H_i+b_i$.
m_1, m_2 : Les fruits des talus. ($m_1=3$; $m_2=2.5$)
b : Largeur en crête (m).
H_i : Hauteur de la tranche au point i ; $H_b = NNR - C_f + H_d + R + t$
R : Revanche en (m).
t : Tassement en (m).

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

Tableau III. 44 Calculs des volumes de la digue.

Digue n°1	**H_b=39.5m**		**b=15m**				
Coupe N°	**H_i(m)**	**B_i(m)**	**S_i(m^2)**	**S_{i+1}(m^2)**	**L_i(m)**	**S_{moy} (m^2)**	**V_i(m^2)**
1	0,00	9,00	0,00	271,30	35,00	135,65	4747,72
2	8,43	55,37	271,30	616,87	80,00	444,09	35526,88
3	13,43	82,87	616,87	1099,95	80,00	858,41	68672,88
4	18,43	110,37	1099,95	1720,52	60,00	1410,24	84614,16
5	23,43	137,87	1720,52	2478,60	75,00	2099,56	157467,07
6	28,43	165,37	2478,60	3374,17	85,00	2926,39	248742,81
7	33,43	192,87	3374,17	4407,25	165,00	3890,71	641967,31
8	38,43	220,37	4407,25	3374,17	35,00	3890,71	136174,88
9	33,43	192,87	3374,17	2478,60	150,00	2926,39	438957,90
10	28,43	165,37	2478,60	2007,25	35,00	2242,93	78502,41
11	25,43	148,87	2007,25	1720,52	30,00	1863,89	55916,65
12	23,43	137,87	1720,52	1455,79	55,00	1588,16	87348,72
13	21,43	126,87	1455,79	1099,95	60,00	1277,87	76672,26
14	18,43	110,37	1099,95	890,22	40,00	995,08	39803,34
15	16,43	99,37	890,22	616,87	30,00	753,55	22606,38
16	13,43	82,87	616,87	271,30	40,00	444,09	17763,44
17	8,43	55,37	271,30	0,00	55,00	135,65	7460,71
18	0	9	0	**Somme**	**1110**		
						Somme:	**2 202 945,51**

Digue n°2	**H_b=38.43m**		**b=20m**				
Coupe N°	**H_i(m)**	**B_i(m)**	**S_i(m^2)**	**S_{i+1}(m^2)**	**L_i(m)**	**S_{moy} (m^2)**	**V_i(m^2)**
1	0,00	9,00	0,00	271,30	32,00	135,65	4340,78
2	8,43	55,37	271,30	616,87	80,00	444,09	35526,88
3	13,43	82,87	616,87	1099,95	80,00	858,41	68672,88
4	18,43	110,37	1099,95	1720,52	60,00	1410,24	84614,16
5	23,43	137,87	1720,52	2478,60	75,00	2099,56	157467,07
6	28,43	165,37	2478,60	3374,17	85,00	2926,39	248742,81
7	33,43	192,87	3374,17	4407,25	165,00	3890,71	641967,31
8	38,43	220,37	4407,25	3374,17	35,00	3890,71	136174,88
9	33,43	192,87	3374,17	2478,60	150,00	2926,39	438957,90
10	28,43	165,37	2478,60	1720,52	35,00	2099,56	73484,63
11	23,43	137,87	1720,52	1331,68	30,00	1526,10	45783,03
12	20,43	121,37	1331,68	1099,95	55,00	1215,81	66869,74
13	18,43	110,37	1099,95	890,22	60,00	995,08	59705,01
14	16,43	99,37	890,22	616,87	40,00	753,55	30141,84
15	13,43	82,87	616,87	462,14	30,00	539,51	16185,25
16	11,43	71,87	462,14	271,30	40,00	366,72	14668,84
17	8,43	55,37	271,30	0,00	50,00	135,65	6782,46
18	0	9	0	**Somme**	**1102**	**Somme**	**2 130 085,47**

Digue n°3	**H_b=37.73m**		**b=25m**				
Coupe N°	**H_i(m)**	**B_i(m)**	**S_i(m^2)**	**S_{i+1}(m^2)**	**L_i(m)**	**S_{moy} (m^2)**	**V_i(m^2)**
1	0,00	9,00	0,00	233,89	32,00	116,95	3742,25
2	7,73	51,52	233,89	560,22	80,00	397,05	31764,24
3	12,73	79,02	560,22	1024,04	80,00	792,13	63370,24
4	17,73	106,52	1024,04	1625,37	60,00	1324,70	79482,18
5	22,73	134,02	1625,37	2364,19	75,00	1994,78	149608,35
6	27,73	161,52	2364,19	3240,52	85,00	2802,35	238200,00
7	32,73	189,02	3240,52	4254,34	165,00	3747,43	618325,62
8	37,73	216,52	4254,34	3240,52	35,00	3747,43	131159,98
9	32,73	189,02	3240,52	2364,19	150,00	2802,35	420352,95
10	27,73	161,52	2364,19	1625,37	35,00	1994,78	69817,23
11	22,73	134,02	1625,37	1248,07	30,00	1436,72	43101,54
12	19,73	117,52	1248,07	1024,04	55,00	1136,06	62483,05
13	17,73	106,52	1024,04	822,01	60,00	923,03	55381,53
14	15,73	95,52	822,01	560,22	40,00	691,11	27644,52
15	12,73	79,02	560,22	413,19	30,00	486,70	14601,01
16	10,73	68,02	413,19	233,89	40,00	323,54	12941,52
17	7,73	51,52	233,89	0,00	49,00	116,95	5730,32
18	0	9	0	**Somme:**	**1101**	**Somme:**	**2 027 706,51**

Digue n°4	**H_b=37.23m**		**b=30m**				
Coupe N°	**H_i(m)**	**B_i(m)**	**S_i(m^2)**	**S_{i+1}(m^2)**	**L_i(m)**	**S_{moy} (m^2)**	**V_i(m^2)**
1	0,00	9,00	0,00	208,82	32,00	104,41	3341,13
2	7,23	48,77	208,82	521,40	80,00	365,11	29208,64
3	12,23	76,27	521,40	971,47	80,00	746,43	59714,64
4	17,23	103,77	971,47	1559,05	60,00	1265,26	75915,48
5	22,23	131,27	1559,05	2284,12	75,00	1921,58	144118,72
6	27,23	158,77	2284,12	3146,70	85,00	2715,41	230809,68
7	32,23	186,27	3146,70	4146,77	165,00	3646,73	601710,94
8	37,23	213,77	4146,77	3146,70	35,00	3646,73	127635,65
9	32,23	186,27	3146,70	2284,12	150,00	2715,41	407311,20
10	27,23	158,77	2284,12	1559,05	35,00	1921,58	67255,40
11	22,23	131,27	1559,05	1190,00	30,00	1374,52	41235,69
12	19,23	114,77	1190,00	971,47	55,00	1080,74	59440,45
13	17,23	103,77	971,47	774,94	60,00	873,21	52392,33
14	15,23	92,77	774,94	521,40	40,00	648,17	25926,72
15	12,23	76,27	521,40	379,87	30,00	450,63	13518,91
16	10,23	65,27	379,87	208,82	40,00	294,34	11773,72
17	7,23	48,77	208,82	0,00	48,50	104,41	5063,90
18	0	9	0	**Somme:**	**1100,5**	**Somme:**	**1 956 373,20**

Digue n°5	**H_b=36.84m**		**b=35m**				
Coupe N°	**H_i(m)**	**B_i(m)**	**S_i(m^2)**	**S_{i+1}(m^2)**	**L_i(m)**	**S_{moy} (m^2)**	**V_i(m^2)**

1	0,00	9,00	0,00	190,22	31,50	95,11	2995,97
2	6,84	46,62	190,22	492,07	80,00	341,15	27291,63
3	11,84	74,12	492,07	931,42	80,00	711,75	56939,63
4	16,84	101,62	931,42	1508,27	60,00	1219,85	73190,72
5	21,84	129,12	1508,27	2222,62	75,00	1865,45	139908,41
6	26,84	156,62	2222,62	3074,47	85,00	2648,55	225126,36
7	31,84	184,12	3074,47	4063,82	165,00	3569,15	588908,99
8	36,84	211,62	4063,82	3074,47	35,00	3569,15	124920,09
9	31,84	184,12	3074,47	2222,62	150,00	2648,55	397281,81
10	26,84	156,62	2222,62	1777,51	35,00	2000,07	70002,29
11	23,84	140,12	1777,51	1508,27	30,00	1642,89	49286,71
12	21,84	129,12	1508,27	1145,66	55,00	1326,97	72983,10
13	18,84	112,62	1145,66	832,55	60,00	989,11	59346,32
14	15,84	96,12	832,55	568,94	40,00	700,75	28029,82
15	12,84	79,62	568,94	354,83	30,00	461,89	13856,56
16	9,84	63,12	354,83	190,22	40,00	272,53	10901,02
17	6,84	46,62	190,22	0,00	48,00	95,11	4565,29
18	0	9	0	**Somme**	**1099,5**	**Somme**	**1 945 534,72**

Digue n°6	**H_b=36.55m**			**b=40m**			
Coupe N°	**H_i(m)**	**B_i(m)**	**S_i(m^2)**	**S_{i+1}(m^2)**	**L_i(m)**	**S_{moy} (m^2)**	**V_i(m^2)**
1	0,00	9,00	0,00	176,93	31,00	88,47	2742,44
2	6,55	45,03	176,93	470,81	80,00	323,87	25909,55
3	11,55	72,53	470,81	902,18	80,00	686,49	54919,55
4	16,55	100,03	902,18	1471,06	60,00	1186,62	71197,16
5	21,55	127,53	1471,06	2177,43	75,00	1824,24	136818,33
6	26,55	155,03	2177,43	3021,31	85,00	2599,37	220946,40
7	31,55	182,53	3021,31	4002,68	165,00	3511,99	579479,07
8	36,55	210,03	4002,68	3021,31	35,00	3511,99	122919,80
9	31,55	182,53	3021,31	2177,43	150,00	2599,37	389905,41
10	26,55	155,03	2177,43	1737,11	35,00	1957,27	68504,43
11	23,55	138,53	1737,11	1471,06	30,00	1604,08	48122,46
12	21,55	127,53	1471,06	1227,01	55,00	1349,03	74196,75
13	19,55	116,53	1227,01	902,18	60,00	1064,59	63875,66
14	16,55	100,03	902,18	713,13	40,00	807,66	32306,28
15	14,55	89,03	713,13	470,81	30,00	591,97	17759,08
16	11,55	72,53	470,81	176,93	40,00	323,87	12954,78
17	6,55	45,03	176,93	0,00	47,50	88,47	4202,13
18	0	9	0	**Somme:**	**1098,5**	**Somme:**	**1 926 759,28**

Digue n°7	**H_b=36.31m**			**b=45m**			
Coupe N°	**H_i(m)**	**B_i(m)**	**S_i(m^2)**	**S_{i+1}(m^2)**	**L_i(m)**	**S_{moy} (m^2)**	**V_i(m^2)**
1	0,00	9,00	0,00	166,28	30,50	83,14	2535,84
2	6,31	43,71	166,28	453,56	80,00	309,92	24793,74

3	11,31	71,21	453,56	878,33	80,00	665,95	53275,74
4	16,31	98,71	878,33	1440,61	60,00	1159,47	69568,31
5	21,31	126,21	1440,61	2140,38	75,00	1790,50	134287,26
6	26,31	153,71	2140,38	2977,66	85,00	2559,02	217516,85
7	31,31	181,21	2977,66	3952,43	165,00	3465,05	571732,72
8	36,31	208,71	3952,43	2977,66	35,00	3465,05	121276,64
9	31,31	181,21	2977,66	2140,38	150,00	2559,02	383853,27
10	26,31	153,71	2140,38	1704,02	35,00	1922,20	67277,06
11	23,31	137,21	1704,02	1440,61	30,00	1572,31	47169,43
12	21,31	126,21	1440,61	1199,20	55,00	1319,90	72594,74
13	19,31	115,21	1199,20	878,33	60,00	1038,77	62326,01
14	16,31	98,71	878,33	691,92	40,00	785,13	31405,17
15	14,31	87,71	691,92	453,56	30,00	572,74	17182,25
16	11,31	71,21	453,56	166,28	40,00	309,92	12396,87
17	6,31	43,71	166,28	0,00	47,00	83,14	3907,68
18	0	9	0	**Somme:**	**1097,5**	**Somme:**	**1 893 099,56**

Digue n°7	**H_b=36.11m**			**b=50m**			
Coupe N°	**H_i(m)**	**B_i(m)**	**S_i(m^2)**	**S_{i+1}(m^2)**	**L_i(m)**	**S_{moy} (m^2)**	**V_i(m^2)**
1	0,00	9,00	0,00	157,65	30,00	78,83	2364,80
2	6,11	42,61	157,65	439,43	80,00	298,54	23883,26
3	11,11	70,11	439,43	858,70	80,00	649,07	51925,26
4	16,11	97,61	858,70	1415,48	60,00	1137,09	68225,45
5	21,11	125,11	1415,48	2109,75	75,00	1762,62	132196,18
6	26,11	152,61	2109,75	2941,53	85,00	2525,64	214679,47
7	31,11	180,11	2941,53	3910,80	165,00	3426,17	565317,35
8	36,11	207,61	3910,80	2941,53	35,00	3426,17	119915,80
9	31,11	180,11	2941,53	2109,75	150,00	2525,64	378846,12
10	26,11	152,61	2109,75	1676,69	35,00	1893,22	66262,73
11	23,11	136,11	1676,69	1415,48	30,00	1546,08	46382,50
12	21,11	125,11	1415,48	1176,27	55,00	1295,87	71273,03
13	19,11	114,11	1176,27	858,70	60,00	1017,49	61049,15
14	16,11	97,61	858,70	674,49	40,00	766,60	30663,93
15	14,11	86,61	674,49	439,43	30,00	556,96	16708,82
16	11,11	70,11	439,43	157,65	40,00	298,54	11941,63
17	6,11	42,61	157,65	0,00	46,50	78,83	3665,44
18	0	9	0	**Somme:**	**1096,5**	**Somme:**	**1 865 300,92**

Digue n°8	**H_b=35.94m**			**b=55m**			
Coupe N°	**H_i(m)**	**B_i(m)**	**S_i(m^2)**	**S_{i+1}(m^2)**	**L_i(m)**	**S_{moy} (m^2)**	**V_i(m^2)**
1	0,00	9,00	0,00	150,49	29,50	75,24	2219,73
2	5,94	41,67	150,49	427,59	80,00	289,04	23123,19

3	10,94	69,17	427,59	842,19	80,00	634,89	50791,19
4	15,94	96,67	842,19	1394,29	60,00	1118,24	67094,39
5	20,94	124,17	1394,29	2083,89	75,00	1739,09	130431,74
6	25,94	151,67	2083,89	2910,99	85,00	2497,44	212282,39
7	30,94	179,17	2910,99	3875,59	165,00	3393,29	559892,83
8	35,94	206,67	3875,59	2910,99	35,00	3393,29	118765,15
9	30,94	179,17	2910,99	2083,89	150,00	2497,44	374615,99
10	25,94	151,67	2083,89	1653,63	35,00	1868,76	65406,60
11	22,94	135,17	1653,63	1394,29	30,00	1523,96	45718,80
12	20,94	124,17	1394,29	1156,95	55,00	1275,62	70159,09
13	18,94	113,17	1156,95	842,19	60,00	999,57	59974,19
14	15,94	96,67	842,19	659,85	40,00	751,02	30040,80
15	13,94	85,67	659,85	427,59	30,00	543,72	16311,60
16	10,94	69,17	427,59	150,49	40,00	289,04	11561,60
17	5,94	41,67	150,49	0,00	46,00	75,24	3461,27
18	0	9	0	**Somme:**	**1095,5**	**Somme:**	**1 841 850,54**

Digue n°9	**H_b=35.79m**			**b=60m**			
Coupe N°	**H_i(m)**	**B_i(m)**	**S_i(m^2)**	**S_{i+1}(m^2)**	**L_i(m)**	**S_{moy} (m^2)**	**V_i(m^2)**
1	0,00	9,00	0,00	144,30	29,00	72,15	2092,37
2	5,79	40,85	144,30	417,28	80,00	280,79	22463,10
3	10,79	68,35	417,28	827,75	80,00	622,51	49801,10
4	15,79	95,85	827,75	1375,73	60,00	1101,74	66104,33
5	20,79	123,35	1375,73	2061,20	75,00	1718,46	128884,78
6	25,79	150,85	2061,20	2884,18	85,00	2472,69	210178,55
7	30,79	178,35	2884,18	3844,65	165,00	3364,41	555128,27
8	35,79	205,85	3844,65	2884,18	35,00	3364,41	117754,48
9	30,79	178,35	2884,18	2061,20	150,00	2472,69	370903,32
10	25,79	150,85	2061,20	1633,42	35,00	1847,31	64655,81
11	22,79	134,35	1633,42	1375,73	30,00	1504,57	45137,14
12	20,79	123,35	1375,73	1140,04	55,00	1257,88	69183,47
13	18,79	112,35	1140,04	827,75	60,00	983,89	59033,63
14	15,79	95,85	827,75	647,06	40,00	737,41	29496,25
15	13,79	84,85	647,06	417,28	30,00	532,17	15965,06
16	10,79	68,35	417,28	144,30	40,00	280,79	11231,55
17	5,79	40,85	144,30	0,00	45,50	72,15	3282,85
18	0	9	0	**Somme:**	**1094,5**	**Somme:**	**1 821 296,06**

Tableau III. 45 Cout de la digue .

Largeur déversante (m)	**Hauteur du barrage (m)**	**Volume de la digue (m^3)**	**Coût de la digue (DA)**

15	39,50	2202945,51	991325480
20	38,43	2130085,47	958538462
25	37,73	2027706,51	912467930
30	37,23	1956373,2	880367940
35	36,84	1926579,28	866960676
40	36,55	1893099,56	851894802
45	36,31	1865300,92	839385414
50	36,11	1841850,54	828832743
55	35,94	1821296,06	819583227
60	35,79	2202945,51	991325480

III.8.4.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues:

a. Coût du déversoir

Le déversoir de crues sera localisé sur le corps du barrage de type profile Greager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression…), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant des problèmes d'instabilité de l'ouvrage.

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

$$\frac{Y}{H} = 0.47\left(\frac{X}{H}\right)^{1.80} \quad \text{.....(III.90)}$$

Avec :

H : charge sur le seuil (m).

Y : ordonnée du profil (m).

X : abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dev} = S.b \quad \text{.....(III.91)}$$

Avec :

S: section transversal (m^2).

b: largeur déversant (m).

Selon l'**ANBT**, le mètre cube du béton armé vaut **42 000 DA**.

Tableau II.36: Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Largeur déversante (m)	Lame d'eau déversante (m)	Section de profil (m^2)	Volume du déversoir (m^3)	Coûts (DA)
15	6,14	32,21	483,22	20295156,00
20	5,07	27,91	558,27	23447538,95
25	4,37	24,97	624,29	26220000,00
30	3,87	22,91	687,30	28866652,50
35	3,48	21,24	743,34	31220205,88
40	3,19	20,38	815,30	34242467,37
45	2,95	18,92	851,33	35755923,91
50	2,75	18,23	911,43	38280000,00
55	2,58	17,55	965,26	40540914,97
60	2,43	16,96	1017,87	42750382,50

b. Coût du coursier

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

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{béton} = S_{béton}. L_{cou} \quad \text{.....(III.92)}$$

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{cour} = (q_{lam})^{0.4} \quad \text{.....(III.93)}$$

Tableau II.37: Récapitulatif des coûts du coursier par différentes largeurs déversantes.

b(m)	Q_{lam}(m3/s)	b_{cour} (m)	S(m^2)	Volume du béton (m3)	Coût en (DA)
15	239,77	8,95	2175,33	3262,99	137045493,90
20	244,28	9,02	2191,60	3287,40	138070846,53
25	289,42	9,65	2345,40	3518,11	147760461,45
30	322,19	10,07	2448,22	3672,34	154238092,58
35	338,55	10,28	2497,21	3745,82	157324351,52
40	359,29	10,52	2557,32	3835,97	161110881,92
45	364,06	10,58	2570,84	3856,26	161963073,26
50	379,69	10,76	2614,44	3921,65	164709438,52
55	383,31	10,80	2624,38	3936,57	165335793,05

60	392,41	10,90	2649,12	3973,69	166894816,95

c. Calcul du cout du canal d'approche:

Le canal d'approche est un dispositif qui permit de réduire au minimum les pertes d'énergie et guider calmement la crue vers le seuil déversant, supposant sa forme est rectangulaire avec une charge d'eau H, une revanche de 1.61.

$H_m=h_{dev}+R+P$.....(III.94)

Le volume du canal est déterminé par:

$V= S.L_c .e$ .....(III.95)

Avec:

L_c: Longueur du canal (déterminée par la topographie).

e: Epaisseur du canal (e=0.6m).

Tableau III. 46 Récapitulatif du calcul du cout du canal d'approche.

b(m)	$H_{dév}$(m)	H_m (m)	S(m^2)	V(m^3)	Coût (Da)
15	6,14	10,53	1053	631,8	25272000
20	5,07	9,46	946	567,6	22704000
25	4,37	8,76	876	525,6	21024000
30	3,87	8,26	826	495,6	19824000
35	3,48	7,87	787	472,2	18888000
40	3,19	7,58	758	454,8	18192000
45	2,95	7,34	734	440,4	17616000
50	2,75	7,14	714	428,4	17136000
55	2,58	6,97	697	418,2	16728000
60	2,43	6,82	682	409,2	16368000

Tableau III. 47 Cout total de la retenue.

Largeurs déversantes (m)	Coût de la digue (DA)	Coût de l'évacuateur de crue (DA)			Coût total (Millions DA)
		Déversoir	Coursier	Canal d'approche	
15	991325480	20295156,00	137045493,90	25272000	1173,93813
20	958538462	23447538,95	138070846,53	22704000	1142,76085
25	912467930	26220000,00	147760461,45	21024000	1107,47239
30	880367940	28866652,50	154238092,58	19824000	1069,97042
35	866960676	31220205,88	157324351,52	18888000	1087,8005

40	851894802	34242467,37	161110881,92	18192000	1080,50603
45	839385414	35755923,91	161963073,26	17616000	1067,2298
50	828832743	38280000,00	164709438,52	17136000	1059,51085
55	819583227	40540914,97	165335793,05	16728000	1051,43745
60	991325480	42750382,50	166894816,95	16368000	1045,59643

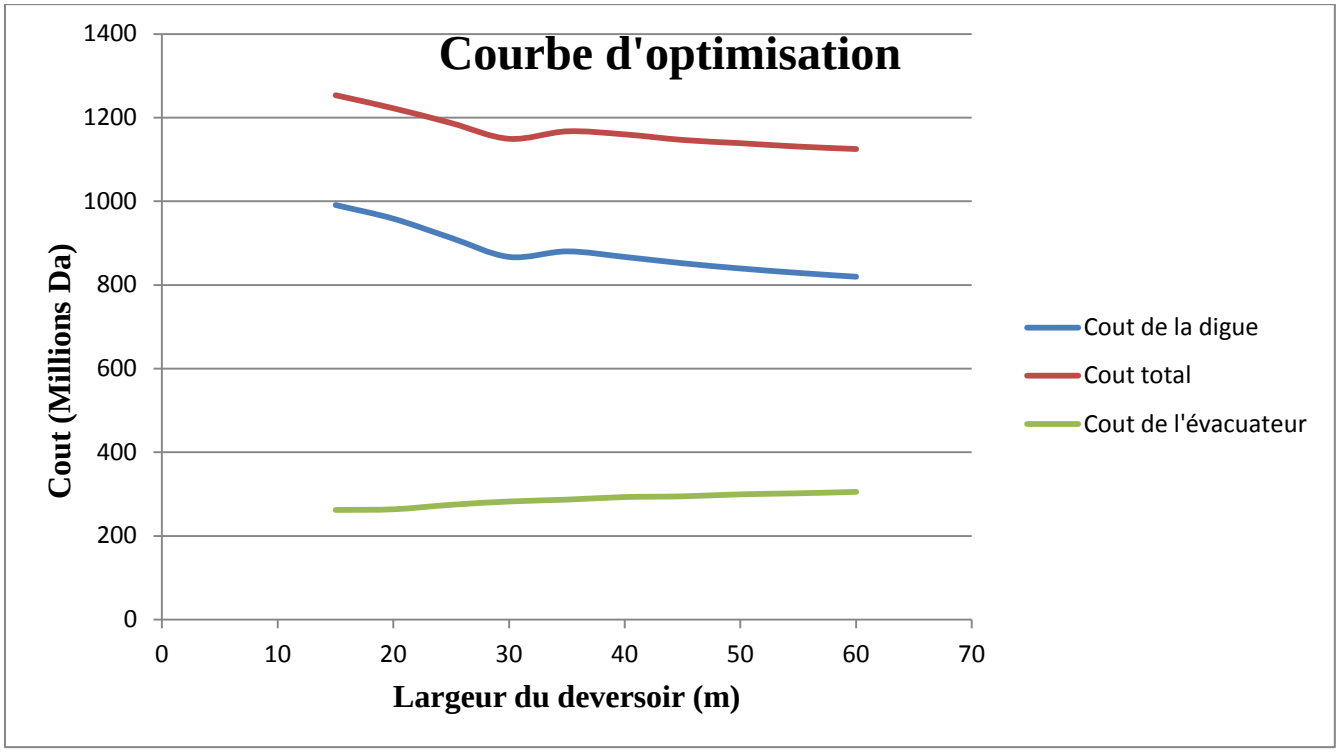


Figure III. 24 Courbe d'optimisation des couts en fonction de la largeur du déversoir.

D'après l'étude d'optimisation on a obetenu les résultats suivants :

- La largeur déversante donnant le coût minimum est **b=30m.**
- Un débit évacué $\mathbf{Q_{lam}=322.19m^3/s.}$
- Lame déversante $\mathbf{h_{dev}}$ **= 3.87m**
- La hauteur du barrage est : $\mathbf{H_b}$ **=37.23 m**
- La Cote de la crête est :**860.23 m**.

Les résultats de calcul hydrologiques sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.39: Caractéristiques du barrage.

Dénominations	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm^3	**6.44**
Volume au NNR	Mm^3	**16.96**
Cote du fond	m (NGA)	**823**
Cote NVM	m (NGA)	**829.44**
Cote NNR	m (NGA)	**854**
Cote NPHE	m (NGA)	**857.87**
Cote en crête	m (NGA)	**860.23**
Largeur en crête	m	**9**
Largeur du déversoir	m	**30**
Charge déversante	m	**3.87**

Conclusion

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-morphométriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du futur barrage.

Chapitre IV:

Etude des variantes

Introduction:

Les barrages sont des structures complexes ,leurs étude et réalisation prennent en compte un grand nombre de paramètres et de données ce qui le rend des ouvrages d'art d'une conception unique.

Le choix du type du barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée, des problèmes de transport et d'approvisionnement, des possibilités en matériel et main-d'œuvre, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

IV.1 Matériaux disponibles dans la zone d'emprunt:

Tableau IV. 1 Tableau récapitulatif des zones d'emprunt.

Type de matériaux	Zone d'emprunt	Caractéristiques	Epaisseur a exploiter(m)	Volume (m^3)	Localisation
Sols fins	EA1	Argiles	05	1 100 000	Dans la cuvette à 600 m avant l'axe amont
	EA2		04	270 000	Sur l'axe aval sur le lit de l'oued
	EA3		05	142 500	A 1 kmà l'aval du site,à coté de la route CW19
Total				**1 512 500 (brute) 1 000 000(net)**	
Sols pour les recharges	ER1	Terrasses graveleuses (cailloux ,graviers et sables compacts)	Varie entre 03 à15	1 055 100 (brute) **700 000(net)**	Six zones distribuées dans la cuvette du barrage
	ER2	Grés de miocène	Varie entre 03 et 15	1009000(brute) **500000(net)**	A 3km à l'amont de l'axe du barrage
Total				**1 200 000**	
Matériaux pour les filtres et drains	ES1	Alluvions (sable, gravier et cailloux)	2.6	65 000(brute) **43 000(net)**	Le long du lit de l'oued
Carrière pour enrochements et agrégats	Carrière de Bouhgezoul	Calcaires gréseux avec un % de quartz élevé		En exploitation	40 km du site

IV.2 Etude comparative des variantes:

Tableau IV. 2 Tableau comparatif des différentes variantes.

N° de la variante	Type de barrage	Commentaire	Conclusion
01	Homogène	▪ Facile à réaliser ▪ Constitué d'un seul matériaux qui garantie l'imperméabilité ▪ Economique.	A étudier
02	Remblai zoné	▪ Solution courante et économique. ▪ Matériaux disponibles. ▪ Facilité de mise en place.	A étudier
03	Remblai avec masque amont en béton	▪ Gradients hydrauliques élevés au pieds du masque de la digue (en amont),ce qui risque de provoquer une érosion de la fondation. ▪ La déformabilité du remblai sera élevée, et le masque va se dégrader. ▪ Le batardeau doit être en dehors de la digue ,le volume de matériau nécessaire sera augmenterait et la dérivation provisoire sera plus longue ce qui rend le cout de l'ouvrage plus élevé. ▪ Difficulté de mise en œuvre.	A éliminer
04	Remblai avec noyau central en béton bitumineux	▪ Expérience réduite à ce type de système en Algérie, bien qu'actuellement c'est le plus utilisé dans le monde. ▪ Le noyau bitumineux n'est pas accessible aux réparations. ▪ Il y'a pas beaucoup d'entreprises spécialisées dans ce type de système d'étanchéité.	A éliminer
05	Poids	▪ Les sous pressions sont importantes dans la fondation. ▪ Le volume d'excavation des fouilles est important. ▪ Les caractéristiques de déformabilité du substratum rendent non faisable les solutions rigides en béton. ▪ Absence d'un emprunt rocheux pour la fabrication des agrégats. ▪ Solution non recommandée pour les zones sismiques.	A éliminer

		▪ L'échauffement du béton par la prise du ciment est assez problématique.	
06	Voute	▪ Exige une vallée large. ▪ Les contraints sont importantes dans le béton et dans le rocher . ▪ Les forces sont transmises obliquement dans les appuis . ▪ L'intégration de l'évacuateur de crue dans le barrage est difficile. ▪ Rives non rocheuses.	A éliminer

IV.2.1 Analyse des variantes envisageables pour le barrage :

IV.2.1.1 Barrage en terre homogène:

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus simple et, sans aucun doute, le plus ancien. Il consiste à construire en travers du lit de la rivière un massif en terre dont les pentes sont assez douces pour assurer la stabilité et la terrasse imperméable (typiquement de l'argile) pour éviter que l'eau passe au travers du barrage. Les parements peuvent comprendre des banquettes intermédiaires appelées risbermes, ce qui améliore encore la stabilité et facilite la surveillance et l'entretien. Comme pour tous les barrages en remblai, ce type de barrage s'accommode de fondations moins performantes que pour les barrages en béton. La conception de ces ouvrages est fortement dépendantes de la quantité de remblai de qualité suffisante disponible sur le site ou à proximité immédiate.

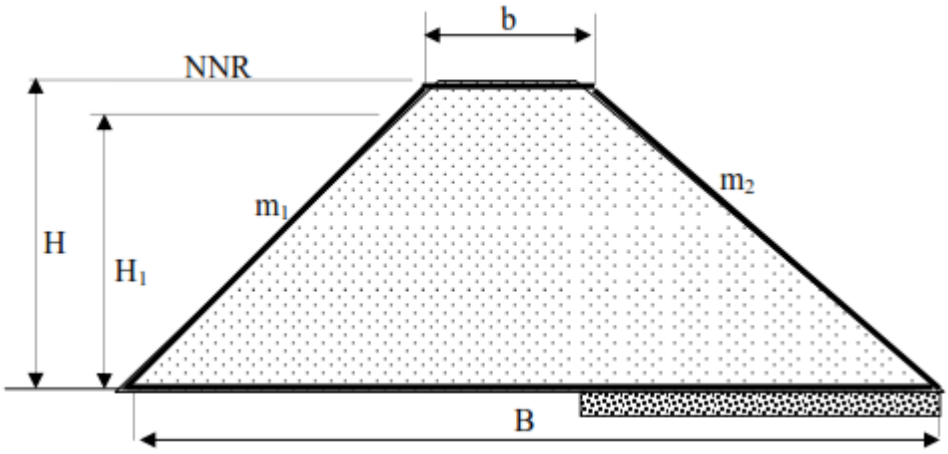


Figure IV. 1 Coupe transversale d'une digue homogène.

IV.2.1.2 Barrage en remblai zoné :

Le barrage à noyau argileux sépare les fonctions d'étanchéité et de résistance. Un matériau le plus étanche possible (argileux) compose le noyau et est entouré par des matériaux plus résistants mais moins étanches (enrochements ou alluvions). En plus de pouvoir construire une pente plus raide et donc d'économiser du matériau, un meilleur contrôle des écoulements qui traversent le barrage.

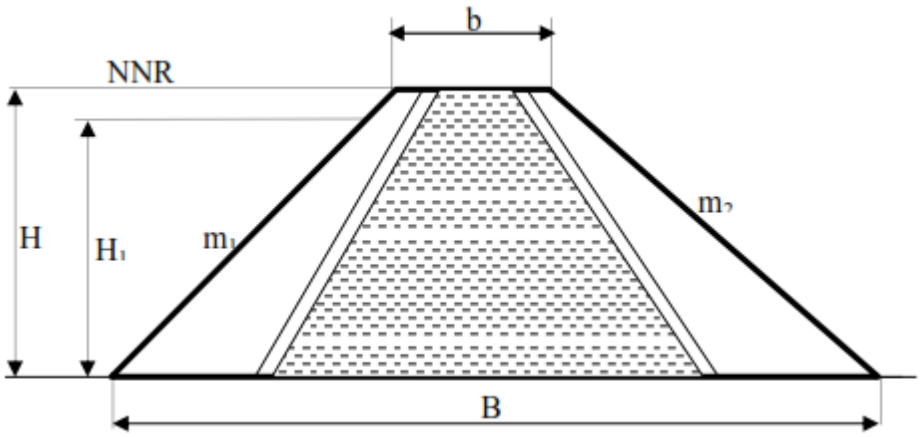


Figure IV. 2 Coupe transversale d'une digue zonée.

IV.3 Définition du profil général du barrage:

IV.3.1 Hauteur du barrage :

1) Niveau des plus hautes eaux:

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de la retenue (NNR=854m) plus la charge déversante (h= 3.87 m)

NPHE=NNR+h

NPHE= 857.87m

2) La revanche

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation

R = 1.61 m

3) Le tassement

On calcule le tassement d' après la formule : $t= 0.015\ H_b$

t=Tassement de la crête du barrage

H_b=Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés à 0.75 m.

$$H_b= C\ NNR - C_f + h_{dév}+ R + t \quad \text{.....(VI.1)}$$

Avec:

NNR : Côte du niveau normal de la retenue (NNR=854m) .

C_f : Côte du thalweg (C_f=823) .

R : la revanche (R=1.61 m) .

H_{dev} : La charge déversante (H_d=3.87).

t:Tassement (t=0.75m)

$$\mathbf{H_b= 37.23m}$$

Donc la côte en crête : **860.23 m NGA**

IV.3.2 La largeur en crête

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

$$\mathbf{b_{cr} = 9\ m}$$

IV.3.3 La longueur en crête

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

$$\mathbf{L_{cr} = 1100.5\ m}$$

IV.3.4 Pentes des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, Le tableau suivant donne les valeurs des pentes des talus en fonction de la hauteur et du type du barrage.

Tableau IV. 3 Valeurs indicatives des fruits de talus (élaboré par CEMAGREF).

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

M.K.Mihoubi manuel de dimensionnement de barrages en remblai.

D'après le tableau des fruits des talus, en fonction de la hauteur et le type de barrage nous choisissons les pentes suivantes :

- ✓ Pour un barrage homogène :
- Parement amont m_1 =3.
- Parement aval m_2 = 2,5.
- ✓ Pour un barrage zoné :
- Parement amont m_1 =3.
- Parement aval m_2 = 3.

Cela va être vérifié par la suite, avec le calcul de la stabilité.

IV.3.5 Les bermes:

Pour des hauteurs dépassant les dix mètres de la digue on prévoit des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus. Les bermes sont de (2 – 4) mètres de largeur et de pente (2 à 3) %.

IV.3.6 Revêtement de la crête et des talus de la digue:

La protection des talus dans les barrages en terre est utilisées pour éviter l'érosion ou l'agression causée par l'action des vagues d'une part et des pluies d'autre part .Alors, les facteurs qui influencent sur le choix et sur la conception du type de revêtement sont essentiellement:

- La hauteur de la montée subite.
- Les fluctuations du niveau du barrage.
- Les conditions climatiques.
- L'importance de l'ouvrage.

IV.3.6.1 Talus amont:

Le revêtement des talus assure essentiellement ,une protection contre les agents extérieures d'origine atmosphériques et aussi des vagues .Les revêtements les plus employés en pratique hydrotechnique sont: la pierre sèche ,le béton armé, le béton bitumineux (béton asphaltique), géomembrane .

- **Tennessee Valley Authority (T.V.A)**

Préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement pour la protection du talus amont.

$$e = C.V^2$$

Avec :

e : Épaisseur de l'enrochement en (m);

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard en [m/s]; sachant que V=3,48 m/s

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

La valeur de C est donnée par le tableau suivant :

Tableau IV. 4 Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p.

pente du talus	**valeur de' c' pour différents poids**		
	γ_p =2,50	**γ_p =2,65**	**γ_p =2,80**
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

M.K.Mihoubi manuel de dimensionnement de barrages en remblai.

D'après le tableau, pour γ_p=2.4 t/m^3 et m=3, on trouve C=0.028, donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement **e=0,34 m.**

- **US ARMY corps of Engineers:**

Les ingénieurs d'US Army Corps of Engineers utilisent le tableau qui donne l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minima des blocs en fonction de la hauteur des vagues déterminée à partir de l'abaque.

Tableau IV. 5 Épaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues (m)	Épaisseur minimale de la couche (m)	D_{50} minimal (m)
0-0.30	0.30	0.20
0.30-0.60	0.40	0.25
0.60-1.20	0.45	0.30
1.20-1.80	0.55	0.40
1.80-2.40	0.70	0.45
2.40-3.00	0.80	0.55

M.K.Mihoubi manuel de dimensionnement de barrages en remblai

Pour notre cas, H_v =0.99m 0.6<**H_v**<1.2 m e = 0,45 m. D_{min} = 0,30 m

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur **e_{min}= 0.45m** et un diamètre de 50% des blocs **D_{50min} =0.30 m.**

IV.3.6.2 Talus aval:

Le talus aval sera protégé par terre végétale et engazonné, ce qui lui permet de mieux résister à l'érosion due à la pluie, et inclura deux risbermes avec la même inclinaison.

IV.3.6.3 La crête:

Dans le couronnement, un revêtement bitumineux a été considéré.

IV.3.7 Etanchéité du barrage:

IV.3.7.1 Le noyau:

Le noyau est un organe qui assure l'étanchéité de la retenue et diminue ainsi le débit de fuite. Il est réalisé en matériau imperméable disponible au niveau de la zone d'emprunt. Dans notre projet nous utiliserons les argiles. Le noyau est généralement d'épaisseur variable, plus épais à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes. Il peut être vertical ou incliné.

1. **La hauteur du noyau:**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \text{.....(VI.2)}$$

$$\mathbf{H_n = 36.23m}$$

Avec :

H_b : la hauteur du barrage.

2. La largeur en crête du noyau:

$$L_{cr,n} = \frac{1}{6} H_b \text{.....(VI.3)}$$

$$\mathbf{L_{cr,n} = 6.205\ m}$$

3. Largeur à la base du noyau:

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{moy}} \leq J_{adm} \Rightarrow B_{moy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} \text{.....(VI.4)}$$

Avec :

ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; ΔH=H1-H2

H_2 **:** Hauteur d'eau à l'aval, $\mathbf{H_2 = 0}$.

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont, $\mathbf{H_1 = 31m}$.

B_{moy} : Largeur moyenne à la base du noyau (m).

J_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les tableaux suivants permettent de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible :

Tableau IV. 6 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 de barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	75	25÷50	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

M.K.Mihoubi manuel de dimensionnement de barrages en remblai

D'après le tableau IV.6, notre barrage est de **classe II.**

Tableau IV. 7 Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau VI.7 : **J_{adm}= 1,5.**

$$B_{moy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{31-0}{1.5} = 20.666m$$

$$\mathbf{B_{moy} = 20.67m}$$

Largeur en base du noyau :

$$B_n = 2 \times B_{moy} - L_{cr,n} \quad \text{.....(VI.5)}$$

$$\mathbf{B_n = 35.135\ m}$$

4. Pente des talus du noyau:

$$m_1 = m_2 = \frac{B_n - L_{cr,n}}{2H_n} \quad \text{.....(VI.6)}$$

$$m_1 = m_2 = \frac{35.135 - 6.205}{2 * 36.23} = 0.399$$

m = 0.4

5. Côte en crête du noyau:

NCN = C_{fond}+H_n = 823+36.23= 859.23m NGA

NCN=859.23 m NGA.

Tableau IV. 8 Caractéristiques du noyau.

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	**6.205**
Hauteur du noyau (m)	**36.23**
Largeur à la base du noyau (m)	**35.153**
Pente des talus	**0.4**

IV.3.7.2 Les drains:

Le système de drainage est préconisé pour les digues de hauteur supérieure ou égale a six mètres. On utilise les drainages pour l'abaissement de la courbe de dépression ,pour la prévention de la sortie de l'écoulement souterrain au bief aval.

Le système de drainage a deux parties fondamentales: réception (la prise d'eau et l'évacuation).

Il existe plusieurs variantes de construction de système de drainage(prisme de drainage, tapis de drainage ,drainage incliné avec tapis de drainage ,drainage de surface . Le choix du type de drainage tine compte du type de digue ,des conditions géologiques et hydrogéologiques des fondations et des berges ,du climat et la région de construction ,des conditions de l'exploitation ,de l'existence des sols nécessaires au drainage ,de l'emplacement du drainage .Le choix judicieux est basé sur la comparaison des avantages et inconvénients de tels ou tels types de drainage .

a. Dimensionnement du prisme de drainage:

Il est constitué d'un remblai de pierre .Il est envisagé en cas d'existence du niveau variable au bief aval.

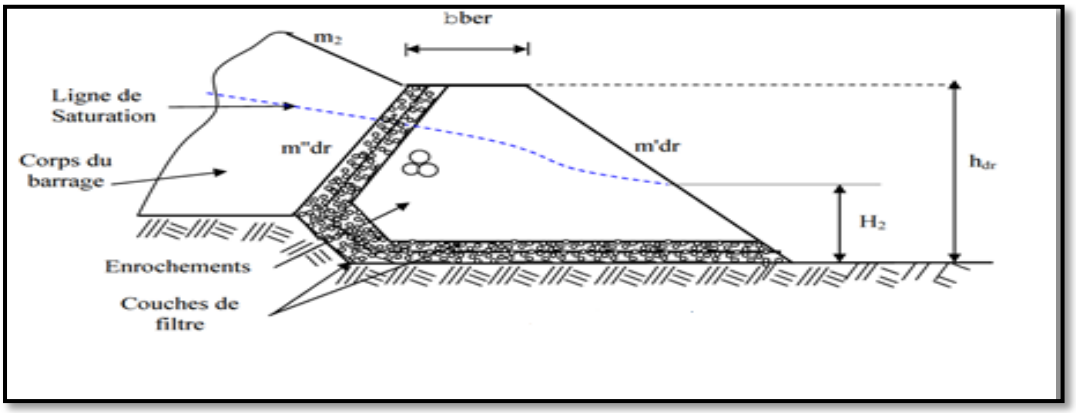


Figure IV. 3 Schématisation d'un prisme de drainage.

- **Hauteur:**

$$H_{dr}= (0,15\div0,2)\ H_b \quad \text{.....(VI.7)}$$

Avec :

H_b : Hauteur de la retenue (H_b= 37.23m)

On prend H_{dr} =0,18 H_b.

$$\mathbf{H_{dr} = 6.7m}.$$

- **Fruit des talus** :

m'_{dr}= (1 ÷1,75)

m''_{dr} = (1,5 ÷ 2,5)

On prend : $\mathbf{m'_{dr} = 1,5.}$

$\mathbf{m''_{dr} = 1,5.}$

- **Largeur en crête du prisme :**

La largeur (b_{dr}) est calculée comme suit :

$$b_{dr}= (1/3 \div 1/4)\ H_{dr} \quad \text{.....(VI.8)}$$

On prend b_{dr}=1/3H_{dr}

$$\mathbf{b_{dr}=2.2m}$$

- **Largeur en base du prisme:**

$$B_p = b_{dr} + (m'dr + m''dr)H_{dr} \quad \text{.....(VI.9)}$$

$$\mathbf{B_{dr} = 22.3\ m.}$$

b. Dimensionnement du drain tapis:

Il est représenté par des couches de drainage horizontales, drainant le massif et le sol de fondation de la digue ,on réalise le tapis de drainage en cas d'absence d'eau au bief aval ,ou il est facile d'exécuter un tapis de drainage. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage, on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales e=1 m.

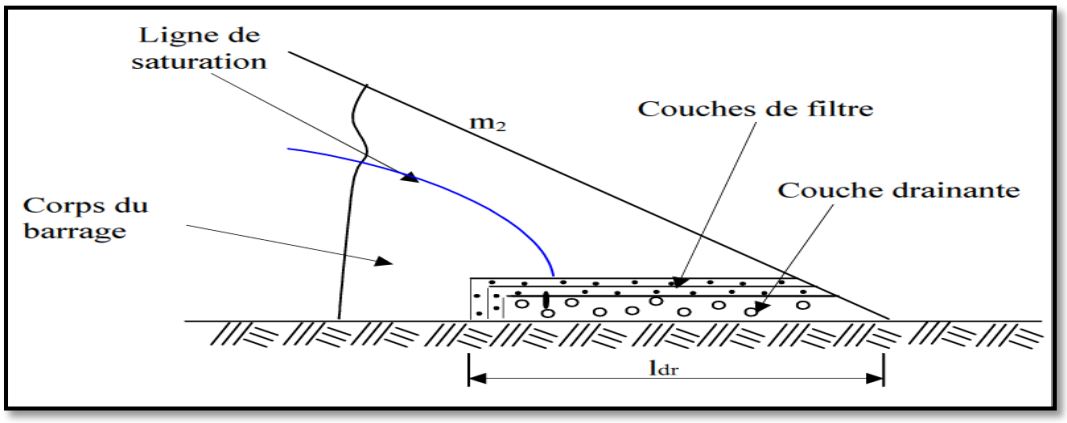


Figure IV. 4 Schématisation d'un tapis de drainage.

➢ **Longueur du drain tapis:**

$$L_{dr} = \frac{L_b}{3} \text{.....(VI.10)}$$

Avec:

L_b: Longueur transversale du barrage (L_b =238.38m)

L_{dr} =77.5m.

c. Dimensionnement du drain vertical:

Lorsqu'il y a de grands risques d'anisotropie, la seule solution valable est la projection d'un drainage vertical sous forme de bandes d'enrochements ou de graviers protégées de part et d'autre par des filtres de transition. L'eau d'infiltration est acheminée vers l'aval du barrage par un réseau de tuyaux parallèles ou par un drain tapis filtrant s'il faut drainer la fondation. La largeur minimale d'un tel drainage est de 1.00 mètre et sa position idéale est à l'aval de l'axe du barrage, sa hauteur doit être supérieure à la hauteur normale de la retenue (NNR).

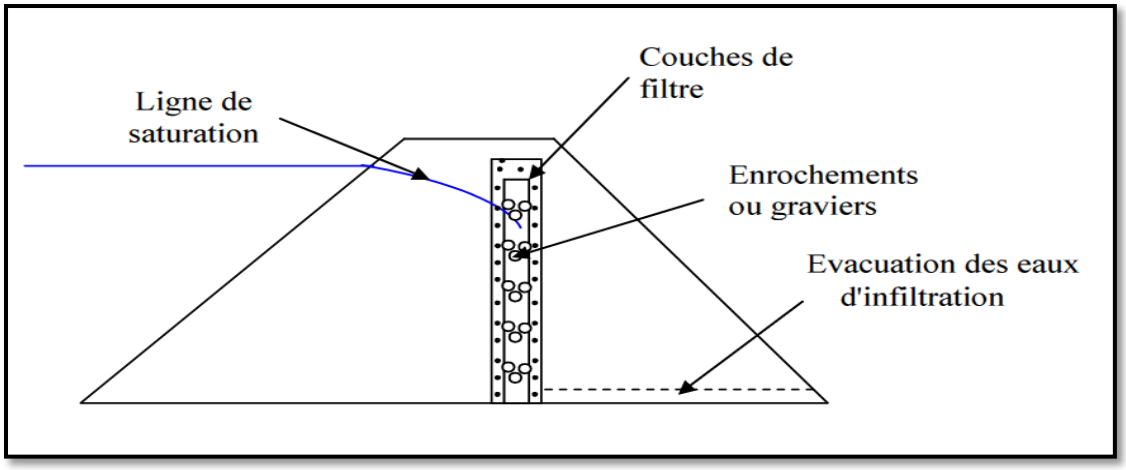


Figure IV. 5 Schéma d'un drain vertical.

IV.3.7.3 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 sont constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et éléments fines des terres drainées.

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

- **Critères de conception:**

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

$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > (4 \div 5)$: Condition de perméabilité.

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

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

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

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

Avec:

D_{15} en (mm)

K : obtenue en (cm/s).

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- ✓ Couches horizontales de sables…….0, 15m.
- ✓ Couches horizontales de graviers……. 0, 30m.
- ✓ Couches verticales ou inclinées …… 1,00m.

IV.3.7.4 Étanchéité de la fondation:

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité du noyau en argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau imperméable.

IV.4 Calcul des coûts de matériaux pour différentes variantes:

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

La méthode de calcul des volumes a déjà était abordée dans le chapitre III.

Tableau IV. 9 Récapitulatif de calculs des volumes et des couts des dernières variantes étudiées.

Variante	Matériaux	Quantité (m3)	Prix unitaires (DA)	Cout (DA)	Total (Millions DA)
Barrage Homogène	Recharges	1 956 373.20	750	1467279900	**1645,64**
	Rip-Rap	34036.06	*1*250	42545075	
	Filtres et Drain	90544.738	1500	108653685.6	
Barrage Zoné (avec noyau en argile)	Recharges	1 738 280.93	450	782226417	**1234.92**
	Noyau	376 375.017	750	828281262.75	
	Rip-Rap	34036.06	1250	42545075	
	Filtres et Drain	85244.73	1500	102293676	

Conclusion :

D'après technico-économique des deux variantes :

- On constate que la variante (Digue zoné avec noyau en argile) est moins couteuse.
- Le barrage zoné avec noyau en argile nécessite moins d'argile par rapports au barrage homogène.
- On recommande de faire des investigations de nouvelles zones d'emprunts pour combler le déficit, vu l'insuffisance de matériaux.
- La variante retenue est barrage zoné avec noyau d'argile.

Chapitre V:

Conception détaillée de la digue

Introduction:

La variante retenue pour le barrage Boukmouri est " barrage en remblai zoné avec noyau en argile", d'une hauteur totale de 37.23 m au-dessus de la fondation.

La largeur en crête est de 9 m, et les fruits hypothétiques des talus amont et aval sont donnés respectivement (m_{am}=3 , $m_{av=}$=3).

Une fois le choix de la variante est déterminé, une étude détaillée de la digue s'impose et cela pour aborder tous les éléments en détail et pouvoir établir les pièces graphiques d'exécution du projet.

V.1 Protection des talus:

Pour le talus amont, il s'agit d'empêcher l'érosion et les dégâts qui peuvent résulter de l'action des vagues. En général, le Rip-rap est souvent préféré en raison de son cout et sa durabilité.

Le Rip-rap doit contenir une forte proportion d'éléments supérieurs à la dimension minimale nécessaire pour résister à l'attaque des vagues, et avoir une granulométrie satisfaisante jusqu'aux éclats de roche. La mise en place du rip-rap devra éviter toute ségrégation et constituer un tapis aussi dense et enchevêtré que possible. Il sera constitué d'éléments de roche dense, saine et inaltérable, ayant des coefficients de forme acceptables. Sauf dans de rares cas, le rip-rap doit être placé sur une couche d'assise en matériaux plus fins servant de filtre pour empêcher l'entraînement des matériaux du remblai à travers les interstices du rip-rap.

Cette couche d'assise sert aussi à dissiper les effets hydrodynamiques des vagues avant qu'ils ne pénètrent pas dans le corps du barrage.

Toute méthode de conception du Rip-Rap admet que les dimensions des blocs du tapis de Rip-Rap, en vue d'un comportement satisfaisant, dépendront de la grandeur de l'action des vagues sur le barrage. De plus, la masse volumique a une grande influence sur les dimensions des éléments requis pour que le rip-rap soit stable sous l'effet de l'attaque des vagues d'intensité donnée.

Toute méthode de conception du rip-rap admet que les dimensions des blocs du tapis de rip-rap, en vue d'un comportement satisfaisant, dépendront de la grandeur de l'action des vagues sur le barrage. De plus, la masse volumique a une grande influence sur les dimensions des éléments requis pour que le rip-rap soit stable sous l'effet de l'attaque des vagues d'intensité donnée.

D'après le chapitre précédant on a trouvé :

Tableau V. 1 Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap.

Caractéristiques du Rip-Rap	
Épaisseur (m)	0.45
D_{50} (m)	0.34

V.2 Dimensionnement des filtres et des drains:

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant qui sépare la zone étanche de la recharge aval. Son épaisseur dépend notamment du nombre de couches nécessaires au respect des conditions de filtre.

Un drain naturel est réalisé en matériaux grossiers (graviers, sables) pour être le plus perméable possible. Sous l'effet de la circulation de l'eau, les particules du sol peuvent migrer vers une zone de sol plus grossier comme des matériaux du remblai vers les vides inter-particulaires des matériaux du drain. Afin que l'écoulement n'entraîne pas son colmatage par migrations des fines du remblai, le drain doit être protégé par un matériau de granulométrie intermédiaire jouant le rôle de filtre s'opposant au colmatage du drain.

V.2.1 Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges:

Un filtre est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entrainées par la circulation de l'eau dans un massif.

Les filtres sont constitués des couches successives des matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les 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.

V.2.1.1 Construction d fuseau granulométrique:

Les conditions à respecter dans le choix de la granulométrie des filtres ont été dressées grâce à de nombreux essais effectués par Terzagui (1922), perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des États-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

- **Critères de conception:**

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

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

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

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

Avec:

D_{xx} : diamètre caractéristiques des filtres.
d_{xx} **:** diamètre caractéristique du noyau.

Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer les diamètres suivants(D_{15}, D_{50} et D_{60}) du filtre :

Tableau V. 2 Diamètres du sols à partir de la courbe granulométrique moyenne.

Diamètres (%)	**Valeurs(mm)**
$\mathbf{d_{85\%}}$	0.16
$\mathbf{d_{15\%}}$	0.006
$\mathbf{d_{50\%}}$	0.025
$\mathbf{d_{5\%}}$	0.005
$\mathbf{d_{17\%}}$	0.007
$\mathbf{d_{10\%}}$	0.006
$\mathbf{d_{60\%}}$	0.05

$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5 \Rightarrow D_{15}^{filtre} \leq 4.\, d_{85}^{sol} \Rightarrow D_{15}^{filtre} \leq 4 \,.\, 0{,}16 = 0.64$ mm

$$\mathbf{D_{15}^{filtre} \leq 0.64\ mm}$$

$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5 \Rightarrow D_{15}^{filtre} > 4.\, d_{15}^{sol} \Rightarrow D_{15}^{filtre} > 4 \,.\, 0{,}01 = 0.04$mm

$$\mathbf{D_{15}^{filtre} > 0.04mm}$$

$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25 => D_{50}^{filtre} < 25.d_{50}^{sol} => D_{50}^{filtre} <$ 25.0,025=0.625mm

$$\mathbf{D_{50}^{filtre} < 0.625mm}$$

$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 20 => D_{60}^{filtre} \leq 20.D_{10}^{filtre} => D_{60}^{filtre} \leq$20. 0.04

$$\mathbf{D_{60}^{filtre} \leq 0.8mm}$$

V.2.1.2 Vérification de l'absence du renard dans le sol des filtres:

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard. Pour qu'il n y a pas le phénomène de RENARD il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0{,}32\sqrt[6]{\mu_F}\left(1 + 0{,}05\mu_F\right)\frac{n}{1-n} \quad \text{.....(V.1)}$$

Avec :

μ_F : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\mu_F = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.05}{0.006} = 8.33$

n : Porosité du sol en fonction d'unité, $n = n_o - 0{,}1 \text{Log } \mu_F$

n_o = 0,45 pour les sols argileux.

D'où : n=0.36

D_5 = 0.005mm et D_{17} = 0.007mm

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.71 > 0.36$$

La condition est vérifiée donc, Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

V.2.1.3 Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition):

Pour cela ,il suffit de vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \text{ ....}(V.2)$$

Avec:
d_{85} : Diamètre du sol à protéger correspondant à 85% , d_{85} =0.16mm.

D_{15} : Diamètre du sol de drain correspondant à 15% , D_{15} =0.2 mm.

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 1.25 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

L'épaisseur minimale des couche du filtres inversés est donnée par :
$t_{min} \geq (5\text{-}7)\ D_{85}$

Dans ce cas on prévoit un revêtement allégé d'un diamètre compris dans une fourchette (20-40) mm, pour une épaisseur de quelques centimètres. Il est à noter que l'épaisseur des couches du filtre dépend du mode d'exécution des travaux :

1. Pour les filtres édifies à la main : $t_{min} > 10cm$
2. Pour les filtres édifies à la machine : $t_{min} > 20cm$
3. Pour les filtres édifies par remblayage à eau : $t_{min} > 75cm$,pour une couche et t_{min}>50cm pour deux couches.

Conclusion:

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- ✓ Couches horizontales de sables : 0.15 m
- ✓ Couches horizontales de graviers : 0.30 m
- ✓ Couches verticales ou inclinées : 1.00 m

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'une épaisseur de 15 cm.
- La deuxième couche en gravier d'une épaisseur de 30 cm.
- L'enrochement (Rip-Rap) d'une épaisseur de 45cm.

V.2.2 Calcul des drains:

a. Dimensionnement du drain tapis:

Longueur du drain tapis: L_{dr} = 77.5m

b. Dimensionnement du prisme aval

- ➢ Hauteur: H_{dr} = 7m
- ➢ Largeur au sommet : b_{dr}= 2.2m
- ➢ Fruits des talus : m_{dr}= 1.5, m_{dr}=1.5.

- Largeur en base : B_{dr}= 22.3m

V.3 Dispositif d'étanchéité:

V.3.1 Noyau:

Le dimensionnement du noyau dans l'étude des variantes, et on a obtenu les résultats suivants:

Tableau V. 3 Dimensions du noyau.

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	**6.2**
Hauteur du noyau (m)	**36.2**
Largeur à la base du noyau (m)	**35.2**
Pente des talus	**0.4**

V.3.2 Les bermes:

Les bermes servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction, (Faciliter l'accès à tout endroit de bief).

Ils sont exécutés pour des hauteurs de (5÷15) m, leur largeurs varient de (2 ÷ 3) m, avec des pentes de l'ordre de (1‰) au talus aval pour favoriser l'évacuation des eaux pluviales.

On disposera deux risbermes:

Tableau V. 4 Caractéristiques des risbermes.

Risbermes	**Cote m (NGA)**	**Largeur (m)**
1er (Prisme de rainage)	830	2.3
2ème	840	3
3ème	850	3

V.3.3 Clé d'étanchéité:

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité du noyau en argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau imperméable.

Tableau V. 5 Caractéristiques de la clé d'étanchéité.

Truits de talus		Hauteur (m)	Grande base (m)	Petite base (m)	Cote m(NGA)
Amont	1	5	35.1	25.2	818
Aval	1				

V.3.4 Ecran parafouille:

En raison du débit de fuite qui est important qui est du une perméabilité élevée au niveau de la fondation, on a envisagé l'exécution d'un écran parafouille en paroi moulée rempli en béton ,cette parois aura une épaisseur de 1m. Ce traitement doit atteindre une profondeur de 5m jusqu'au substratum.

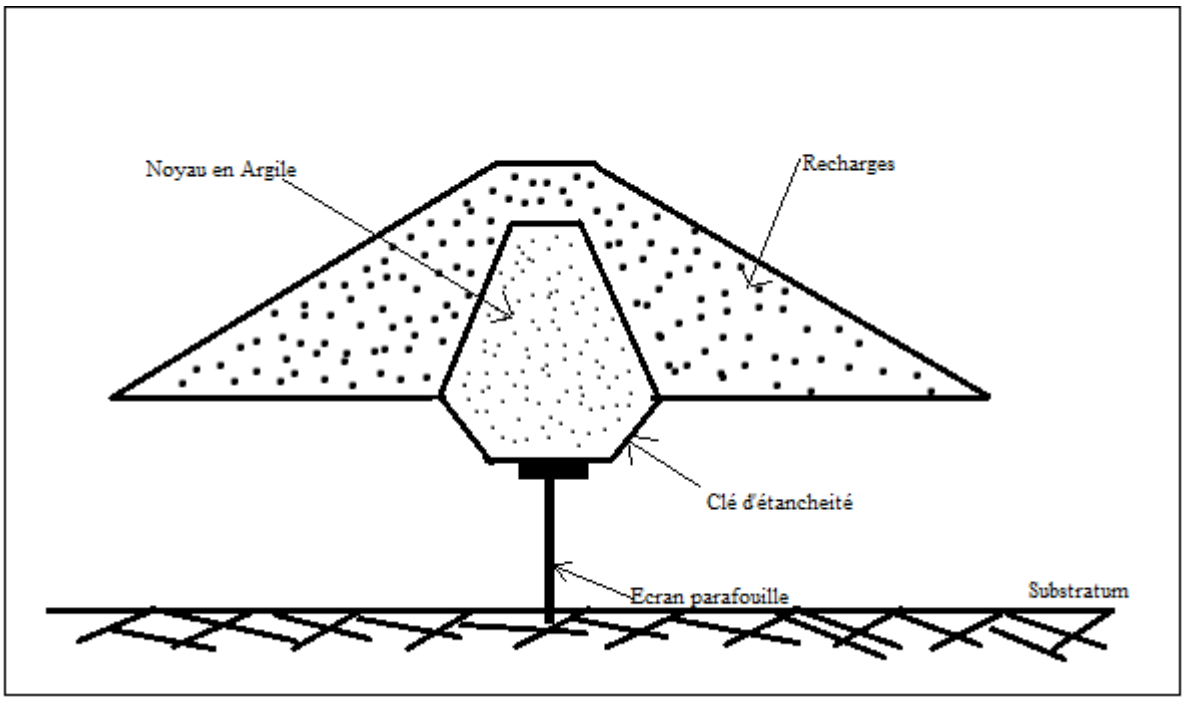


Figure V. 1 Schématisation du dispositif d'étanchéité de la fondation.

V.3.5 Etude des infiltrations:

Dans l'étude des infiltrations dans les barrages en terre on doit aboutir à :

- Déterminer la zone submergée du corps de la digue.
- Le tracé de la ligne de saturation.

- Le débit de fuite à travers le corps de la digue et la fondation.

Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre:

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- Que le sol est homogène et isotrope, c'est à dire que la perméabilité horizontale est identique à la perméabilité verticale .
- Que la ligne phréatique suit la loi de la parabole de KOZENY .
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

V.3.5.1 Tracé de la lignes de saturation:

On parle d'une ligne phréatique dans une coupe transversale car dans la réalité c'est une surface suivant laquelle la pression est égale à la pression atmosphérique. 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.

La méthode pour tracer de cette ligne a été proposée par KOZENY qui a montré que la ligne de saturation est assimilable à une parabole.

L'équation de la ligne de saturation s'écrit de la manière suivante :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad \text{.....(V.3)}$$

Avec :

$$y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} - x \quad \text{..... (IV.4)}$$

A la condition aux limites : x=d et y=h

On aura : $$y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d \quad \text{..... (IV.5)}$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont (Déterminé graphiquement) ; $b = m_n * h = 3*31 = 93m$.

h : La hauteur d'eau en amont

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

h = 31 m, b = 9 m, d = 65.1m

AN:

$y_0 = \sqrt{65.1^2 + 31^2} - 65.1 = 7.004\text{m}$

y_0 =7.004m

$$\mathbf{y^2 = 14.008x + 49.05}$$

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

Tableau V. 6 Coordonnées de la parabole de KOZENY:

X(m)	Y^2(m)	Y(m)
5,00	21,39	4,62
7,00	49,57	7,04
9,00	77,74	8,82
11,00	105,92	10,29
13,00	134,09	11,58
15,00	162,27	12,74
17,00	190,45	13,80
19,00	218,62	14,79
21,00	246,80	15,71
23,00	274,97	16,58
25,00	303,15	17,41
27,00	331,33	18,20
29,00	359,50	18,96
31,00	387,68	19,69

- **Détermination du point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval:**

La ligne de saturation coupe le parement aval en un point qui ne coïncide pas avec le point de passage de la parabole théorique de KOZENY. Généralement la ligne de saturation passe à deux tiers de la distance séparant le point de passage de la parabole théorique en partant du pied aval du barrage.

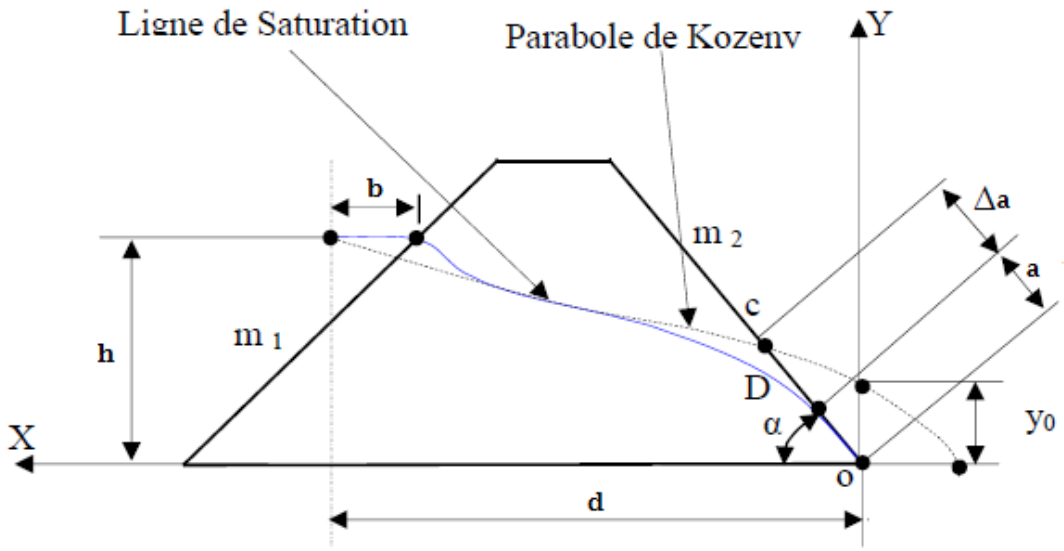


Figure V. 2 : Schéma explicatif de la ligne de saturation.

CASAGRANDE a démontré que **a** ne dépend que de la distance focale de la parabole de base de Kozeny et de l'angle du talus aval du barrage ce qui lui a permis de dresser une courbe de variation.

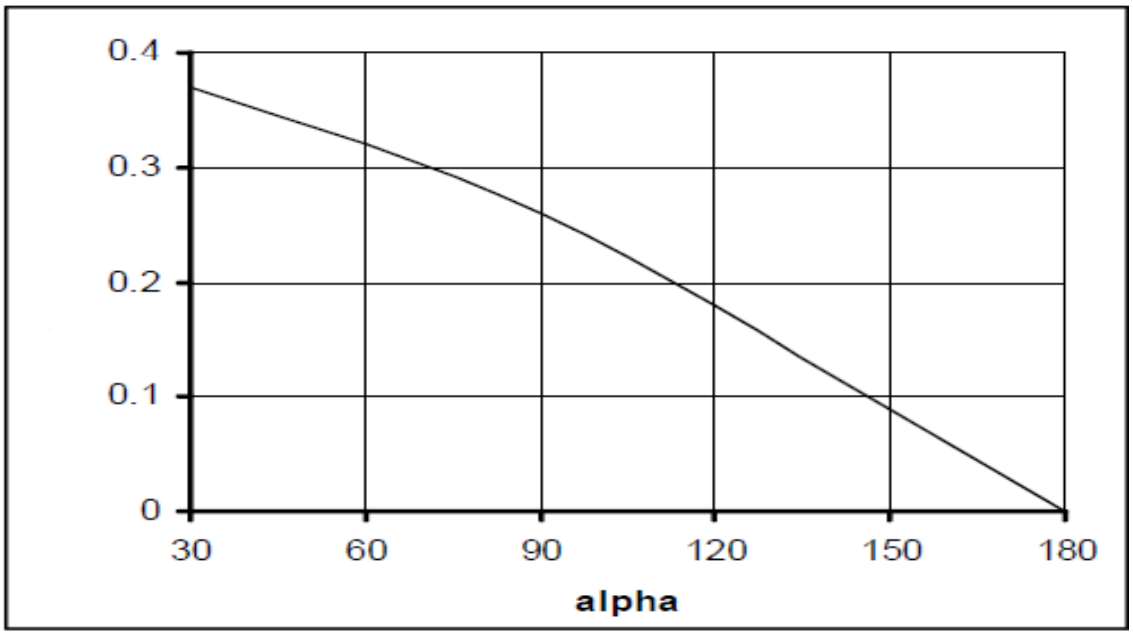


Figure V. 3 abaque de Casagrande.

Le point C de la parabole avec la face aval du noyau traduit en coordonnées polaire ;

L'origine étant au foyer O par la relation :

$$\rho = \frac{y_0}{1-\cos\alpha} \text{ ……..…… (IV.6)}$$

ρ : rayon polaire.

Soit a=OD, avec D point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval, et Δa=CD.

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

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

On aura :

$$A + \Delta a = \frac{y_0}{1-\cos\alpha} \text{ ……..…. (IV.7)}$$

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

On a : α= 69°

D'où : $\frac{\Delta a}{a+\Delta a} = 0{,}3$

ρ = a+Δa = 10,91m.

Δa=0,3*(a+Δa)=3.27m

Il en résulte : **Δa = 3.27 m**

a = 7.64m

V.3.5.2 Calcul du débit infiltration:

- **Calcul des infiltrations à travers la digue:**

D'après la loi de Darcy, le débit d'infiltration est :

$$q = K.I.A \text{ ……..…. (IV.8)}$$

Avec :

q : Débit d'infiltration en (m^3/s/ml)

K : Coefficient de perméabilité de la digue ($K=10^{-9}$ m/s)

I : gradient hydraulique,

A : Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$

La section d'infiltration est : A=y*I

Donc :

$$q = K.y.\frac{dy}{dx} \text{ .... } (IV.9)$$

Avec :

$$y.\frac{dy}{dx} = y_0$$

On aura : $q = K.y_0 \ m^3/s\ /ml$ .... (IV.10)

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q.L \text{ .... } (IV.11)$$

Tableau V. 7 : Débit de fuite à travers la digue.

y_0 (m)	K (m/s)	q (m^3/s/ml)	L (m)	Q_D (m^3/s)
7.004	10^{-9}	$7,004.10^{-9}$	236.71	$1,66.10^{-6}$

- **Calcul des infiltration à travers la fondation:**

Le débit d'infiltration à travers la fondation est donné par la formule de Darcy (V.8):

$$q = K.I.A$$

Avec:

q : Débit d'infiltration en (m^3/s/ml).

K : Coefficient de perméabilité à travers la fondation ($K=1,88.10^{-4}$m/s).

I : Gradient hydraulique $I=H_1/L_b$. .... (IV.12)

H_1: Charge d'eau dans la retenue (m).

L_b: Emprise de l'ouvrage .

A:Section d'infiltration par unité de longueur. A=T.1, (T=10m profondeur du sol de la fondation perméable).

Tableau V. 8 Débit d'infiltration à travers la fondation.

H(m)	I	K(m/s)	q (m^3/s/ml)	Q_F (m^3/s)
31	0.13	$1{,}88.10^{-4}$	$2{,}44.10^{-5}$	$5{,}78.10^{-3}$

- **Calcul des infiltrations à travers le barrage (Digue +Fondation):**

Le débit total d'infiltration à travers le barrage est donné par la formule suivante :

$Q_{barrage} = Q_D + Q_F$ ..... (IV.13)

$Q_{barrage} = 5{,}78.10^{-3} + 1.66.10^{-6} = 5{,}78.10^{-3}\ m^3/s.$

$$\mathbf{Q_{barrage} = 5{,}78.10^{-3}\ m^3/s.}$$

- **Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :**

1. **Etanchéité du barrage:**

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \quad \text{..... (IV.14)}$$

Avec :

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible , on le détermine à partir du tableau suivant :

Tableau V. 9 Classification des barrages.

Type des sols de fondation	**Classes de barrages**			
	I	**II**	**III**	**IV**
	Hauteur du barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

Notre barrage appartient à la classe **II** .

Tableau V. 10 Gradient admissible à travers le remblai terreux .

Type de remblai	Classe de l'ouvrage			
	I	**II**	**III**	**IV**
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

I_{adm} =1,5

Donc *:*

$\Delta H=31\ m$, δ_n=122.86 m, I = 0.25≤ I_{adm}.

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

2. **Fondation du barrage:**

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si seulement si la condition suivante est vérifiée:

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \quad \text{(IV.15)}$$

Avec:

I_{cr} :Gradient d'infiltration critique qui est determiné en fonction du type de sol de la fondation ,il est donné par le tableau.

Tableau V. 11 Gradient d'infiltration admissible en fonction de la nature du sol.

Sols de fondation	**I_{cr}**
Argiles	1.2
Limons	0.65
Sables gros	0.45
Sables moyen	0.38
Sable fin	0.29

K_S: Coefficient de sécurité en fonction de la classe du barrage d'après le tableau.

Tableau V. 12 Coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage.

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, il est donné par la formule suivante:

$$I_f = \frac{\Delta H}{L_b + 0.88 T_c} \quad \text{(IV.16)}$$

T_c: Profondeur de calcul de la zone d'infiltration de la fondation, (T_c=10m).

ΔH: Charge d'eau, (ΔH=31m).

L_b: Largeur de base du barrage, (L_b=236.71).

I_f =0.13

Notre barrage appartient à la classe II, ce qui donne (K_s =1.2).

La fondation est limoneuse donc, I_{cr} =0.65.

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = 0.54$$

On aura donc, $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$

La condition de résistance d'infiltration est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

V.4 Etude de stabilité:

Un barrage en matériaux locaux est un massif étendu, l'étude de la stabilité des ses talus (amont et aval) et sur sa fondation ne comprends pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un tel système sans faire des hypothèses.

Pour arriver à un tel résultat, on doit accorder une forme de glissement à la surface cylindrique, circulaire à axe horizontal, qui apparait comme un cercle appelé cercle de glissement dans une coupe verticale de la digue.

Il existe plusieurs méthodes de calculs de stabilité, les plus couramment utilisées sont celle de Fellenius (1927) et Bishop (1955) , le principe de ces méthodes repose sur l'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai.
- En conséquence des variations des contraintes résultantes de la construction d'une vidange rapide ou bien de séismes.

La vérification de la stabilité doit s'effectuer dans les situations suivantes:

- ✓ En fonctionnement normal
- ✓ En fin de construction
- ✓ En vidange rapide

V.4.1 Modèle de calcul:

Le calcul de stabilité de la digue du barrage va être effectué en recourant au logiciel Géostudio, qui est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains ,le tassement ,la consolidation ,les infiltration des eaux dans le corps de la digue d'un barrage .Ce logiciel utilise les méthodes de l'équilibre limite pour déterminer le facteur de sécurité des surfaces de glissement potentielles.

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre

- **SLOPE/W:** Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques.
- **SEEP/W:** Permet de calculer les infiltrations des eaux .
- **SIGMA/W:** Permet de d'analyser les problèmes de la relation (contraintes /déformation) .
- **QUAKE/W:** Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme .
- **TEMPS/W:** Permet d'analyser les problèmes géotechniques du sol .

Notre objectif est de calculer les coefficient de sécurité ,on s'interessera donc au programme **SLOPE/W**.

V.4.1.1 Définition du programme

SLOPE/W est l'un des programme integrés dans la fenetre Géostudio , ,qui est basé sur la théorie de l'équilibre limite dans les calculs du coefficient de sécurité des pentes.

Ce programme est de type graphique et compatible avec les versions de Microsoft Windows XP.

- **Description de l'interface du logiciel SOPE/W:**

Les menus disponibles et la fonction de chacun sont les suivants:

Tableau V. 13 Présentation de l'interface du logiciel.

File	Edit	Set	View	KeyiIn	Draw	Sketch	Modify	Tools	Window	Help

- **File:** Ouvre et enregistre les fichiers ,les importations des photos et imprime le dessin .
- **Edit:** Permet de copier le dessin dans la presse-papier de windows .
- **Set :** Définir les paramètres de la grille ,le zoom, les axes de la page.
- **View (aperçu):**Option des affichages des contrôles ,des informations des sols et des points ,et d'afficher le forces intertranche sur un schéma corporel de chaque tranche .

- **Keyin (menu):** Permet d'introduire automatiquement à l'aide des tableaux les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les caractéristiques mécaniques des déférentes couches constituant le talus, des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, de sélectionner les déférentes méthodes de calcul, les surcharges, l'effort sismique et les confortements.
- · **Draw (dessin):** permet d'introduire manuellement les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, les surcharges et les confortements.
- · **Sketch (croquis*):*** Définit les objets graphiques d'étiqueter, d'améliorer et de clarifier les résultats du problème
- · **Modify (modifier**): Permet de déplacer, modifier ou supprimer les objets graphiques, les textes et les photos.
- Les calculs ont été faits en utilisant à la fois la méthode de Fellenius (Méthode ordinaire), de Bishop, de Janbu et la méthode généralisée d'équilibre limite «GLE».

La sécurité est vérifiée pour les situations suivantes:

1. Court terme, correspondant à la stabilité à la fin de construction .
2. Long terme, correspondant à la stabilité statique suite à une vidange rapide .
3. Long terme , correspondant à la stabilité suite à une vidange rapide.
4. Long terme, correspondant à la stabilité en cas de séisme avec la retenue pleine .

V.4.1.2 Définition des forces appliquées à chaque tranche:

Les forces exercées sur les tranches sont:

a. Force de pesanteur (poids propre de la tranche):

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. Elle est donnée par la formule suivante :

$$G_i = b\sum(\gamma_i h_i) \text{ …….....…… (IV.17)}$$

Avec :

G_i : Poids propre de la tranche.

b : Largeur d'une tranche (b=0.1R).

h_i : Hauteurs des tranches.

γ_i **:** Densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

b. Force de pression interstitielle

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U.\,dl = \gamma_w.\,h\,.dl \text{ …….....…… (IV.18)}$$

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau γ_w=10KN/m^3.

h : hauteur de la tranche.

c. Forces de cohésion

$$F_c = c\,.dl\text{…….....…… (IV.19)}$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

d. Forces dues au séisme

$$T = a.\,G_n\text{…….....….... (V.20)}$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.4.1.3 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

- **Les forces stabilisatrices**

a. Force de frottement

$$F_1 = N_n\,tg\varphi - U.\,dl\,.tg\varphi\text{…….....…… (V.21)}$$

Avec :

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion

$$F_c = c \cdot dl \quad \text{(V.22)}$$

Avec :

$$dl = \frac{2.\pi.R.B}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement.

Bi : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_S = [(N_n - U\ dl)\ tg\varphi + c\ dl]\ R \quad \text{(V.23)}$$

- **Les forces motrices**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^{n} T_n \quad \text{(V.24)}$$

V.4.1.4 Coefficient de sécurité admissible:

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de la classe du barrage sont groupés dans le Tableau(V.14).

Tableau V. 14 Valeur du coefficient de sécurité admissible.

Combinaisons des charges et des actions	**Classe de l'ouvrage**			
	I	**II**	**III**	**IV**
Sans séisme	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Avec séisme	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la classe II, les coefficients admissibles seront donc :

- Sans séisme : $K_{SS\ adm}$=.1,2 ÷ 1,15
- Avec séisme : $K_{AS\ adm}$ = 1,1 ÷ 1,05.

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul le coefficient de sécurité sans et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus. La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de la digue par la méthode grapho-analytique consiste à la détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité et le moment des efforts de basculement (forces motrices) par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être inférieur ou égal au coefficient admissible «k_{adm} ».

V.4.1.5 Les paramètre géotechniques adoptés:

Le model utilisé pour définir le comportement du matériau est le cercle de Mohr-Coulomb ,donc ,on a défini l'angle de frottement interne et la cohésion en condition drainées pour chaque matériau ,ainsi que le poids volumique.

Les valeurs des paramètres utilisées sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau V. 15 Paramètres géotechniques utilisés.

Matériau	**k(m/s)**	**C (kPa)**	**Φ (°)**	**ɣ (KN/m^3)**
Ecran	1.10^{-9}	500	35	24
Bitume	1.10^{-8}	200	15	24
Roche		30	15	20
Argile	1.10^{-9}	20	35	21
Fondation	$1.88.10^{-4}$	0	30	20
Filtres	1.10^{-4}	5	35	19
Drains	1.10^{-2}	0	38	21
Recharges	8.10^{-4}	0	40	21

- **Calcul du coefficient de sécurité pour chaque cas de fonctionnement:**

  a. Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_n - U_i l_i) tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum(G_i cos\alpha - U_i l_i) tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i sin\alpha} \geq K_{adm} \quad \text{.....(IV.25)}$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_n - U_i l_i) tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum(G_i.a.dn_i)} = \frac{\sum(G_i cos\alpha - U_i l_i) tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum(G_i sin\alpha) + \frac{1}{R}\sum(G_i.a.dn_i)} \geq K_{adm} \quad \text{.....(IV.26)}$$

Avec :

C_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

C_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

N_n : composante normale stabilisatrice.

T_n : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle du glissement.

C : cohésion du sol considéré.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

G_i : poids propre de la tranche

U_i : force de pression interstitielle.

φ_i : angle de frottement interne.

dn_i : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

a. Retenue vide

$$K = \frac{\sum N_n tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i cos\alpha tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i sin\alpha} \geq K_{adm} \quad \text{..... (IV.27)}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum(G_i.a.dn_i)} = \frac{\sum G_i cos\alpha tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum(G_i sin\alpha) + \frac{1}{R}\sum(G_i.a.dn_i)} \geq K_{adm} \quad \text{..... (IV.28)}$$

b. Vidange rapide

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i cos\alpha tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i sin\alpha} \geq K_{adm} \quad \text{..... (IV.29)}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum(G_i.a.dn_i)} = \frac{\sum G_i cos\alpha tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum(G_i sin\alpha) + \frac{1}{R}\sum(G_i.a.dn_i)} \geq K_{adm} \quad \text{..... (IV.30)}$$

V.4.1.6 Résultats des calculs:

Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement :

Tableau V. 16 Résultats du coefficient de sécurité pour chaque cas de fonctionnement.

Talus	Fin de construction		Retenue pleine		Vidange rapide	
	Sans séisme	Avec séisme	Sans séisme	Avec séisme	Sans séisme	Avec séisme
Amont	2.345	1.537	2.186	1.153	2.119	1.225
Aval	2.017	1.46	1.952	1.389	1.952	1.389

Dans les figures suivantes on présente les surfaces de glissement critiques pour toutes les situations de calcul ,impliquant une masse du remblai importante et des surfaces qui creusent la crête de la digue.

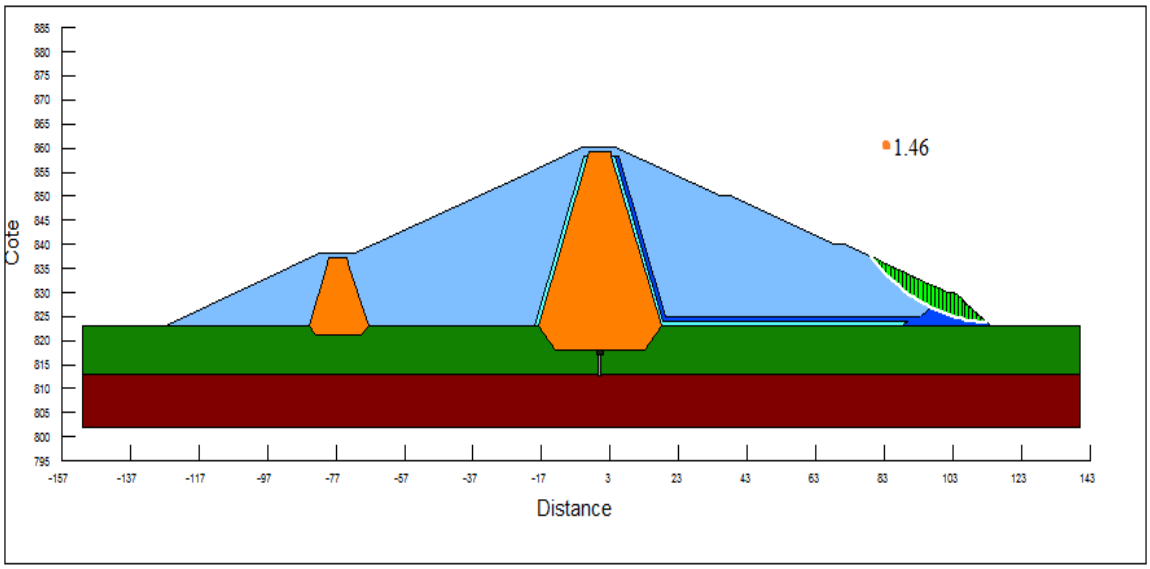


Figure V. 4 Résultat pour le cas de Fin de construction avec séisme .

Le facteur de sécurité est de 1,46 qui est supérieur a 1,1.

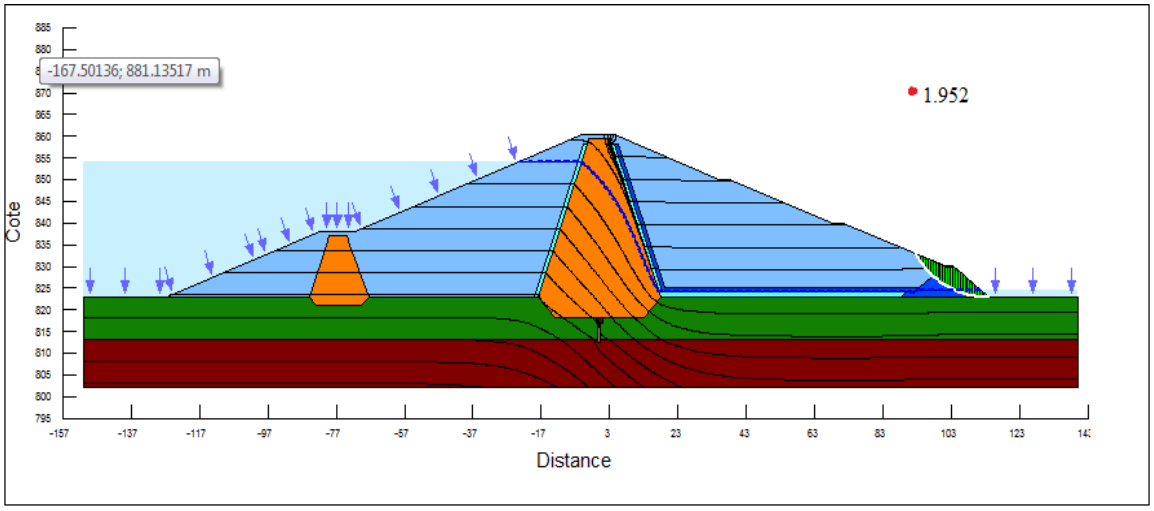


Figure V. 5 Résultat pour le cas de retenue pleine .

Le facteur de sécurité obtenu est de 1,952 qui est superieure à 1,2.

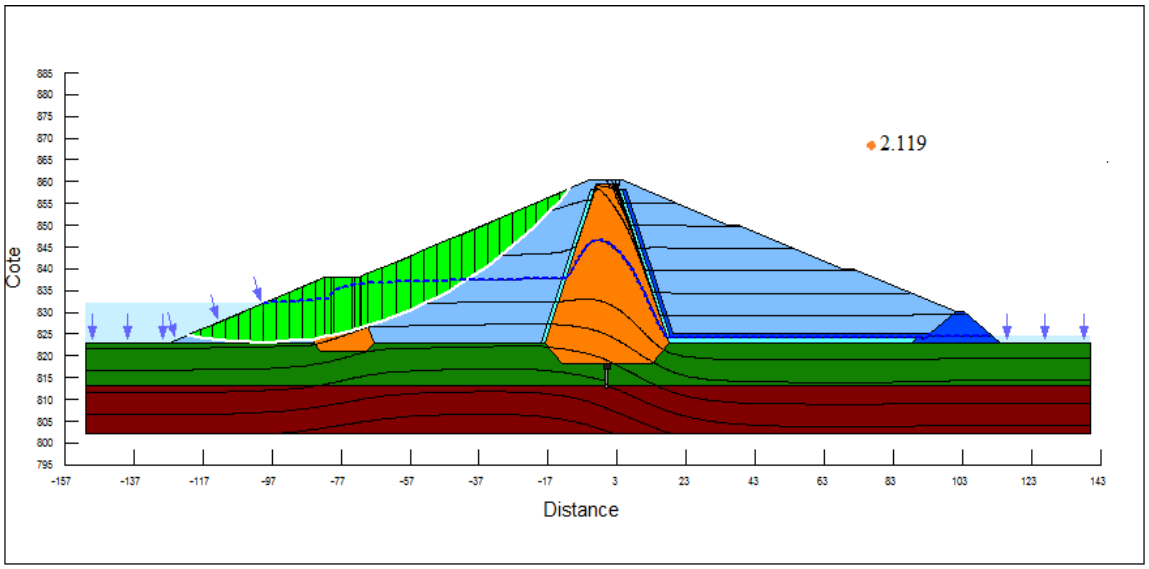


Figure V. 6 Résultat pour le cas de vidange rapide .

Le facteur de sécurité obtenu est de 2,119 qui est superieur à 1,2.

Conclusion :

Rappelons que les coefficients admissibles sans séisme et avec séisme sont respectivement sont : (1,2 ÷ 1,15) et (1,1 ÷ 1,05) .D'après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnement, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation qui est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre VI:

Dimensionnement des ouvrages annexes

Introduction:

Un barrage est toujours accompagné d'ouvrages annexes qui concernent l'évacuation des crues, la vidange et la prise d'eau. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.

Les dimensions des plants en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

VI.1 L'évacuateur de crue:

Les évacuateurs de crue sont les organes qui permettent le transit des crues à travers le barrage en contrôlant les côtes maximales atteintes par le barrage de manière à ce qu'elles restent inférieures aux côtes assurant la stabilité de l'ouvrage.
L'évacuateur de crue est un ouvrage vital pour la sécurité du barrage notamment en remblai, le but à atteindre par un évacuateur de crue est de conduire le débit de crue dans le lit de la rivière à la fois le plus économiquement et le plus surement possible.
Plusieurs classifications sont possibles parmi les évacuateurs de crue. On peut par exemple diviser les évacuateurs de crue en deux grandes familles :

La classification des évacuateurs de crues est faite suivants différents critères :

1. Le type de fonctionnement hydraulique:
- Evacuateur de surface.
- Evacuateur en charge.

a. Evacuateur de crues en puits.
b. Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage.
c. Evacuateur siphon à faible charge et fort débit.

2. L'emplacement par rapport à la digue:
- Evacuateur central.
- Evacuateur latéral.

a. Evacuateur latéral à entonnement frontal.
b. Evacuateur latéral à entonnement latéral.

VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue:

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

- ✓ La qualité des prévisions de crues.
- ✓ La séismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation.
- ✓ La durée et les degrés d'utilisation.
- ✓ Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé.
- ✓ Le type de barrage.
- ✓ Les conditions d'exploitations.

VI.1.2 Les différents types d'évacuateurs:

Type de l'évacuateur	Fonctionnement hydraulique	Avantages et inconvénients
Evacuateur de crue en puis	En charge	• Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m^2/s . • Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges. • En parallèle ce type d'évacuateurs représente ces inconvénients : • Problème de saturation (Débit supérieur à celui du dimensionnement, charriage) • Problème de vibration . • Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie) . • Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien) . • Dissipation au pied de la digue.
Evacuateur de crues	A surface libre	• Ce type d'ouvrage est à écoulement libre, son critère de choix est purement topographique. • représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une

latérales à entonnement latéral		grande largeur déversante. • L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.
Evacuateur de crue latérale à entonnement frontal	A surface libre	• Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet. • Facilité de réalisation. • Le coût élevé. • La difficulté de modification.
Evacuateur de crues en siphon	En charge	• Aucune exigence topographique. • Calcul usuel. • Ces inconvénients sont : • L'amorçage et le désamorçage. • Entretien indispensable. • Débit faible à évacuer. • Dispositif sur le corps de la digue.

VI.1.3 Choix de l'évacuateur de crue:

Le choix du type de l'évacuateur de crue dépend essentiellement des conditions topographiques et géologiques du site, ainsi que sur le débit à évacuer. Dans notre étude nous optons pour un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral placé sur la rive gauche en partant de l'amont.

L'ouvrage d'évacuation sera composé des organes suivants :

- ✓ Canal d'amenée

- ✓ Un déversoir.
- ✓ Auge de réception
- ✓ Chenal d'écoulement
- ✓ Un coursier
- ✓ Un bassin de dissipation
- ✓ Canal de fuite.

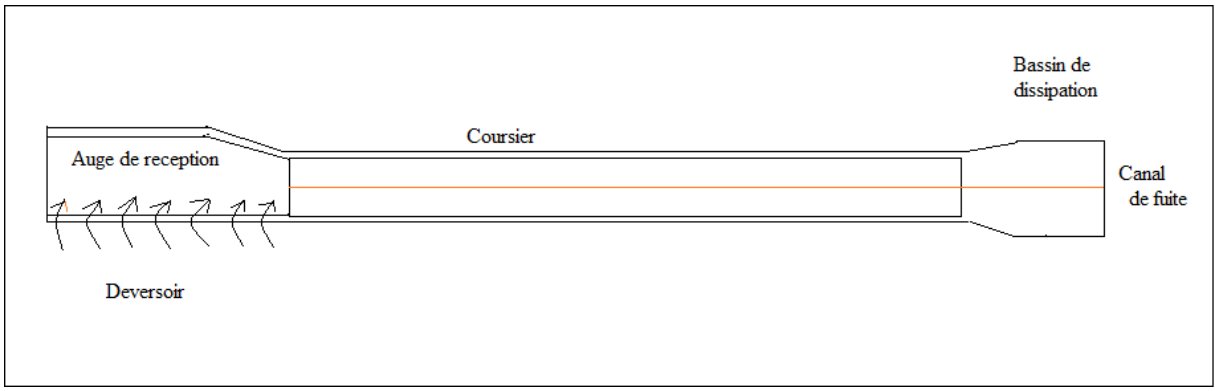


Figure VI. 1 Schéma représentatif d'un évacuateur de crue latéral.

VI.1.4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

VI.1.4.1 Calcul du canal d'amenée:

Le canal d'approche permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant.

a. Calcul de la vitesse d'approche:

La vitesse d'approche est donnée par la formule suivante:

$$V = \frac{Q}{S_{can}} \quad \text{.....(VI.1)}$$

Avec:

Q: Débit à évacuer (m^3/s).

S_{can} : Section du canal en (m^2) .

Tel que:

$$S_{can} = (P+H)*B. \quad \text{.....(VI.2)}$$

Avec:

H : Charge d'eau (m)

P : Hauteur de pelle en (m).

$0.4 \leq p/h \leq 1.5$ (Condition respectée)

h : Lame déversante en [m].

$$\frac{p}{h} = 1.2$$

p=1.2*h=1.2*3.87=4.53

p=5m.

$$V = \frac{Q}{S_{can}} = \frac{322.19}{(3.87+5).30} = 1.2$$

V=1.2m/s

$V < V_{adm}$ (4.4-10)

Donc, il n'y pas de risque d'érosion.

b. Pente du canal d'approche:

Pour obtenir un écoulement uniforme il est important de créer une contre pente.

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n}.S.R^{\frac{2}{3}}.I^{\frac{1}{2}} \quad \text{.....(VI.3)}$$

De l'équation on obtient : $I = \left(\frac{n.V}{R^{\frac{3}{2}}}\right)^2$

Avec :

Q : Débit évacué en (m^3/s).

S : section mouillé rectangulaire en (m^2), S= (p+h) x b.

I : Pente du fond.

R : rayon hydraulique en (m) tel que :R=S/P.

V : Vitesse d'écoulement en (m/s) tel que :V=Q/S.

P : Périmètre de section mouillé en (m) tel que: P= ((h+p) x 2) +b.

N : Coefficient de Manning en (s /$m^{1/2}$).

An:

S= (5+3.78) x30=266.1 m^2 .

P= ((h +p) x 2) +b=((3.87+5)*2)+30=47.74m.

R= 5.61 m.

N=0.025.

$$I = \left(\frac{0.025 * 1{,}2}{5.61^{2/3}}\right)^2$$

I=9,02.10^{-5} .

VI.1.4.2 Dimensionnement du déversoir:

Le déversoir de crues du barrage de Boukmouri devra pouvoir déverser dans de bonnes conditions les plus fortes crues prévisibles.

On a opté pour un déversoir à paroi mince de profil Creager qui a l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion.

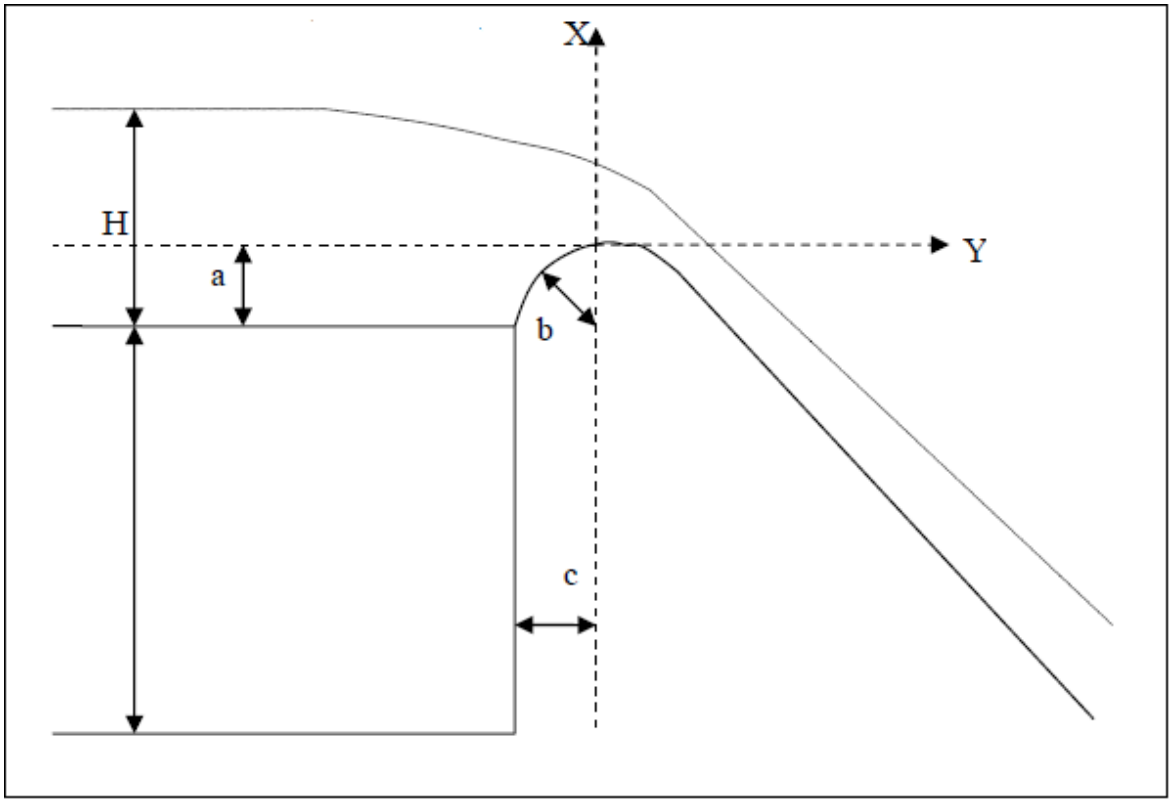


Figure VI. 2 Les coordonnées du profil du déversoir de type Creager.

a = 0.12h_d =0.45m.
b = 0.4h_d = 1.55m.
c = 0.3h_d =1.16m.

Tableau IV. 1 Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove.

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1m			Profil du déversoir d'après Creager- Ofitsérove à H=3,87m			
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure	H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0	0,126	-0,831	3,870	0,000	0,488	-3,216
0,1	0,036	-0,803		0,387	0,139	-3,108
0,2	0,007	-0,772		0,774	0,027	-2,988
0,3	0	-0,74		1,161	0,000	-2,864
0,4	0,007	-0,702		1,548	0,027	-2,717
0,6	0,06	-0,62		2,322	0,232	-2,399
0,8	0,147	-0,511		3,096	0,569	-1,978
1	0,256	-0,38		3,870	0,991	-1,471
1,2	0,393	-0,219		4,644	1,521	-0,848
1,4	0,565	-0,03		5,418	2,187	-0,116
1,7	0,873	0,305		6,579	3,379	1,180
2	1,235	0,693		7,740	4,779	2,682
2,5	1,96	1,5		9,675	7,585	5,805
3	2,824	2,5		11,610	10,929	9,675
3,5	3,818	3,66		13,545	14,776	14,164

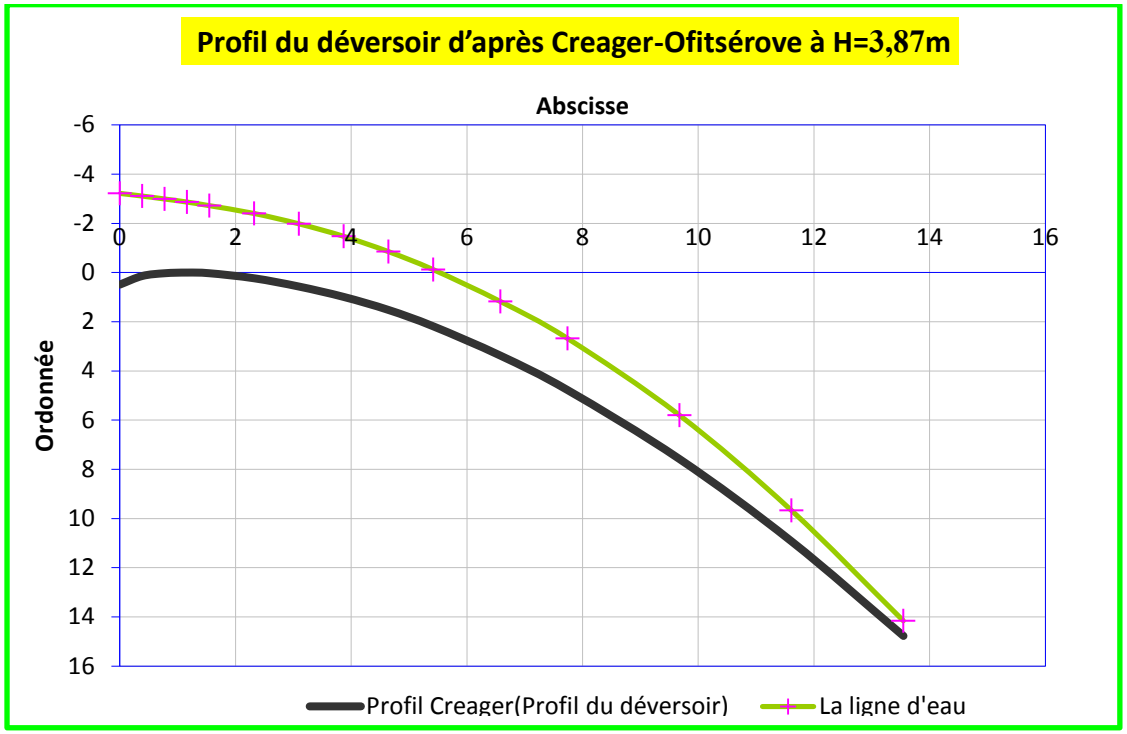


Figure VI. 3 Les coordonnées du profil du déversoir.

VI.1.4.3 Dimensionnement de l'auge de réception:

Au point du vue hydraulique des auges prismatiques sont préférables, mais pour des raisons économiques, on a choisi de dimensionner un auge de réception convergent en direction de l'écoulement.

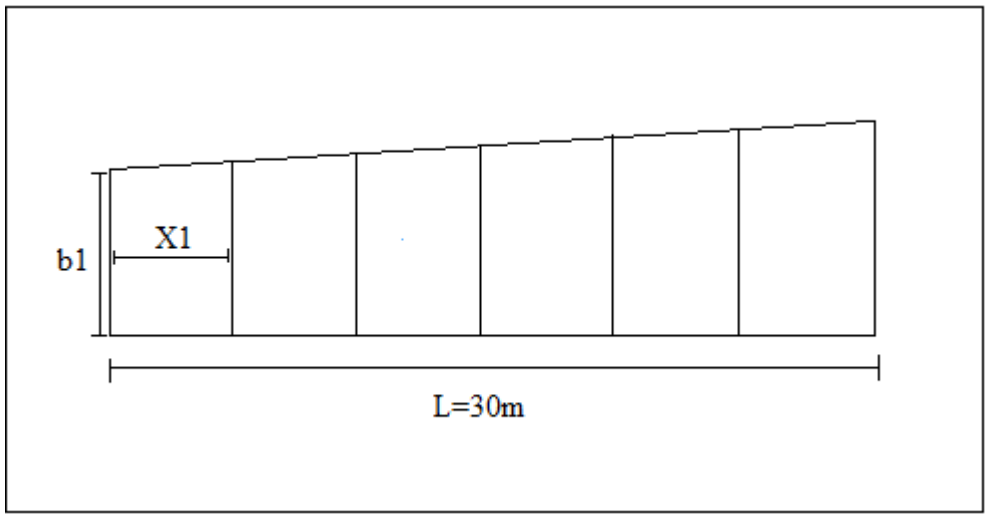


Figure VI. 4 Schématisation de l'auge de réception.

- **Etapes du calcul :**
  - On divise la largeur déversante en 6 tronçons et on établit les distances partielles de l'origine jusqu'à chaque site Xi.
  - On fixe la vitesse moyenne de l'eau au bout de la tranchée et celle de la fin.
  - On fixe les largeur à partir de la topographie.
  - On calcule la profondeur d'eau au site tel que:

$$h = \frac{Q}{b.v} \text{.....(VI.4)}$$

  - On détermine le coefficient de Chezy par la formule de Manning:

$$v = C\sqrt{RI} \text{.....(VI.5)}$$

Avec:

$$R = \frac{S}{P} \text{.....(VI.6)}$$

S=b* h.

P=2h+b.

  - On calcul la pente moyenne tel que:

$$I_{moy} = \frac{v^2}{C^2}.R \text{.....(VI.7)}$$

  - Calcul de la perte de charge:

$$\Delta h = I_{moy}.(X_2 - X_1) \text{ .....(VI.8)}$$

Tableau VI. 1 Calcul de l'auge de réception.

Section N°	**X(m)**	**Q(m^3/s)**	**v(m/s)**	**b(m)**	**h(m)**	**S(m^2)**	**P(m)**	**R(m)**	**C**	**I**	**I_{moy}**	**Δh(m)**
6	26,54	322,19	6	26	2,07	53,70	30,13	1,78	55,05	0,0212	0,020	0,066
5	22,21	269,62	6	24,45	1,84	44,94	28,13	1,60	54,06	0,0197	0,019	0,061
4	17,88	217,06	6	23,6	1,53	36,18	26,67	1,36	52,61	0,0176	0,016	0,053
3	13,55	164,49	6	22,7	1,21	27,42	25,12	1,09	50,74	0,0153	0,011	0,034
2	9,22	111,93	4,5	21,82	1,14	24,87	24,10	1,03	50,26	0,0083	0,007	0,023
1	4,89	59,36	4,5	20	0,66	13,19	21,32	0,62	46,16	0,0059		

Tableau VI. 2 Calcul de la cote de la ligne d'eau dans l'auge de réception.

N°	Δhi(m)	hi(m)	Cote fond de l'auge (m)	Cote eau (m)
1	0,066	2,07	849,55	851,55
2	0,061	1,84	849,12	850,90
3	0,053	1,53	848,887	850,36
4	0,034	1,21	848,75	849,93
5	0,023	1,14	848,665	849,54
6	0,066	0,66	848,612	849,21
Somme	**0.256**			

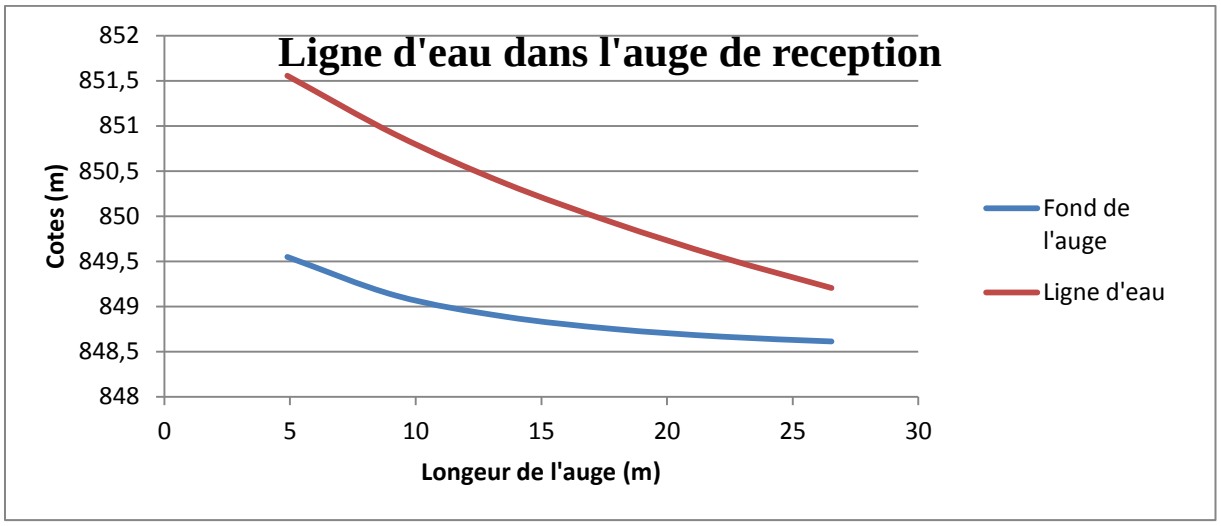


Figure VI. 5 Calcul de la ligne d'eau dans l'auge de réception.

VI.1.4.4 Dimensionnement du chenal d'écoulement:

Les conditions topographiques du site nécessitent de projeter un chenal d'écoulement qui Suit directement l'auge de réception, ce dernier est de forme rectangulaire de longueur de 24m, et une pente de 0.1%. Le régime d'écoulement doit être fluvial où la pente du fond est inférieure à la pente critique.

1) **Calcul de la profondeur critique:**
   La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g S^3} = 1 \text{.....(VI.9)}$$

Avec:

B:largeur du chenal (m).
S:Section S=B.h_c
Q:Débit évacué (m^3/s) .
g: Accélération de la pesanteur (9.81 m^2/s).

$\frac{Q^2B}{g(B.h_c)^3} = 1$ => $h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \times \left(\frac{Q}{B}\right)^2}$.

An:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \times \left(\frac{322.19}{26}\right)^2} = 2.5$$

h_c =2,5m.

2) Calcul de la pente critique:

La pente critique se détermine par la formule de Manning suivante :

$$Q = K \times S \times R_H^{2/3} \times I^{1/2} \quad \text{.....(VI.10)}$$

Avec:

R_H : rayon hydraulique en (m) .

I : pente en m/m .

S : section mouillée en m^2 .

K : coefficient de Manning – Strickler : ce coefficient dépend de la nature des parois.

$K = 20$ à 40 Pour des canaux rocheux en mauvais état.

$K = 80$ à 100 Pour le béton lisse et fonte revêtue.

On prend : $K = 80\, m^{1/3}/s$

Pour une section rectangulaire :

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \times (b + (2 \times h_c)^{2/3}}{K \times (b \times h_c)^{5/3}}\right]^2 \quad \text{.....(VI.11)}$$

Avec:

Application numérique :

$$I_{cr} = \left[\frac{322.19\times(26+2\times2.5)^{2/3}}{80\times(26\times2.5)^{5/3}}\right]^2 = 1{,}43.10^{-3}\ \text{m/m}$$

I_{cr} =0,0014 m/m.

3) Calcul de la profondeur normale:

La profondeur normale h_n est la profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$Q = S \times C \times \sqrt{R \times I} \quad \text{.....(VI.12)}$$

Avec:

S : Section du chenal d'écoulement en (m^2).

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en ($m^{1/2}/s$).

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \quad \text{.....(VI.13)}$$

Avec:

n : Coefficient de rugosité de Manning en ($s/m^{1/2}$).

$n = 0.013\ s/m^{0.5}$ (béton).

R : Rayon hydraulique en m.

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2\,h_n + b}$$

h_n : Le périmètre mouillé en(m).

b : La largeur du chenal d'écoulement en (m).

On remplace chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \times I^{1/2}(b \times h_n)^{5/3}(2h_n + b)^{-2/3} \quad \text{.....(VI.14)}$$

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations. Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau VI. 3 Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement.

H(m)	b(m)	S=hn*b(m2)	P(m)	R(m)	√R	i	√i	n	C	V(m/s)	Q(m3/s)
0,5	26	13	27	0,48	0,69	0,001	0,03162	0,013	68,10	1,49	19,43
1	26	26	28	0,93	0,96	0,001	0,03162	0,013	75,98	2,32	60,20
1,5	26	39	29	1,34	1,16	0,001	0,03162	0,013	80,82	2,96	115,58

2	26	**52**	30	1,73	1,32	0,001	0,03162	0,013	84,31	3,51	182,52
2,5	26	65	31	2,10	1,45	0,001	0,03162	0,013	87,03	3,98	259,02
2,7	26	70,2	31,4	2,24	1,50	0,001	0,03162	0,013	87,96	4,16	291,97
2,8	26	72,8	31,6	2,30	1,52	0,001	0,03162	0,013	88,40	4,24	308,90
2,85	26	74,1	31,7	2,34	1,53	0,001	0,03162	0,013	88,62	4,28	317,48
2,86	26	74,36	31,72	2,34	1,53	0,001	0,03162	0,013	88,66	4,29	319,20
2,87	26	74,62	31,74	2,35	1,53	0,001	0,03162	0,013	88,70	4,30	320,93
2,877	26	74,802	31,754	2,36	1,53	0,001	0,03162	0,013	88,73	4,31	322,14
2,8773	26	74,8098	31,7546	2,36	1,53	0,001	0,03162	0,013	88,73	4,31	322,19

Par itération, on trouve : h_n=2,9m.

4) Contrôle du ressaut hydraulique:

La détermination de la hauteur contractée est donnée par :

$$h_{ct} = \frac{q}{\varphi \times \sqrt{2g(E_0 - h_{ct})}} \quad \text{.....(VI.15)}$$

Avec:

q : débit spécifique , q = Q/b (m^2/s) .

b : largeur du déversoir (m).

φ: Coefficient de vitesse (Pour les déversoirs $\varphi = 0.9$).

E_0 : énergie spécifique de l'écoulement, $E_0 = P + h + d + \frac{\alpha \times {V_0}^2}{2g}$.

d : marge de sécurité (0,5 - 1) m.

V_0 : vitesse d'approche (m/s).

An:

$$E_0 = 5 + 3.78 + 0.5 + \frac{1 \times 1{,}2^2}{2(9.81)} = 9.33m.$$

Après itérations, on trouve :

$$\mathbf{h_{ct} = 3.08\ m\ .}$$

Etant donné que nous avons projeté un déversoir de type Creager donc on a des seuils Normal, donc :

- la hauteur h avale :h_{av} = p = 5 m.
- Il faut vérifier la condition $y_2 < \sigma\ h_{av}$,pour que l'écoulement soit noyé :

On a:

σ = (1- 1.05) , on prend σ = 1.05 et on a $y_2 = h_{ct}$ =3.08 m.

$y_2 < \sigma\, h_{av}$, l'écoulement soit noyé ,le régime d'écoulement est fluvial.

VI.1.4.5 Dimensionnement du coursier:

Le coursier est construit en béton avec section rectangulaire pour assurer un écoulement régulier , il est d'une largeur de 26m de longueur de 316,24m .

La pente change au long du coursier ,on distingue trois tronçon de différentes pentes. i_1=15%,i_2=36%,i_3=93%.

a. Profondeur critique

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \times \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \quad \text{.....(VI.16)}$$

h_c=2.5m

b. Pente critique:

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \times (b + (2 \times h_c)^{2/3}}{K \times (b \times h_c)^{5/3}}\right]^2 \quad \text{.....(VI.17)}$$

An:

$$I_{cr} = \left[\frac{322.19 \times (26 + 2 \times 2.5)^{2/3}}{80 \times (26 \times 2.5)^{5/3}}\right]^2 = 0.0014 \text{ m/m} \ .$$

c. . Profondeur normal:

Pour un écoulement uniforme la hauteur normale est déduite par la formule de Chézy :

$$Q = S \,.C\,.\, R^{2/3}.\, I^{1/2} \quad \text{.....(VI.18)}$$

Avec:

$S = h_n * b$. $R = S/P$.

$P = 2h_n + b$. $C = R^{1/6}/n$.

Tableau VI. 4 Calcul itératif de la hauteur normale dans le coursier.

h_n(m)	b(m)	S=h_n*b(m2)	P(m)	R(m)	√R	i	√i	n	C	V(m/s)	Q(m3/s)
0,1	26	5,2	26,4	0,20	0,44	0,3	0,54772	0,013	52,34	9,03	23,48
0,2	26	10,4	26,8	0,39	0,62	0,3	0,54772	0,013	58,68	14,26	74,17
0,3	26	13	27	0,48	0,69	0,3	0,54772	0,013	62,70	18,60	145,05
0,4	26	13,26	27,02	0,49	0,70	0,3	0,54772	0,013	65,70	22,42	233,12
0,45	26	13,377	27,029	0,49	0,70	0,3	0,54772	0,013	66,96	24,19	282,98
0,48	26	13,3848	27,0296	0,50	0,70	0,3	0,54772	0,013	67,66	25,21	314,65
0,485	26	12,61	26,97	0,47	0,68	0,3	0,54772	0,013	67,77	25,38	320,05
0,492	26	12,792	26,984	0,47	0,69	0,29	0,53852	0,013	67,92	25,19	322,17

Par itération on trouve : **h_n=0.492 m.**

On à :

$h_n < h_c$

$I_c < I_n$,Le régime d'écoulement est torrentiel (La courbe de remous est de type S_2).

d. Calcul de la ligne d'eau:

Pour le dimensionnement de ce dernier on procède par **la méthode d'intégration indirecte**

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant Dq/dx= 0 :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - {F_r}^2} \quad \text{.....(VI.19)}$$

Avec :

S_0 :pente du fond.

S_f :pente de la ligne d'énergie.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - \left(n^2 Q^2\right) / \left(A^2 R^{\frac{4}{3}}\right)}{1 - (Q^2 B)/(gA^3)} \quad \text{.....(VI.20)}$$

On donne des valeurs arbitraires à yi et on calcul la distance Δx correspondante aux Profondeurs yi, et on calcul la profondeur moyenne :

$$y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \quad \text{.....(VI.21)}$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à chaque valeur de y_i, utilisant y_{moy}, et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à

cette étape si la somme est supérieure à la longueur L, et on continue avec une valeur de $y_i < y_i$ Jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L de coursier.

Dans notre cas toujours $y_i < y_0$ (courbe de remous type S_2).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 5 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier par la méthode d'intégration indirecte .

y (m)	y_{moy} (m)	S_{moy} (m^2)	P_{moy}(m)	R_{moy}(m)	Fr^2	1-Fr^2	$\frac{(n^2Q^2)}{\left(A^2R^{\frac{4}{3}}\right)}$	$S_0-\frac{(n^2Q^2)}{\left(A^2R^{\frac{4}{3}}\right)}$	Δx (m)	L (m)
2,500	2,400	62,400	30,800	2,026	1,132	-0,132	0,003	0,297	-0,045	0,000
2,300	2,250	58,500	30,500	1,918	1,374	-0,374	0,003	0,297	-0,126	0,126
2,200	2,150	55,900	30,300	1,845	1,575	-0,575	0,004	0,296	-0,194	0,320
2,100	2,050	53,300	30,100	1,771	1,817	-0,817	0,004	0,296	-0,276	0,596
2,000	1,950	50,700	29,900	1,696	2,111	-1,111	0,005	0,295	-0,376	0,973
1,900	1,850	48,100	29,700	1,620	2,472	-1,472	0,005	0,295	-0,500	1,473
1,800	1,750	45,500	29,500	1,542	2,921	-1,921	0,006	0,294	-0,654	2,127
1,700	1,650	42,900	29,300	1,464	3,485	-2,485	0,007	0,293	-0,849	2,976
1,600	1,550	40,300	29,100	1,385	4,204	-3,204	0,009	0,291	-1,100	4,076
1,500	1,450	37,700	28,900	1,304	5,135	-4,135	0,010	0,290	-1,427	5,503
1,400	1,350	35,100	28,700	1,223	6,362	-5,362	0,012	0,288	-1,865	7,368
1,300	1,250	32,500	28,500	1,140	8,015	-7,015	0,015	0,285	-2,463	9,831
1,200	1,150	29,900	28,300	1,057	10,292	-9,292	0,019	0,281	-3,306	13,137
1,100	1,050	27,300	28,100	0,972	13,522	-12,522	0,024	0,276	-4,537	17,674
1,000	0,950	24,700	27,900	0,885	18,257	-17,257	0,031	0,269	-6,420	24,094
0,900	0,850	22,100	27,700	0,798	25,489	-24,489	0,042	0,258	-9,483	33,576
0,800	0,750	19,500	27,500	0,709	37,104	-36,104	0,058	0,242	-14,920	48,497
0,700	0,650	16,900	27,300	0,619	56,999	-55,999	0,085	0,215	-25,993	74,490
0,600	0,550	14,300	27,100	0,528	94,085	-93,085	0,131	0,169	-55,204	129,694
0,500	0,450	11,700	26,900	0,435	171,779	-170,779	0,223	0,077	-185,406	315.1

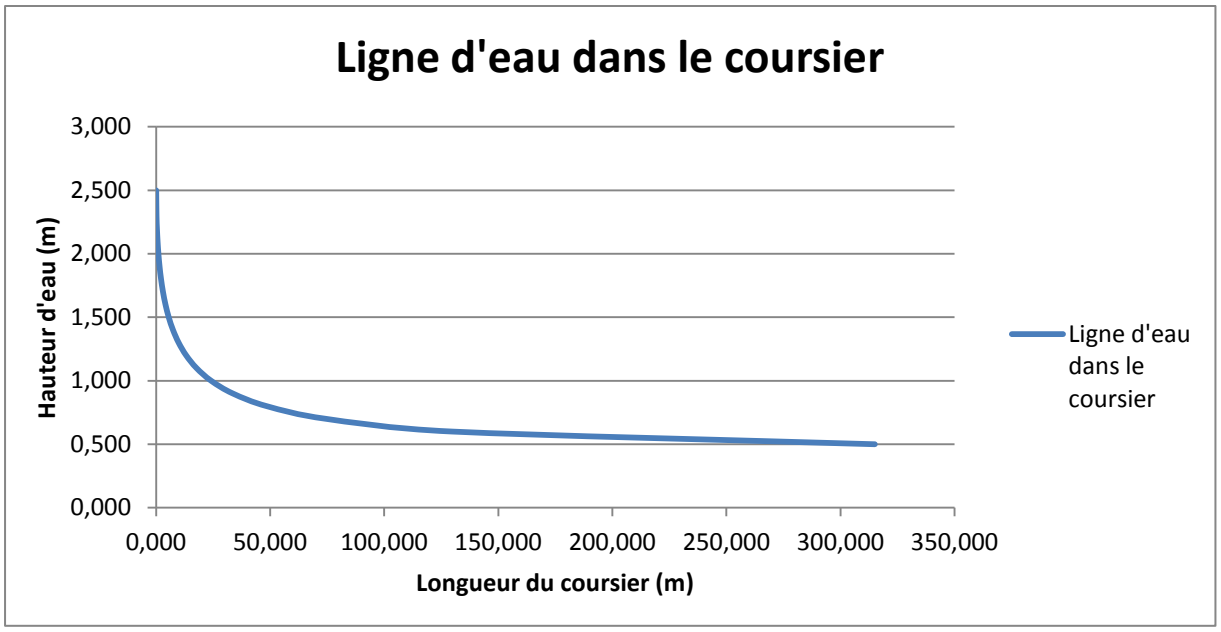


Figure VI. 6 Représentation graphique de la ligne d'eau dans le coursier.

e. Calcul de la hauteur des murs bajoyers:

Les hauteurs des murs bajoyers sont détermine comme suit :

$$H_{baj} = h + R \quad \text{.....(VI.22)}$$

Avec :

R : Revanche (m) $R = 0.61+0,4\ v^{1/3}$ .....(VI.23)

h:Tirant d'eau (m).

Et d'après la ligne d'eau les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 6 Calcul des hauteurs du mur bajoyer dans le coursier.

Lm)	y(m)	V(m/s)	R(m)	H_{baj} (m)
1,12	1,75	7,08	1,38	3,13
5,50	1,45	8,55	1,43	2,88
7,36	1,15	10,78	1,49	2,64
13,12	0,95	13,04	1,55	2,50
17,67	1,05	11,80	1,52	2,57
24,09	0,95	13,04	1,55	2,50
48,50	0,75	16,52	1,63	2,38
74,49	0,65	19,06	1,68	2,33
129,69	0,55	22,53	1,74	2,29
315,10	0,45	27,54	1,82	2,27

VI.2 Dimensionnement du bassin de dissipation:

L'écoulement d'eau dans le coursier jusqu'au niveau de pied du barrage attient souvent une

vitesse très élevée, ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique le lit naturel de la rivière, la seule manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

D'après les tests réalisés par l'USBR « United states Bureau of Réclamation » : le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut.

Dans la pratique, il existe trois types de ressauts:

- Bassin type I: $2.5<F_1<4,5$.
- Bassin type II: $F_1>4.5$ et $V_1<15$ m/s.
- Bassin type III:$F_1>4.5$ et $V_1>15$ m/s.

VI.2.1 Calcul du débit unitaire :

$$q=Q/b \quad \text{.....(VI.24)}$$

Avec:

Q:Débit à évacué (m^3/s).

b:Largeur du coursier (m).

q_1= 322.19/26=12.39 m²/s.

$$\mathbf{q_1=12.39\ m^2/s}$$

VI.2.2 Calcul du nombre de Froude :

$$F_1 = \frac{q_1}{(gh_1{}^3)^{0.5}} \quad \text{.....(VI.25)}$$

Avec:

h_1 :Hauteur d'eau a l'amont (Première profondeur conjuguée):

h_1=0,5m.

$$F_1 = \frac{12.39}{(9{,}81.\,0{,}56^3)^{0.5}} = 9.439$$

F_1=9.44

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation est de **11.9m/s >15m/s**, et le nombre de Froude est de **9,44 > 4,5**. Donc, d'après l'USBR , le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de **type II**.

VI.2.3 Calcul de la deuxième profondeur conjuguée:

$$h_2 = \frac{h_1}{2}\left(\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1\right) \quad \text{.....(VI.26)}$$

h_2=7.2m

Figure VI. 7 Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation de type II (Source "design of small dams").

VI.2.4 Calcul de la longueur du bassin amortisseur:

La longueur de bassin amortisseur est déterminée à l'aide de l'abaque des bassins de dissipation type USBR.

Fr = 9.44 L/h_2 = 4.4 d' où L= 31.68

Nous adopterons une longueur de bassin de 32 m.

VI.2.5 Dimensionnement des blocs de chicane:

Tableau VI. 7 Calculs des dimensions des blocs de chicane.

Dimmensions	Formules	Résultats (m)
La hauteur des blocs de chutes	$H_{bloc} = h_1$	**0.5**
La largeur des blocs de chutes	$l_{bloc} = h_1$	**0.5**
Distance entre le premier bloc de chute et l'extremité du bassin	$D = 0.5\ h_1$	**0.25**
Espacement entre deux blocs de chutes	$e_{bloc} = h_1$	**0.5**
Distance entre le premier bloc de chicane et l'extremité du bassin	$D = 0.375.h_2$	**2.7**
La largeur d'un bloc de chicane	$l_{Chicane} = 0.75.h_2$	**5.4**
Espacement entre deux blocs de chicanes	$e_{chicane} = 0.75\ h2$	**5.4**
Hauteur du seuil terminal	$h_{seuil} = 1{,}3\ h_1$	**0.73**

VI.3 Dimensionnement du canal de restitution:

A la sortie du bassin d'amortissement, un canal de fuite a été projeté pour restituer les eaux de crues au cours d'eau original. C'est un canal en enrochement grillagé (gabion métallique) de forme trapézoïdale avec les caractéristiques suivantes :

Largeur de base : b =26 m.

Coefficient d'écartement des talus : m = 1,5.

Pente du canal : i = 0,003.

a-Profondeur critique:

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2\right) \times K \quad \text{.....(VI.27)}$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \quad \text{.....(VI.28)}$$

$$\sigma = \frac{K \times m}{b} \quad \text{.....(VI.29)}$$

An :

$K = \sqrt[3]{\frac{322.19^2}{9.81 \times 26^2}} = 2.5$

$\sigma = \frac{2.5 \times 1{,}5}{26} = 0.14$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0.14}{3} + 0.015 \times 0.14^2\right) \times 2.5 = 2.38m$$

b. Pente critique:

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \text{.....(VI.30)}$$

Avec :

$S_{cr} = m.h_{cr}^2 + bh_c$.....(VI.31)

$P_{cr} = b + h_{cr}\sqrt{1 + m^2}$.....(VI.32)

$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$.....(VI.33)

$C_{cr} = K.R^{1/6}$.....(VI.34)

An :

$S_{cr} = 1{,}5 \times 1{,}27^2 + 12 \times 1{,}27 = 17.65\ m^2$

$P_{cr} = 12 + 1{,}27 \times \sqrt{1 + 1{,}5^2} = 14.29\ m$

$R_{cr} = \frac{17.65}{14.29} = 1.24\ m$

$C_{cr} = 40 \times 1{,}24^{1/6} = 41.46$

D'où : $I_{cr} = \frac{322.19^2}{17.65^2 \times 41.46^2 \times 1{,}24} = 0.15 \text{m/m}$

c-Profondeur normal:

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.R.I \text{ .....(VI.34)}$$

Pour la hauteur normale on a :

$P_n = m.h_n^2 + b.h_n$ .....(VI.36)

$S_c = b + 2h_n\sqrt{1 + m^2}$.....(VI.37)

$R = \frac{P}{S}$ et $C_n = \frac{R^{1/6}}{n}$.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} I^{1/2}\left(m h_n{}^2 + b h_n\right)^{5/2}\left(2h_n\sqrt{1+m^2}b\right)^{-3/2} \text{.....(VI.38)}$$

Après itération, on trouve : **h_n=1,99m**.

d-Vitesse dans le canal:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m\times h_n^2 + b\times h_n} \text{.....(VI.39)}$$

An:

$V = \frac{322.19}{1{,}5\times 1.99^2 + 26\times 1.99} = 1.04 m/s$.

V=1.04m/s

VI.4 Dimensionnement de la dérivation provisoire:

La période de construction du barrage comprendra au moins une saison pluvieuse.
Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'une conduit en béton armé et des batardeaux en amont et en aval.
Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux des crues pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier.

VI.4.1 Formes de dérivation provisoire:

VI.4.1.1 Galerie de dérivation :

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

VI.4.1.2 Conduite de dérivation :

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de

mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.
L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

VI.4.1.3 Canal de dérivation :

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

Conclusion :
En fonction des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques, la dérivation se fait par une galerie et batardeaux , qui servira de galerie de visite de la vidange de fond et de prise d'eau lors de la mise en exploitation de l'ouvrage.

VI.4.2 Crue de dimensionnement:

Le choix de la crue dépend du degré du 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 et sur la durée d'exécution de l'aménagement.
En général, pour les barrages en béton, l'ouvrage de dérivation se dimensionne par les crues décennales ou vingtenale, alors que pour les barrages en terre, le dimensionnement de la dérivation provisoire se fait par les crues cinquantenales ou même centennales.
Mais en Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue de période de retour de 50 ans.

Le débit maximum de cette crue est $\mathbf{Q_{max(2\%)} = 216.73\ m/s.}$

VI.4.3 Dimensionnement de la galerie de dérivation:

La dérivation provisoire doit permettre l'évacuation d'une crue cinquantenale dont le débit de pointe est estimé à 216.73 m^3/s. ce débit doit passer par la galerie en charge sans que le niveau n'atteigne le niveau de couronnement du batardeau, on le dimensionnera en laminant la crue de fréquence 2 %.
L'écoulement dans la galerie est un écoulement libre qui passe en écoulement en charge.

VI.4.3.1 Calcul hydraulique de la galerie:

a) L'écoulement à surface libre:

La première phase est celle où le niveau d'eau est inférieur au diamètre du tunnel. Dans ce cas l'écoulement est a surface libre et sera régit par la formule suivante :

$$Q = S.C.\sqrt{RI} \text{.....(VI.40)}$$

Avec:
Q:Débit à évacuer .

S:Section mouillée: S=$R^2(\theta_{rad} - sin\theta^2)$. .....(VI.41)

R: Rayon hydraulique :R=S/P.
P:Périmetre mouillé :$P = R.\theta_{rad}$. .....(VI.42)

C:Coéfficient de Chezy :$\frac{1}{n}R^{1/6}$.
n: Coefficient de rugosité :n=0,013.
I :Pente du tunnel :I=0,003.
La hauteur d'eau dans la galerie::

$$h = r - 1 - \cos\frac{v^0}{2} \text{.....(VI.43)}$$

$$v^0 = 2.Arc\cos\left(1 - \frac{h}{r}\right). \text{.....(VI.44)}$$

b) L'écoulement en charge:

L'écoulement devient en charge lorsque l'écoulement lorsque le niveau d'eau sera supérieure

au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régit par la formule suivante :

$$Q = \mu\, S\, \sqrt{2gZ} \text{.....(VI.45)}$$

Avec:

Q:Débit à évacuer.
μ:Coefficient de débit.
S:Section de la galerie :S=πD^2/4.
g:Accélération de la pesanteur(m/s^2).
Z:La dénivelée :

Z=H+L.I-D/2. .....(VI.46)

Avec:
H : hauteur d'eau devant la galerie
D : diamètre de la galerie
L : longueur de la galerie L = 237m

I : pente de la galerie I = 0,003.

On a:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \xi_l + \frac{\lambda l}{D}}} \text{.....(VI.47)}$$

Avec:

ξ_i:Coefficient de résistance singulière.

$\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie}$ ($\sum \xi_i$=0.5+1=1.5m)

λ:Coefficien de résistance linéaire : $\lambda = \frac{125.n^2}{D^{1/3}}$.....(VI.48)

n=0.013 $m^{1/3}$.s Rugosité du béton.

Tableau VI. 8 Calcul du coefficient du débit.

Diamètres (m)	$\sum \xi_i$	$\lambda = \frac{125.n^2}{D^{1/3}}$	$\sqrt{1+\sum \xi_l + \frac{\lambda l}{D}}$	μ
1	1,5	0,025	5,684	2,861
2	1,5	0,019	2,256	2,181
3	1,5	0,017	1,314	1,953
4	1,5	0,015	0,895	1,843
5	1,5	0,014	0,665	1,779
6	1,5	0,013	0,521	1,738

Tableau VI. 9 Le débit évacué en fonction du diamètre de la conduite.

Diamètres (m)	μ	**S(m^2)**	$\mu.S.\sqrt{2g}$	**Z**	**Q(m^3/s)**
1	2,861	0,785	1,153	H+0,211	$1,153\sqrt{Z}$
2	2,181	3,140	6,050	H-0.289	$6,050\sqrt{Z}$
3	1,953	7,065	15,184	H-0.789	$15,184\sqrt{Z}$
4	1,843	12,56	23.53	H-1,289	$23.53\sqrt{Z}$

5	1,779	19,625	46,297	H-1,804	$46,297\sqrt{Z}$
6	1,738	28,260	68,209	H-2,289	$68,209\sqrt{Z}$

Le laminage dans ce cas se fait de la manière suivante:

- ✓ On détermine les volumes d'eau stockée à partir de l'hydrogramme de crue de fréquence 2% pour chaque heure du temps de crue et on ne s'arrête qu'une fois arrivé au temps de montée.
- ✓ On converti ces débits là en volumes.
- ✓ A partir de la courbe capacité -hauteur on tire les hauteurs d'eau correspondantes à chaque volume.

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau VI. 10 Calcul de la hauteur de l'eau en fonction du temps.

Temps(h)	**$Q_c(m^3/s)$**	**$Q_{moy}(m^3/s)$**	**V (Mm^3)**	**h(m)**
0	0	1.575	0.0057	0.18
1	3.15	7.865	0.05566	0.61
2	12.58	20.445	0.2208	4.71
3	28.31	39.325	0.5663	7.81
4	50.34	64.495	1.1609	9.81
5	78.65	96.15	2.0768	12.51
6	113.26	132.905	3.3492	15.31
7	152.16	176.755	5.0905	18.26
8	201.35	209.04	6.261	18.52
8.3	216.73			

Tableau VI. 11 Résultats du laminage.

D (m)	1	2	3	4	5	6
Z (m)	18.731	18.23	17.731	17.231	16.716	15.53
Q (m^3/s)	4.99	23.61	63.94	97.67	189.28	268.79

Le batardeau devrait avoir les mêmes propriétés que la digue et constitué d'un remblai qui devrait être bien compacté.

a) Calcul de la largeur en crête du batardeau :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête du batardeau :

- **Formule de KNAPPEN :** $b = 1.65\sqrt{H_{batr}}$ (m) .....(VI.49)
- **Formule de PREECE :** $b = 1.1\sqrt{H_{batr}} - 1$ (m) .....(VI.50)
- **Formule simplifiée:** $b = 3.6\sqrt[3]{H_{batr}} - 3$ (m) .....(VI.51)
- **Formule Pratique :** $b = \frac{5}{3}\sqrt{H_{batr}}$ (m) .....(VI.52)

Tableau VI. 12 : récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

Diamètre de la galerie (m)	Hauteur du batardeau (m)	Largeur en crête (m)
1	18.731	10,89
2	18.23	10,44
3	17.731	10,23
4	17.231	10,02
5	16.716	9,80
6	15.53	9,59

La galerie de dérivation sera donc d'une hauteur de 15 m et d'une largeur en seuil de 10m.

VI.5 Dimensionnement de la prise d'eau:

VI.5.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau:

D'après le tableau III.36, Les besoins en eau atteignent une valeur maximale en mois de Juillet :

$$\mathbf{V_{max} = 1.01\ Mm^3.}$$

Donc :

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} \text{.....(VI.33)}$$

$$Q = \frac{1.01 \times 10^6}{31 \times 3600 \times 20} = 0{,}45\ m^3/s.$$

Nous supposons que la consommation se fait 20 heures par jour pendant 31 jours.

VI.5.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre:

$$Q = \mu S\sqrt{2gH} \quad \text{.....(VI.34)}$$

Avec :

μ : Coefficient de débit : μ = 0,3.

S : Section de la conduite en (m^2).

H : charge d'eau minimale: H=3 m .

On trouve : **S = 0,20 m^2.**

Le diamètre de la prise d'eau sera égal à :

D = 0,5 m.

D = 500 mm.

VI.5.3 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite:

$$V = {}^{Q}/_{S} \quad \text{..... (V.35)}$$

V = 2,25 m/s.

VI.6 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange:

C'est un ouvrage primordial pour une retenue; il a pour rôle:

- ✓ D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages.
- ✓ Vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts solides) et des parties amont du collinaire (prise, vidange, parement amont de la digue).
- ✓ Evacuer les crues pendant les travaux .

VI.6.1 Calcul du débit de vidange:

Lors de l'évacuation par vidange de fond, le volume d'eau évacué est composé du volume utile du barrage et du débit moyen entrant au barrage durant cette période.

Le débit évacué par la vidange sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \text{.....(VI.36)}$$

Avec:

V_u: volume utile en (m^3).

T : Temps de vidange en jours, T=30 jours.

Q_r : Débit entrant dans la retenue pendant le vidange (pris égal au débit moyen annuel).

AN:

$$Q_{vf} = \frac{10.52 * 10^6}{30 * 24 * 3600} + \frac{10.02 * 10^6}{31.536 * 10^6} = 4.38 m^3/s$$

$$\mathbf{Q_{vf} = 4.38 m^3/s.}$$

VI.6.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre:

En utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu S\sqrt{2gh} \text{.....(VI.37)}$$

Avec :

Q_{vf} : débit de vidange (m^3/s).

μ : coefficient de débit μ (0.8 ÷ 0.85), on prend μ=0,80.

S : section de la conduite (m^2).

h : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (m). h = 31 m.

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu\sqrt{2gh}} \quad \text{.....(VI.35)}$$

S = 0,22 m^2.

Alors : D = 530 mm

On prend: **D = 0,5 m.**

VI.6.3 Correction de coefficient de débit:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \xi}} \quad \text{.....(VI.36)}$$

Avec :

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

- Pertes de charges linières :

$$\xi_L = \frac{\lambda L}{D} \quad \text{.....(VI.37)}$$

$$\lambda = \frac{80 \times n^2}{D^{1/3}} \quad \text{.....(VI.38)}$$

λ : Coefficient de pertes de charges linéaires : λ=0,017.

n : Coefficient de rugosité : n = 0.013.

D : Diamètre de la conduite :D= 0.5 m .

L : Longueur de la conduite de la vidange de fond en m ; L =242.88 m.

- **Pertes de charges singulières :**

$$\xi_s = \xi_{entrée} + \xi_{sortie} + \xi_{vanne} + \xi_{grille} \quad \text{.....(VI.39)}$$

$\xi_{entrée} = 0{,}3\text{m}$.

$\xi_{sortie} = 1\text{m}$.

$\xi_{vanne} = 0{,}35\text{m}$.

$\xi_{grille} = 0{,}25\text{m}$.

$$\xi_s = 1{,}9\text{m}.$$

$\sum \xi = 10.15\text{m}$, Ce qui nous donne : $\mu = 0{,}299\text{m}$.

S=0.593m^2

Le diamètre de la conduite de vidange sera égal à :

D = 0,869m.

Nous adoptons le diamètre normalisé :

D =1 m.

Conclusion:

Dans ce chapitre, et après avoir analysé la topographie du site on a pu dimensionner les différents ouvrages annexes nécessaires pour le fonctionnement du barrage.

Nous avons opté pour un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral, ce dernier sera constitué d' :

- ✓ Un canal d'amenée avec une vitesse d'approche de pente égale l'eau à une à $i_0=9{,}02.10^{-5}$, véhiculant vitesse estimée à 1,2m/s.
- ✓ Un déversoir de type Craeger pour mieux anticiper les chutes et éviter l'érosion régressive.
- ✓ Un auge de réception prévu juste après le déversoir.
- ✓ Un chenal d'écoulement qui va succédé l'auge.
- ✓ Un coursier .
- ✓ Un bassin d'amortissement de type II, de longueur égale à 32 m avec des blocs de chute.

Une galerie de dérivation est prévu pour dévier l'eau durant la période de réalisation de projet et qui va servir par la suite de galerie de visite et de vidange de fond en exploitation.

Chapitre VII:

Organisation de chantier

Introduction:

L'organisation de chantier à pour objectif de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- ✓ Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement .
- ✓ Repartir et coordonner les taches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée .
- ✓ Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée .
- ✓ Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient .

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage Boukmouri tout en assurant :

- ✓ Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux…etc.)
- ✓ La rapidité des diverses opérations.
- ✓ Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- ✓ Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VII.1 Organisation et techniques de préparation:

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les travaux de construction.

L'organisation passe par les étapes suivantes :

1- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
2- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VII.2 Travaux d'installation du chantier:

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégageant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. , donc on peut distinguer les installations suivantes :

VII.2.1 Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciment nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars .....).

VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.2.4 Installation destinée pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.2.5 les moyens de chantier :

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci après :

- les compacteurs à pneus .

les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins .

- les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux.

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- la décapeuse automotrice (motor scraper) .
- la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou a un relief très marqué.

VII.2.5.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier:

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il parait indispensable de rappeler le rôle de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

- **Le maître de l'ouvrage:**

C'est une personne physique ou morale qui est l'ANBT pour la quelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

- **Le maître d'œuvre:**

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de concevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation pour les entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

- **L'entrepreneur:**

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la Figure suivante :

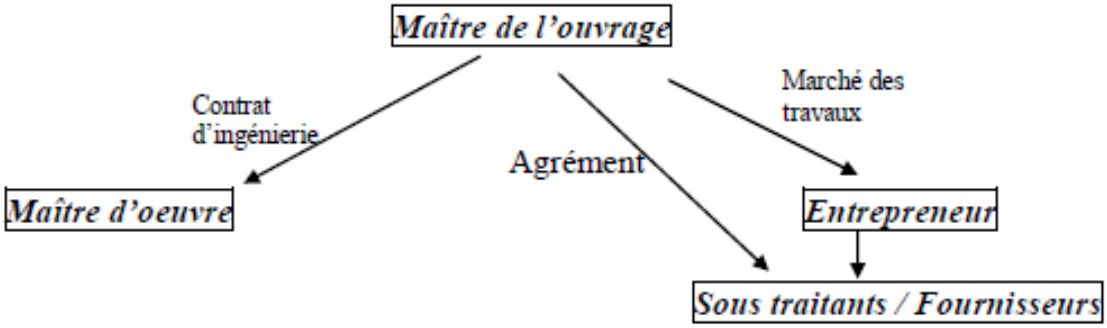


Figure.01 : Le lien contractuel entre les intervenants sur chantier.

VII.3 Travaux de réalisation:

VII.3.1 Travaux de terrassements:

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques. En ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VII.3.2 Travaux d'excavations:

Les différentes opérations d'excavation doivent être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

VII.3.3 Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.

- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

VII.4 Moyens du chantier:

VII.4.1 Moyens humains:

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences. Le personnel nécessaire pour le projet du barrage est :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers,
- Contre maître.
- Chauffeurs pour les engins et les camions.
- Ouvriers.
- Ferrailleurs.
- Soudeurs.
- Coffreurs.
- Topographes.

VII.4.2 Les engins de terrassement:

En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions se fait appel aux engins suivants :

- **Bulldozer :** pour les terrassements de masse et les voies d'accès.
- **Chargeur (à pneus et à chenilles) :** pour le chargement des déblais.
- **Camion benne :** pour le transport des déblais et les matériaux de construction.
- **Pelle hydraulique :** Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleteuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet)..
- **Décapeuse :** Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroir éjecteur pouvant se surbaisser et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.
- **Pompe immergée :** pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale.
- **Camion-citerne :** pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton.

- **Grue à portique :** pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.
- **Camion malaxeur :** pour le transport de béton.

Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération est liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, on fait appel aux engins suivants:

- **Les compacteurs à pneus :** Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol. C'est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton »
- **Les compacteurs à rouleaux vibrant :** Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- **Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) :** Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

VII.4.3 Le matériel des bétonnages:

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise, canal de dérivation.…).

VII.5 Planification:

VII.5.1 Définition:

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail .
- Observations instantanées .
- Analyse des tâches .
- Le chronométrage .
- Définition des objectifs et des attributions .
- Simplification des méthodes .
- Stabilisation des postes de travail.

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.

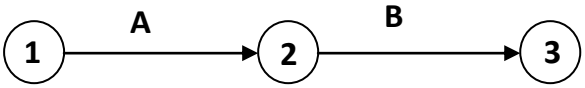
VII.5.2.1 Méthodes basées sur le réseau:

➢ **Définition du réseau :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, Convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

❖ **Réseau à flèches**

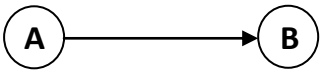
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

❖ **Réseau à nœuds :**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée.

➢ **Construction du réseau:**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (06) opérations suivantes :

▪ **Établissement d'une liste des tâches:**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

▪ **Détermination des tâches antérieures :**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau.

- **Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)**

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

- **Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)**

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (03) relations à savoir

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

- **Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes:

- Collection des informations.
- Décomposition du projet.
- Définition de la relation entre les tâches.
- Attribution des durées.
- Construction du réseau.

1- les paramètres de la méthode C.P.M:

Les paramètres indispensables pour l'exécution de cette méthode sont les suivants :

- 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.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

DFP = DCP+TR

DCPP = DFPP- TR

2- 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 :

MT = 0

$\Sigma TR_{C.C} = DTP$

3- Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

a) Le nombre de ressources (moyens humains et matériels).
b) Dimensions du projet.

On applique la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec : $\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité\ de\ travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre\ d'équipes} \end{cases}$

Il existe trois types de plan de travail :

- **Plan de travail au plus tôt :**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

- **Plan de travail au plus tard (PTPP) :**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (Plus économique).

- **Plan de travail intermédiaire :**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.6 Programme de travaux:

Le programme de travaux pour la construction du réservoir et de 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. 1 Liste , symbole et durée des opérations:

Tavaux	Opérations	Durées (mois)
Installation de chantier	A	5
Route d'accès du barrage et pistes de chantier	B	4
Excavation du barrage	C	10
Prise d'eau et Vidange de fond	D	21
Évacuateur de crues	E	19
Équipements hydromécaniques	K	5
Travaux de bétonnage	F	16
Batardeau amont et aval	G	14
Construction de la digue : Recharge du barrage et du noyau	H	18
Dispositif contre les infiltrations	I	11
Travaux de finition et mise en eau.	J	3

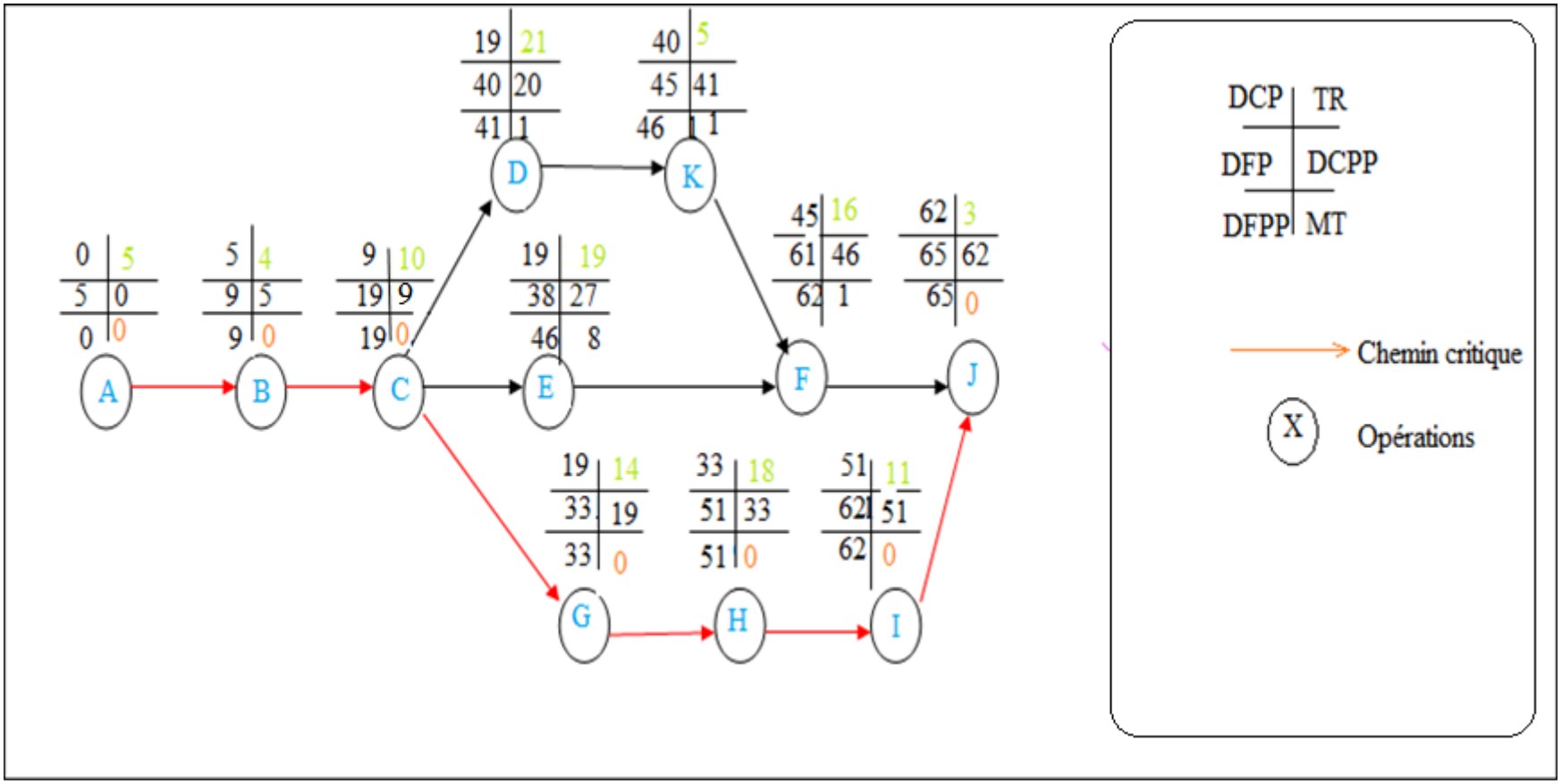
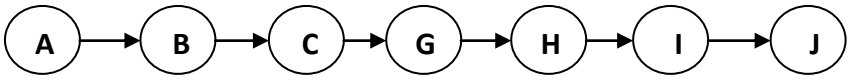


Figure VII. 1 Réseau à noeuds.

VII.6.1.1 Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).



DTR=∑TR =5+4+10+14+18+11+3 = 65 mois

D'après le chemin critique, le temps de réalisation est égal à **65** mois.

En conclusion, la construction du barrage de Boukmouri devrait durer environ 5 années et 5 mois .

VII.7 Devis estimatif:

Tableau VII. 2 Devis estimatif de l'évacuateur de crue.

Description des travaux Unité		**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire(Da)**	**Montant(Da)**
Excavations	Excavation des terrains meubles	m^3	15927.00	350	5 574 450
	Excavation des terrains rippable	m^3	1430 341.00	450	643 653 450
	Remblai	m^3	30 556.00	600	18 333 600
Béton	Béton armé (y compris coffrage)	m^3	43420.00	42000	1 823 640 000
fer	Armatures en acier	kg	2 231 025	150	334 653 750
Montant (Da)	**2 825 855 250**				

Tableau VII. 3 Devis estimatif de la digue.

Description des travaux Unité	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (Da)**	**Montant (Da)**

Excavations	Excavations en terrains meubles	m^3	171 360.125	350.00	59 976 043.75
Remblai	Sols fin argileux	m^3	376 375.017	1000.00	3 763750.17
	Recharges	m^3	1 738 280.93	750.00	1 303 710 698
	Couche de transition	m^3	42 198.5	2 500.00	105 496 250
	Filtres	m^3	144 843	2 800.00	405 560 400
	Drains	m^3	148 265	9 600.00	1 423 344 000
	Enrochement de protection	m^3	66 049.06	2 400.00	158 517 744
Ecran parafouille	Bitume	m^3	5702.5	30 000	171075000
Montant total (Da)	**4 004 055 152,25**				

Tableau VII. 4 Devis estimatif de la galerie de dérivation et prise d'eau.

Description des travaux Unité		**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire(Da)**	**Montant(Da)**
Excavations	Excavations en terrains meuble	m^3	13 954.00	350	4 883 900
	Excavations en terrain rippable	m^3	41 861.00	450	18 837 450
Béton	Béton de propreté	m^3	270.00	9500	2 565 000
	Béton armé	m^3	11 314.00	42 000	475 188 000
	Poutres en béton armé préfabriqué pour la passerelle	m	190	9500	1 805 000
Fer	Armatures en acier	kg	1 310 759.00	150	196613850
Montant (Da)	**699 893 200,00**				

- **Frais supplémentaires:**

Route à la crête: 4 690 250 .00Da

Equipements hydromécaniques, électromécaniques et installations électriques:12 565 000.00 Da

Le coût total de l'ouvrage s'élève à :

7 529 803 602.25+ 12565000.00 + 4 690 250.00 = 7 547058 852.00DA

Montant total du projet : **7 547 058 852.00 DA.**

- **R_1**= Capacité totale (m^3) / Volume de la digue (m^3)
- **R_2** = Coût estimé du projet (Da) / (Capacité totale (m^3) x 10).

Tableau VII. 5 Tableau récapitulatif des volumes et couts .

Capacité totale du barrage (Mm^3)	27.23
Volume de la digue (Mm^3)	2 114 655.947
Cout du projet (Da)	7 547 085 852.00

- **Calcul du coefficient d'efficacité et de rentabilité:**

Tableau VII. 6 Indices de rentabilité et d'efficacité.

Indice	**Valeur**
R_1	12.88
R_2 (Da/m^3)	27.72

D'après les résultats obtenus pour les différents indices, on peut dire que

- Le coefficient d'efficacité R_1 est supérieur à 12 , le site est jugé potentiel.
- Le prix du m^3 d'eau est 28 Da

Le prix du m^3 d'eau est de **28 Da /m^3**, ce prix est considéré **moyen.**

Si on se réfère au prix du mètre cube d'eau et à la durée de vie de l'ouvrage, on peut dire que le site de Boukmouri d'une bonne rentabilité **,** avec un impact positif pour la région et sa population du fait de la disponibilité de l'eau que va procurer cet ouvrage que ça soit pour L'AEP et l'irrigation.

Conclusion

L'objet de ce chapitre est la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles les travaux, nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier. Et nous avons estimé la durée du projet qui sera de 65 mois ainsi que le cout d'exécution de ce dernier qui s'élève au de **7 547 058 852.00 DA.**

Conclusion générale

Conclusion générale:

Dans le cadre de notre projet intitulé étude de faisabilité du barrage de Boukmouri , nous avons fait un mémoire de synthèse contenant ,une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, une étude de choix de la variante de la digue tout en vérifiant sa stabilité et nous avons terminé par l'organisation de chantier .

Nous avons opté pour une digue en remblai avec noyau argileux d'une hauteur de 37.23 m correspondants à un volume du réservoir de l'ordre 27.23 Mm^3.

Un calcul de la stabilité des talus de la digue a été effectué à l'aide d'un logiciel appelé Géostudio ,qui a permit de déterminer les coefficients de sécurité des talus ,et assuarant leurs stabilité.

Les conditions topographiques du site ont permis de choisir un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral d'une largeur déversante égale à 30 m et une lame déversante de 3.87m.

On peut donc conclure que:

- ✓ La construction du barrage de Boukmouri est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. sauf qu'on recommande de faire des investigations ,dans le but de trouver de nouvelles zones d'emprunt pour combler le déficit en matériaux .
- ✓ Grâce à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'alimentation en eau, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production, et le développement des industries induites.
- ✓ La réalisation du barrage de Boukmouri offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.

En fin, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de la digue tout en se basant sur les théories acquises tout au long de notre cursus universitaire. Et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

[1] CARLIER.M , 1992 Hydraulique Générale et appliquée .Edition Eyrolles .Paris .France

[2] DURAND.Y ,1997 Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et équatoriale .Edition Cemagref .France

[3] DUNGLAS.M , 1982 Cours d'ouvrage d'art 1er 2eme et 3eme partie .Edition Cemagref .France

[4] Hassane. M ,1995 Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue à entonnement frontale .ENSH .Blida .Algérie

[5] ROLLEY.R, Technique des barrages en aménagement rural .Paris .France

[6] POCHAT.R ,1980 Evacuateurs de crues .C.T.G.R.E.F. France

[7] TOUAIBIA.B ,2001 Les Retenues polycope de cours de régularisation des débits .ENSH .Blida .Algérie

[8] TOUAIBIA.B, Manuel pratique de l'hydrologie ,ENSH. Blida. Algérie.

[9] B.TOUAIBIA et B.BENLAOUKLI (2004**):** introduction au dimensionnement des retenues collinaires.

[10] Bernardo A. R., L. Santos (2004), Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages

[11] DESIGN OF SMALL DAMS (1987) United States of the Department of the interior, Bureau of Reclamation. Third Edition.

[12]MIHOUBI M.K (2013), Ouvrages Hydrotechniques, Manuel de dimenensionnement des barrages en remblai, ENSH, Blida.

[13] Degoutte.G (2002), Petits barrages : Recommandation pour la conception, , la réalisation et le suivi CEMAGREF Editions.

Annexes

Annexe I:Hydrologie

Tableau 01: Série des pluies journalières maximales de la station Derrag (01.13.02)

Année	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Annuel
1914	0,3	25,0	19,5	17,0	26,0	27,0	15,0	8,6	35,0	3,0	6,5	0,5	35,0
1915	13,2	13,0	46,5	22,0	8,0	39,0	45,0	9,0	92,0	48,8	1,5	3,0	92,0
1916	8,9	6,0	40,7	10,0	34,5	31,5	48,0	14,0	29,2	33,0	0,0	0,0	48,0
1919	0,0	0,0	7,0	10,0	12,0	17,0	9,0	0,0	26,0	15,5	0,0	0,0	26,0
1921	17,5	10,5	15,3	12,8	40,0	14,5	0,0	0,0	1,5	12,2	0,0	2,4	40,0
1922	1,5	35,7	11,5	18,2	25,8	10,5	70,1	18,0	55,1	18,1	3,4	14,5	70,1
1923	0,0	15,3	25,1	22,5	11,0	45,1	20,2	10,9	3,1	3,2	0,0	0,0	45,1
1925	7,2	8,5	11,1	6,8	12,3	19,3	21,7	20,1	10,1	0,0	5,1	10,3	21,7
1926	28,1	5,9	7,1	6,0	30,0	15,0	11,0	0,0	11,5	20,1	0,0	1,3	30,0
1928	47,0	43,0	12,1	26,3	17,6	20,2	11,6	6,1	77,8	10,0	0,0	9,0	77,8
1929	13,0	17,0	15,3	38,2	17,0	22,0	19,0	26,4	61,5	2,1	0,0	0,0	61,5
1930	12,3	5,2	2,2	85,3	25,0	10,6	9,6	26,9	1,3	9,7	3,5	9,5	85,3
1931	19,5	19,0	9,5	40,7	48,5	18,0	7,0	11,0	19,0	5,5	0,0	2,5	48,5
1933	23,0	0,0	23,0	46,0	78,0	20,0	35,5	7,7	21,5	9,5	1,0	18,3	78,0
1934	9,9	24,7	14,7	19,1	22,4	24,7	32,3	59,6	20,2	6,4	0,0	12,2	59,6
1935	11,8	25,4	22,7	31,0	11,7	27,0	36,1	41,7	50,7	12,0	0,0	17,4	50,7
1936	12,3	29,6	21,6	44,6	11,8	19,0	18,8	20,5	18,8	11,3	0,0	13,2	44,6
1937	12,3	33,0	20,4	52,7	18,4	28,0	6,4	21,8	28,2	10,3	6,3	5,4	52,7
1951	20,2	104,3	74,7	13,9	23,5	24,1	7,2	21,4	21,2	3,1	4,9	15,2	104,3
1952	15,8	5,4	13,8	13,5	15,3	14,3	35,4	9,0	12,4	8,0	3,6	3,0	35,4
1953	18,6	12,2	6,2	25,2	8,0	15,3	8,9	75,0	5,2	5,1	2,0	4,1	75,0
1954	4,1	19,0	24,0	25,1	45,9	17,1	19,0	32,0	16,3	6,1	0,0	2,9	45,9
1967	24,0	15,5	24,2	34,1	10,4	14,3	44,8	16,8	13,4	0,0	0,0	0,0	44,8
1968	0,0	0,0	25,4	24,3	37,3	46,2	10,2	17,2	4,2	21,9	0,0	0,0	46,2
1969	8,2	41,4	8,5	23,6	27,3	0,0	22,2	16,8	31,5	0,0	9,1	0,0	41,4
1970	18,2	10,1	0,0	7,4	19,7	12,1	27,2	30,5	49,2	7,9	0,0	0,0	49,2
1971	18,6	18,5	28,1	22,1	40,3	54,3	24,2	16,2	34,5	9,1	0,0	16,7	54,3
1972	28,5	25,6	17,9	14,6	23,3	32,2	24,7	48,7	1,4	18,7	0,0	0,0	48,7
1973	23,1	0,0	10,3	27,4	0,0	18,0	37,6	8,3	6,0	13,5	24,6	0,0	37,6
1976	11,0	30,0	22,4	15,1	18,0	12,4	4,3	25,8	13,5	0,0	1,1	3,0	30,0
1977	7,0	8,0	21,2	61,0	18,9	10,2	25,5	28,7	27,3	2,4	0,0	0,0	61,0
1978	0,0	44,4	18,3	2,5	22,7	21,2	25,8	15,3	8,4	12,0	0,0	0,0	44,4
1979	101,2	22,4	22,5	11,5	36,1	20,2	123,0	16,9	23,5	0,0	0,0	2,4	123,0
1980	6,4	4,3	11,0	37,7	5,2	21,4	17,9	13,6	8,3	1,6	0,0	13,7	37,7
1981	4,0	16,4	1,1	57,4	19,9	13,7	8,4	41,5	19,7	5,4	0,0	0,0	57,4
1982	8,4	47,2	24,7	12,5	0,0	13,3	10,5	10,2	0,0	0,0	0,0	1,5	47,2
1983	0,0	11,6	41,9	9,9	47,3	16,0	23,4	15,1	14,8	15,3	4,2	0,0	47,3
1984	14,0	99,3	18,1	9,2	15,0	27,4	18,4	6,5	12,1	0,0	7,5	0,7	99,3
1985	37,0	2,7	19,5	18,3	39,2	21,2	55,9	7,9	2,4	19,1	0,0	5,1	55,9

Année	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Annuel
1986	17,8	12,8	53,8	16,1	23,0	47,6	7,8	3,2	14,5	5,8	2,2	5,6	53,8
1987	2,5	9,0	21,4	8,0	20,2	7,5	19,0	9,4	13,2	11,1	0,0	0,1	21,4
1988	12,2	24,0	5,1	30,6	2,8	7,2	26,3	16,0	10,0	14,2	11,1	16,2	30,6
1989	22,7	4,6	13,0	8,7	16,4	5,5	12,3	19,6	13,2	7,2	8,2	9,8	22,7
1990	16,1	8,2	13,5	18,2	10,4	12,6	26,9	11,7	3,5	4,8	1,6	5,6	26,9
1991	4,6	51,6	6,9	9,6	70,0	5,2	14,7	20,5	21,4	10,2	7,5	4,2	70,0
1992	6,2	23,4	19,4	18,0	5,5	32,3	6,2	13,8	39,1	0,5	3,0	2,0	39,1
1993	38,7	12,7	19,4	11,2	26,6	15,7	2,3	11,5	3,8	0,5	2,6	1,8	38,7
1998	43,1	14,5	25,7	24,1	48,4	27,6	33,7	5,5	9,6	0,0	0,0	9,1	48,4
1999	26,1	18,9	12,7	43,3	3,4	1,2	2,1	10,4	7,3	0,0	0,5	0,3	43,3
2000	8,2	10,6	41,5	31,3	25,1	8,9	2,3	30,8	23,4	0,0	0,0	5,3	41,5
2001	25,1	7,2	37,2	11,0	6,0	14,3	7,8	27,5	6,7	0,0	0,0	4,2	37,2
2002	8,9	8,9	19,0	9,8	29,0	78,3	3,8	38,0	2,6	3,8	4,8	11,9	78,3
2003	7,7	18,0	36,2	31,6	18,5	10,7	12,4	17,9	45,4	1,4	0,3	4,8	45,4
2004	6,0	16,3	26,0	21,7	16,4	18,0	7,5	12,1	2,3	4,5	0,0	4,7	26,0
2005	11,5	53,7	9,6	17,6	22,1	39,0	8,5	24,9	47,0	3,8	2,5	2,8	53,7
2006	11,5	4,9	3,4	14,6	5,8	16,3	79,7	10,4	4,2	0,0	3,3	0,0	79,7
2007	7,2	15,4	16,4	15,4	12,6	14,6	29,0	3,2	18,7	6,3	8,0	1,2	29,0
2008	20,6	11,1	31,0	19,8	22,7	6,3	44,2	17,7	8,0	0,0	1,4	1,3	44,2
2009	31,7	9,2	18,2	29,2	15,7	44,6	18,0	7,5	15,5	5,9	0,0	1,3	44,6
2010	0,0	20,1	8,3	16,0	17,0	12,6	21,2	14,6	21,6	14,8	0,0	8,0	21,6
2011	0,0	23,6	34,7	9,3	6,9	35,4	45,4	28,0	6,3	0,0	0,3	1,2	45,4

Source ANRH

Tableau 02: Apports annuels du barrage Deurdeur

Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moyenne
1995-1996	0,187	0,813	0,031	0,031	0,031	6,618	8,23	5,521	7,895	1,807	0,000	0,025	31,19
1996-1997	0	0	0	0	0,533	0,028	0	2,511	0,338	0	0	0	3,41
1997-1998	1,654	1,004	4,578	2,929	0,194	0,028	0,031	0,394	4,323	3,796	6,417	11,131	36,48
1998-1999	12,974	4,058	3,189	0,144	5,085	6,184	14,844	2,322	7,679	10,5	9,385	9,46	85,82
1999-2000	4,331	5,106	2,671	4,281	0,893	0,6	2,6	1,76	4,029	1,422	0,297	5,777	33,77
2000-2001	1,872	3,996	6,404	1,192	11,857	4,117	1,648	3,777	2,699	2,002	1,742	2,402	43,71
2001-2002	2,396	4,39	1,41	0	0,213	0,369	0,369	0,679	3,446	4,455	2,275	0,415	20,42
2002-2003	1,01	0,227	1,548	0,906	9,97	16,589	5,875	3,867	2,171	1,958	2,433	4,668	51,22
2010-2011	0,034	0,513	0,549	0,999	1,109	6,56	3,833	0,32	4,311	0,867	0,419	0,102	19,62
2011-2012	0,083	0,213	0,871	0,586	0,711	5,702	6,934	19,225	2,192	1,542	0,027	1,239	39,33
2012-2013	1,033	0,875	1,691	1,177	3,157	6,829	5,182	4,471	4,164	0,908	0,276	1,294	31,06
2013-2014	1,158	4,33	1,775	1,026	2,337	2,042	19,061	2,167	0,803	2,321	1,626	1,72	40,37
Moyenne	**2,23**	**2,13**	**2,06**	**1,11**	**3,01**	**4,64**	**5,72**	**3,92**	**3,67**	**2,63**	**2,07**	**3,19**	**36,40**

Tableau 03: Série d'apports mensuels à Boukmouri, obtenus à partir de Deurdeur

Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Moyenne
1995-1996	0,051	0,224	0,009	0,009	0,009	1,820	2,263	1,518	2,171	0,497	0,000	0,007	8,577
1996-1997	0,000	0,000	0,000	0,000	0,147	0,008	0,000	0,691	0,093	0,000	0,000	0,000	0,938
1997-1998	0,455	0,276	1,259	0,805	0,053	0,008	0,009	0,108	1,189	1,044	1,765	3,061	10,032
1998-1999	3,568	1,116	0,877	0,040	1,398	1,701	4,082	0,639	2,112	2,888	2,581	2,602	23,601
1999-2000	1,191	1,404	0,735	1,177	0,246	0,165	0,715	0,484	1,108	0,391	0,082	1,589	9,287
2000-2001	0,515	1,099	1,761	0,328	3,261	1,132	0,453	1,039	0,742	0,551	0,479	0,661	12,020
2001-2002	0,659	1,207	0,388	0,000	0,059	0,101	0,101	0,187	0,948	1,225	0,626	0,114	5,616
2002-2003	0,278	0,062	0,426	0,249	2,742	4,562	1,616	1,063	0,597	0,538	0,669	1,284	14,086
2010-2011	0,009	0,141	0,151	0,275	0,305	1,804	1,054	0,088	1,186	0,238	0,115	0,028	5,396
2011-2012	0,023	0,059	0,240	0,161	0,196	1,568	1,907	5,287	0,603	0,424	0,007	0,341	10,816
2012-2013	0,284	0,241	0,465	0,324	0,868	1,878	1,425	1,230	1,145	0,250	0,076	0,356	8,542
2013-2014	0,318	1,191	0,488	0,282	0,643	0,562	5,242	0,596	0,221	0,638	0,447	0,473	11,102
Amin(hm^3)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,009	0,008	0,00	0,088	0,093	0,00	0,00	0,00	0,938
Amax(hm^3)	3,568	1,404	1,761	1,177	3,261	4,562	5,242	5,287	2,171	2,888	2,581	3,061	24,64
Amoy(hm^3)	**0,61**	**0,58**	**0,56**	**0,31**	**0,83**	**1,28**	**1,57**	**1,07**	**1,00**	**0,72**	**0,56**	**0,88**	**10,00**

Tableau.04: Apports enregistrés à la station hydrométrique de Beni Slimene

Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
1973-1974	0,52	0,15	0,17	0,53	0,43	2,32	9,19	6,7	1,56	0,57	0,16	0,09	22,39
1974-1975	0,75	0,2	0,76	0,3	0,26	1,4	3,17	1,01	0,73	0,4	0,04	0,03	9,05
1975-1976	0,59	0,06	1,44	0,77	0,53	8,03	3,66	2,25	2,46	0,96	1,23	0,8	22,78
1976-1977	1,03	0,56	0,98	0,79	2,45	1,2	0,56	1,07	1,34	0,05	0	0,4	10,43
1977-1978	0,02	0	0,36	0,05	0,28	0,21	0,39	2,03	2,62	0,66	0,02	0	6,64
1978-1979	0	0,34	0,37	0,21	1,4	2,64	7,99	2,04	0,42	0,15	0	0	15,56
1979-1980	4,68	0,86	0,86	0,71	5,89	2,19	5,24	2,49	1,92	0,51	0,18	0,01	25,54
1980-1981	0,28	0,11	0,21	2,81	2,2	3,47	2,69	1,18	0,8	0,27	0	0,65	14,67
1981-1982	0,01	0,01	0,02	0,64	1,56	1,9	2,94	1,7	1,13	0,43	0,29	0,19	10,81
1982-1983	0,519	0,421	0,44	0,64	2,56	1,9	0,92	1,7	0,16	0,01	0,29	0,12	9,67
1983-1984	0	0	0,02	0,09	0,19	1,5	0,7	0,69	0,17	0,1	0	0	3,46
1984-1985	0	0,42	0,14	0,38	2,05	1,12	2,27	0,98	0,91	0,02	0	0	8,29
1985-1986	0,7	0,17	0,24	0,23	0,44	0,97	12,93	1,08	0,07	0,04	0	0,01	16,88
1986-1987	0,08	0,92	0,55	2,31	3,74	7,27	3,87	1,4	0,34	0,16	0,31	0,11	21,06

Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
1987-1988	0,02	0,08	0,05	0	0	0	0	0	0,25	0,01	0	0	0,41
1988-1989	0,18	0,13	0,01	1,52	0	0	0,06	0,52	0,08	0	0,01	0,01	2,52
1989-1990	0,48	0,2	0,02	0	0,01	0	0,14	0,23	1,47	0,81	1,5	0,49	5,35
1990-1991	0,56	0,59	0,33	0,49	0,56	1,31	2,26	1,65	0,89	0,34	0,11	0	9,09
1991-1992	0,05	0,63	0,15	0,18	2,36	0,74	0,81	5,3	4,33	1,49	0,92	0,41	17,37
1992-1993	0,57	0,87	2,71	1,53	1,75	1,57	1,65	1,54	0,98	0,01	0	0,74	13,92
1993-1994	0,71	0,03	0	0,03	0,73	0,66	0,3	0,29	0,04	0,01	0	0	2,8
1994-1995	0,62	2,12	0,04	0,07	6,57	2,58	6,18	2,25	1,4	0,69	0,1	0,33	22,95
1995-1996	0	0,98	0,41	0,58	0,88	1,88	2,13	1,79	2,16	2,54	1,86	0,07	15,28
1996-1997	0,09	0,25	0,29	0,51	0,71	0,63	0,47	0,82	0,8	0,16	0	0	4,73
Moyenne	**0,52**	**0,4**	**0,45**	**0,65**	**1,63**	**1,95**	**3,09**	**1,73**	**1,09**	**0,35**	**0,23**	**0,2**	**12,3**

Tableau 05: Série totale d'apports mensuels synthétisé pour Boukmouri

Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
1973-1974	0,42	0,12	0,14	0,43	0,35	1,89	7,47	5,45	1,27	0,46	0,13	0,07	18,20
1974-1975	0,61	0,16	0,62	0,24	0,21	1,14	2,58	0,82	0,59	0,33	0,03	0,02	7,36
1975-1976	0,48	0,05	1,17	0,63	0,43	6,53	2,97	1,83	2,00	0,78	1,00	0,65	18,51
1976-1977	0,84	0,46	0,80	0,64	1,99	0,98	0,46	0,87	1,09	0,04	0,00	0,33	8,48
1977-1978	0,02	0,00	0,29	0,04	0,23	0,17	0,32	1,65	2,13	0,54	0,02	0,00	5,40
1978-1979	0,00	0,28	0,30	0,17	1,14	2,15	6,49	1,66	0,34	0,12	0,00	0,00	12,65
1979-1980	3,80	0,70	0,70	0,58	4,79	1,78	4,26	2,02	1,56	0,41	0,15	0,01	20,76
1980-1981	0,23	0,09	0,17	2,28	1,79	2,82	2,19	0,96	0,65	0,22	0,00	0,53	11,92
1981-1982	0,01	0,01	0,02	0,52	1,27	1,54	2,39	1,38	0,92	0,35	0,24	0,15	8,79
1982-1983	0,42	0,34	0,36	0,52	2,08	1,54	0,75	1,38	0,13	0,01	0,24	0,10	7,86
1983-1984	0,00	0,00	0,02	0,07	0,15	1,22	0,57	0,56	0,14	0,08	0,00	0,00	2,81
1984-1985	0,00	0,34	0,11	0,31	1,67	0,91	1,84	0,80	0,74	0,02	0,00	0,00	6,74
1985-1986	0,57	0,14	0,20	0,19	0,36	0,79	10,51	0,88	0,06	0,03	0,00	0,01	13,72
1986-1987	0,07	0,75	0,45	1,88	3,04	5,91	3,15	1,14	0,28	0,13	0,25	0,09	17,12
1987-1988	0,02	0,07	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,01	0,00	0,00	0,33
1988-1989	0,15	0,11	0,01	1,24	0,00	0,00	0,05	0,42	0,07	0,00	0,01	0,01	2,05
1989-1990	0,39	0,16	0,02	0,00	0,01	0,00	0,11	0,19	1,19	0,66	1,22	0,40	4,35
1990-1991	0,46	0,48	0,27	0,40	0,46	1,06	1,84	1,34	0,72	0,28	0,09	0,00	7,39
1991-1992	0,04	0,51	0,12	0,15	1,92	0,60	0,66	4,31	3,52	1,21	0,75	0,33	14,12
1992-1993	0,46	0,71	2,20	1,24	1,42	1,28	1,34	1,25	0,80	0,01	0,00	0,60	11,31
1993-1994	0,58	0,02	0,00	0,02	0,59	0,54	0,24	0,24	0,03	0,01	0,00	0,00	2,28
1994-1995	0,50	1,72	0,03	0,06	5,34	2,10	5,02	1,83	1,14	0,56	0,08	0,27	18,65
1995-1996	0,051	0,224	0,009	0,009	0,009	1,820	2,263	1,518	2,171	0,497	0,000	0,007	8,577
1996-1997	0,000	0,000	0,000	0,000	0,147	0,008	0,000	0,691	0,093	0,000	0,000	0,000	0,938
1997-1998	0,45	0,27	1,25	0,80	0,05	0,00	0,00	0,10	1,18	1,04	1,76	3,06	10,03

Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
	5	6	9	5	3	8	9	8	9	4	5	1	2
1998-1999	3,568	1,116	0,877	0,040	1,398	1,701	4,082	0,639	2,112	2,888	2,581	2,602	23,601
1999-2000	1,191	1,404	0,735	1,177	0,246	0,165	0,715	0,484	1,108	0,391	0,082	1,589	9,287
2000-2001	0,515	1,099	1,761	0,328	3,261	1,132	0,453	1,039	0,742	0,551	0,479	0,661	12,020
2001-2002	0,659	1,207	0,388	0,000	0,059	0,101	0,101	0,187	0,948	1,225	0,626	0,114	5,616
2002-2003	0,278	0,062	0,426	0,249	2,742	4,562	1,616	1,063	0,597	0,538	0,669	1,284	14,086
2010-2011	0,009	0,141	0,151	0,275	0,305	1,804	1,054	0,088	1,186	0,238	0,115	0,028	5,396
2011-2012	0,023	0,059	0,240	0,161	0,196	1,568	1,907	5,287	0,603	0,424	0,007	0,341	10,816
2012-2013	0,284	0,241	0,465	0,324	0,868	1,878	1,425	1,230	1,145	0,250	0,076	0,356	8,542
2013-2014	0,318	1,191	0,488	0,282	0,643	0,562	5,242	0,596	0,221	0,638	0,447	0,473	11,102

Amin(hm3)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,33
Amax(hm3)	3,80	1,72	2,20	2,28	5,34	6,53	10,51	5,45	3,52	2,89	2,58	3,06	23,60
Amoy(hm3)	**0,5**	**0,4**	**0,4**	**0,4**	**1,2**	**1,5**	**2,2**	**1,3**	**0,9**	**0,4**	**0,3**	**0,4**	**10,0**

Tableau 06:Série des pluies Annuelles :

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1948	1,5	60,9	1,5	11,7	27,5	22,3	36,1	127,2	63,1	29,7	0,6	1,8	383,9
1949	2	3	14,2	57,2	27,3	8,2	26,5	20,3	21,6	1	7	3	191,3
1950	109	6	1	35,3	30,6	31,5	43,8	2,7	27	3	26,8	14,5	331,2
1951	10	111,3	26	10,9	27,6	20,1	8,3	21,1	17,8	15,4	7,1	6,8	282,4
1952	27,4	4,8	6,1	10,7	15	10,7	31,3	4	14	9,1	2,1	0,7	135,9
1953	8	8,9	0,9	11,5	21,1	18,4	23,8	30	5,2	27,3	0,2	15,1	170,4
1954	0	5	2,4	19	47,5	10	5,3	15,6	0,9	7,9	2,5	3,1	119,2
1955	16,8	41,3	13,1	21,8	19,6	58,7	11,9	27,1	7,2	5,5	5	2,8	230,8
1956	0	40,8	18,9	10,3	10	0	13,1	50,9	42,4	6,3	0,2	0	192,9
1957	26,2	52	8,9	23,1	54,8	4,4	14,2	18	1,4	6,4	3,1	3,9	216,4
1958	1,1	29,4	14,1	5,5	2,8	28,9	16,1	13,7	16,4	11	0,4	5,8	145,2
1959	55,3				13,8		35,9	18,8	5,8				
1960	0,5	4,3	1,3	25,6	27,4	0	14,5		9	12,4	10,3	1,5	
1961	0	14,2	12,2	3,7	12,3	23,2	33,2	37,7	26,4	28,1	2,3	1,5	194,8
1962	10,8	5,5	34,8	9,8	5,4	23,1	9,1	24	73,6	31,4	25,9	8,2	261,6
1963	39,5	1,5	1	42,7	8,6	4,4	15,4	25	7,9	0,4	6,7	0	153,1
1964	0,8	12,6	18,8	41,6	25,8	21,7	29,5	15,6	0,7	0,6	8,4	6,8	182,9

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1965	21,6	39	3,5	20,4	1,5	1,5	9,8	9,2	38,9	0	0	0	145,4
1966	28,5	78,3	9,7	5,5		17,1	3,2	27,1	15,4	21,8	0	1,3	
1967	10,5	6,9	61,3	52,3	6,5	35	88,2	11,1	35,6	34,1	5,3	2,7	349,5
1968	0	0	26,8	31,9	19	35,3	57,4	30,1	18,4	52,9	12,5	0	284,3
1969	27,9	131,5	36,2	34,1	43,9	3,6	35,7	25,4	18,2	10,2	17,5	0	384,2
1970	18,4	5,3	4	16,1	27,8	0	36,5	31,5	12,7	4,9	12	2,6	171,8
1971	33,3	14,8	33,3	29,9	66,3	23,4	40,1	14,8	34,9	16,6	0	0	307,4
1972	70,9	120,4	7,2	3,8	11,8	30	17,1	44,4	9,1	23,8	0	1,8	340,3
1973	11,4	0	6,7	25,8	0,5	22,8	43,8	28,3	6,7	46,5	0	0	192,5
1974	27,7	18,5	12,6	0	11,3	28,8	34,4	14,6	63,6	25,5	0	4	241
1975	22,6	0	24,7	27,3	0	30,2	8,2	31,9	43,1	29,6	10,2	1,4	229,2
1976	35,4	33,8	7,9	14	32,9	2,6	0	46,7	13,7	23,1	0,8	7,6	218,5
1977													
1978	0	24,5	12,2	0	52,8	27,5	13,6	20,8	8,6	24,8	2,3	0,9	188
1979	34,3	23	9,9	22,7	24,6	27	22,6	39,4	45,7	0	0	5,7	254,9
1980	17,1	11,4	22,4	34,2	1,7	33,3	19,5	41,6	15	12,5	0,4	27,8	236,9
1981	9,9	9,6	0	11,5	34,9	22,6	25,4	74,2	58,2	14,4	0	3,6	264,3
1982	36,7	30,7	45,6	11,5	0	17,7	1,2	18	0	1,4	4,4	0	167,2
1983	0	1,7	30,2	7,4	9,1	15,3	14,3	11,9	14,2	19	1,2	3,4	127,7
1984	3	21,8	17,2	12,8	20,9	11,2	9	0	31,4	8,9	4,2	0	140,4
1985	23,1	6,2	24,8	25,5	31,9	3,7	47,5	3	4,5	42,9	0	0	213,1
1986	9,9	56,3	55,7	8,8	26,7	23,4	5,7	1,3	13,5	14,7	20,9	4,9	241,8
1987	19,3	30,5	24,3	36,9	6,7	11,5	20,5	30,5	17,2	18,8	0	1,6	217,8
1988	8,7	15	13,2	32,1	13,9	6,2	7,4	33	12,1	15,3	7	22,3	186,2
1989	32	9,7	33,7	19,5	47,5	1,4	53,2	20,1	43,8	7,1	73,9	0	341,9
1990	13,5	7,6	21,4	21,3	8,6	33,7	68,2	3,4	18,5	6,4	0	-999	
1991	-999	76,2	6,9	6,4	68,6	8,2	18,4	31,6	76,1	49	2,3	2,3	
1992	12	6,7	12,3	2,7	0,8	11,5	4,6	19,1	24	0	0	11	104,7
1993	51,5	19	12,4	14,2	16,4	14,9	3,4	8,2	1,8	0	6,5	13,1	161,4
1994	16,9	27,1	9,1	22,8	26,3	24,1	26,7	6,2	1,3	29,8	0	0	190,3
1995	40,2	40	4	16,5	32	43,4	38,9	33,9	27,9	72,7	0,6	3,5	353,6
1996	18,7	4,2	12	37,4	41,2	11,2	0	40,8	13	3	0	24,1	205,6
1997	56,4	15,6	30,2	8,7	9,1	19,9	1,3	-999	84,7	3,5	3,5	0	
1998	11,3	16,5	6,7	3,5	41,7	22,2	69,8	14	0	2,3	0	6,5	194,5
1999	81,3	39,1	12,1	49,7	0		3,6	10,1	4,7	4,2	0	1,6	
2000	8,3	10,1	37,3	28,4	46,9	9	1	27,4		0	0	0	
2001	66,3	8,1	7,5	16,4	8,3	12,5	0,7	11,5	1	0,5	5,6	19,1	157,5
2002	6,3	3,2	35,5	14,5	63,9	33,6	3,4	18,5	0,3	5,3	4,5	0	189
2003	43,5	61,9	56,7	65,6	13,4	11,5	26,2	42,7	53,2	0	9,2	30,9	414,8
2004	18,7	16,1	15,1	26,5	3,8	16,6	18,6	3	6,2	24,1	0	0	148,7
2005	16	55,1	23,4	19,5	30,6	45,2	4,4	30,3	51,5	0	5,5	3,6	285,1
2006	11	0	6	23,1	8,4	9,5	44,6	26,5	16		6,6	19,6	
2007	70,1	69		7,5	5,5	35,2	22,2	3,3	26,5	11,9	4	21	
2008	15,3	49,9	10,3	12,6	12,5	9,5	26,9	49	10,1	2	3,3		
2009	80,3	5,9			12,5	48,7	21,8	16,5	33,8	9,5	0	21	
2010	2,5	40,9	11,3	5,8	17,3	14,9	25,7	53,8	39		0	0	
2011	5,2	31,9	49,5	2,5	0,4	0	24,1	0	2,5	0	0	0	116,1

Tableau 07:Série des pluies journalières maximales

Année	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	année
1948	1,5	22	1,5	4,3	8,5	9,8	9,7	33,1	17,2	23	0,6	1,8	33,1
1949	2	3	6,3	22	12,5	5	10	6,2	12	1	7	2	22
1950	21	1,5	1	15	14,3	14,3	18,8	1,2	18,9	2,5	9	12	21
1951	10	33,2	10,5	2,5	8,1	8,1	4	5,6	7	7	2	2,8	33,2
1952	10,3	4,5	2	3,5	5	4,2	13,6	2,2	9,8	2,2	1,4	0,7	13,6
1953	4,8	3,4	0,7	8,1	7,4	6,6	8,2	9,5	2,4	11,5	0,2	9,9	11,5
1954	0	2,7	1,1	8	13,5	4,5	1,4	8,4	0,4	2,6	0,8	1,4	13,5
1955	7,6	18	10,4	11,2	9	21,7	7,7	13,4	4,3	4,3	5	1	21,7
1956	0	21	14,6	6,8	5,6	0	7	16,1	19,6	5,6	0,2	0	21
1957	16,8	14,2	2	12,7	17	2,3	7,7	14,4	0,7	6,2	3,1	1,6	17
1958	1,1	17,3	5,8	1,4	0,8	12,7	5,3	9,3	6,7	3,1	0,4	3	17,3
1959	15,9				4,5		11,1	10,4	3,7				
1960	0,5	4	0,7	6	15,7	0	14		4,5	7,1	6,8	1,5	
1961	0	4,5	5,2	1,8	5,5	10	10,3	21	22,4	24,1	1,5	1	24,1
1962	6,5	5,5	9,8	2,5	1,8	5,6	3,7	8	30,1	11,2	9,5	4,1	30,1
1963	33	1,5	1	10,7	2,7	3,4	6	15	6,4	0,4	3,5	0	33
1964	0,8	8,1	6,6	10,9	4,9	13,8	12,9	11,1	0,7	0,6	4,3	6	13,8
1965	12	8	1,6	12	0,8	0,8	4,9	3,1	16,5	0	0	0	16,5
1966	18	34,9	5,5	2,6	-999	6,7	3,2	5,2	9,4	17,2	0	1,3	
1967	6	5	17,3	27,8	3,2	11,1	38	11,1	25	26,1	2,3	1,5	38
1968	0	0	9	12,9	13,2	17,7	14,7	18,3	9,3	26,5	6,3	0	26,5
1969	11,8	30,5	11,8	5,6	11,3	2,6	12,3	12	6,2	7,6	13,1	0	30,5
1970	16,1	3,5	4	5,6	11,7	0	14,8	12,2	6,1	3,6	4,9	2,6	16,1
1971	8,8	8,9	16,6	7	31,2	9	7,5	4,6	17,7	9,7	0	0	31,2
1972	22,3	30,2	3,7	2,3	4,1	8,1	9,9	18,5	9,1	6,4	0	1	30,2
1973	9,1	0	3,6	8,6	0,5	7,7	15,8	8,4	6	22	0	0	22
1974	16,6	7,8	4,3	0	5	8	8,5	6,4	16,5	23	0	4	23
1975	14	0	13,5	8,2	0	7,3	3	9,4	15	15,3	7,6	1,4	15,3
1976	11,2	10,7	2,7	4	11,9	2	0	25,6	9,3	12,6	0,8	4,3	25,6
1977	0,6	7	17,2	11,3	7,2	5,3	5,7	13,1	9,3	0,9	0	0,5	17,2
1978	0	7,3	5,9	0	12,8	6,2	6	8,3	4,8	12,7	2,3	0,9	12,8
1979	15	4,4	3,3	12,2	5,8	7,2	7,1	11,8	14,5	0	0	5,2	15
1980	8,2	7,4	6,5	17,3	0,9	14,7	5,8	10,4	10,4	8,3	0,4	11,4	17,3
1981	9,9	6,5	0	8,4	7,8	10,2	7	60,8	17,8	7,2	0	3,6	60,8
1982	15,6	21,4	10,8	3,3	0	4,1	1,2	18	0	1,4	4,4	0	21,4
1983	0	1,7	10,3	2,6	3,5	8,6	13	4,3	5,9	17,6	1,2	3,4	17,6
1984	2,5	15,8	7,3	4,7	5,8	4,2	2,2	0	8,2	5,2	4,2	0	15,8
1985	7,1	3,6	11,9	9,5	16,2	1,1	32,6	1,5	2,6	36,4	0	0	36,4
1986	7,4	37,4	42,5	3	8,2	6,8	2,8	0,7	7,4	8,4	10,2	2,4	42,5
1987	17,2	27,2	11,9	26,4	1,5	6	12,6	16,2	8,5	9,4	0	1,6	27,2
1988	6,4	10	3,8	11,8	10,4	3,2	4,4	13,2	8,5	8,7	3,6	9,6	13,2
1989	15	6,3	9,6	6,9	16,2	1,4	18,4	6,7	15,2	4,1	44,6	0	44,6
1990	4,5	3,1	9,2	8,5	8,2	8,6	17,5	3,4	5,7	3,6	0		
1991	-999	29,6	6,2	3,2	46,7	5,6	7,2	16,1	21,7	28	2,1	1,6	
1992	10,5	6,2	8,3	2,4	0,8	8,4	1,7	10,8	14,6	0	0	6,6	14,6
1993	19	7,5	5,7	11,2	5,5	7,7	3,4	6,2	1,4	0	6,5	11,8	19
1994	8,7	8	3,9	15	7,5	20,5	11,2	2,3	1,3	14,3	0	0	20,5
1995	17,5	18,2	2,5	4,8	10	16	16	8,1	8	23,5	0,6	2,9	23,5
1996	9,7	2,3	10	15	10,4	5,8	0	13	8	3	0	7,8	15
1997	26,4	7,6	9,5	3,4	3,6	10,5	1,3		34,2	2	3,5	0	
1998	7,3	16,5	3,2	2,1	11,6	6,2	38,9	14	0	1,4	0	6,5	38,9

Année	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	année
1999	24	10,3	3,2	32,5	0		2	3,6	1,2	4,2	0	1,1	
2000	3,6	6,2	14,2	6	9,7	3,6	1	13		0	0	0	
2001	22	4,1	5	4,5	4	9,5	0,4	9,5	0,5	0,5	2,2	7,4	22
2002	3,7	1,7	12,1	5,5	15	9,5	1,7	11	0,2	2,5	4,5	0	15
2003	23	21,6	18,7	18	3,8	7,2	10,6	16,6	11,6	0	5	17	23
2004	10	6,8	11,8	7,3	3,3	3,7	7,3	3	6,2	16,1	0	0	16,1
2005	7,5	36,2	11,2	9,5	13	17,5	2,3	26,2	13,5	0	4	3	36,2
2006	4,2	0	6	7	6,1	3	28,1	11,2	12,2		4,7	11,5	
2007	36,4	30		5,2	4	28,9	8	2	8	9,5	4	19,8	
2008	7,5	12,8	3,4	5,5	4,2	4,5	10,2	23	3,4	1	3,3		
2009	43	4,5			6,7	20,5	12,2	16,5	15,3	8	0	21	
2010	2,5	15,6	4,2	4,6	6,8	6,6	11	25	18		0	0	
2011	5,2	9,5	17,2	2,5	0,4	0	13	0	2,5	0	0	0	17,2

Tableau 08:Série des pluies annuelles de la station Derrag (01.13.02)

Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
1914	0,3	58	40,2	45,2	155,2	46,3	46,5	33,2	168,8	4	11	0,5	609,2
1915	47,7	37,1	86	41,3	28	119,2	99,7	29,3	118,3	62,8	2	4	675,4
1916	19,4	10,9	230	38,7	138,8	96,9	101,6	35,3	37,6	80	0	0	789,3
1919	0	0	15	20	12	59	16	0	50	34,9	0	0	206,9
1921	22,7	20,9	53,7	52,8	60,9	23,2	0	0	2,8	40,2	0	5,1	282,3
1922	2,8	45,6	26,4	42	141,3	31,9	129,9	52,1	128	33,1	10	15,7	658,8
1923	0	37,6	42,2	77	47,6	121,4	76,8	29,2	4,4	3,2	0	0	439,4
1925	17,8	47,3	31,4	19	15,3	25,2	37,7	55,6	21,3	0	5,1	20,8	296,5
1926	33,1	14,9	30	22,5	161	60,1	33	0	42,8	30,1	0	1,3	428,8
1928	87	118	43	129	89,2	141,3	55,4	11	131,3	22	0	9	836,7
1929	66,3	22	67,6	77,2	111,3	106	47,1	99,3	61,5	2,1	0	0	660,4
1930	17	11,5	2,2	312	82,7	79,6	37,6	52,6	2,5	27,6	11,2	9,5	646
1931	36,7	36	29,8	137	77,5	77	25	41	32	5,5	0	2,5	499,9
1933	64	0	89,5	152	179,9	71,3	135,2	23,8	91,9	9,5	1	29,8	847,4
1934	25,8	48,9	84,2	78,3	86,6	48,8	75,5	131,3	91,8	13,8	0	34,8	719,8
1935	11,8	145	67	83,2	35,3	115,3	108,2	111,1	250,8	47,1	0	35	1010,2
1936	28	135	75,8	93,1	35,6	19	86,6	65,5	41,4	21,8	0	26	627,3
1937	37,3	105	30	238	73,4	61,4	9,4	70,4	80,7	29	6,3	5,4	746,1
1951	23,7	289	206	64,9	105,7	48,4	19	101,5	67,5	10,8	13	16,1	965,5
1952	48,6	7,9	23,2	52,7	55,8	35	117,5	15,9	22,5	19	8,8	3,8	410,7
1953	66,8	54,9	13	53,4	32,2	82,6	47,3	176,6	12,8	16,1	2	4,1	561,8
1954	4,4	28,2	51,4	48,3	189,1	40,7	53	134,4	20	23,4	0	3,7	596,6
1967	26,5	18,2	103	84,8	17,2	83	97,2	32,5	26,2	0	0	0	488,7
1968	0	0	71,2	109	57,6	63,8	36,4	66,2	4,2	24,3	0	0	433,1
1969	26,2	150	29,8	136	55,8	0	54,2	16,8	62,8	0	9,1	0	539,9
1970	18,2	10,1	0	36,3	107,5	12,1	50,1	101,9	69	7,9	0	0	413,1
1971	53,8	31,7	82,6	51,8	109,5	118,1	81,1	21,4	53,8	13,3	0	23,5	640,6

Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
1972	41,7	83	32,8	53,7	69,1	76,3	84,6	79,2	1,4	29,6	0	0	551,4
1973	29,7	0	19,8	111	0	95,4	125,9	55,8	12,7	29,4	24,6	0	504,5
1976	39,5	129	66	68,5	58,5	29,6	7	65	42,3	0	1,5	7,8	514,7
1977	7	21	49,6	69,7	96,7	23,6	75,2	82,8	66,1	2,4	0	0	494,1
1978	0	118	49	5,5	113,1	84,7	52	52,8	11,4	28,6	0	0	515,2
1979	144	95,1	69	17,2	95,1	62	165,7	71,2	64	0	0	3,9	786,7
1980	14,5	12,5	41,3	168	7,6	114,8	55,3	38,7	13,2	3	0	26,7	495,7
1981	4	17,6	1,1	93,1	83,6	79,5	32,6	60,5	54,9	5,4	0	0	432,3
1982	30	95,6	126	45,7	0	47,1	19,9	13,4	0	0	0	1,5	379,3
1983	0	11,6	82,4	34,4	90,6	50,6	49,2	44,9	41,7	15,3	4,2	0	424,9
1984	14	138	55,9	43,5	58,9	73,3	87	14,1	59,6	0	8,6	0,7	553,6
1985	65,2	2,7	57,1	51	115,7	97,2	125,1	22,4	2,9	31	0	12,5	582,8
1986	20,5	46,1	78,6	71,7	86	198,5	26,6	7,3	22	11,4	5,9	5,6	580,2
1987	5,5	17,7	79,3	35,6	37	27,3	31,2	33	32,4	16,4	0	0,1	315,5
1988	19,4	48,5	13,7	159	10	18,9	49,2	75,9	24,7	32,5	15,2	25,8	493
1989	47,6	15,5	38,9	42,9	91,5	5,5	42,5	63,5	65,3	17,4	17,5	9,8	457,9
1990	50,9	24,1	49,7	75,4	46,6	58,8	112,5	36,8	10,3	6	3,6	12,1	486,8
1991	14	98,7	17,6	19,5	200,6	17,3	57,5	71,4	107,5	22,9	14,9	4,2	646,1
1992	11,4	33,2	47	43,2	6	61	17,8	47,1	68,5	0,5	3	2,9	341,6
1993	52,8	33,6	51,7	26,9	75,6	44,8	2,8	27,4	6,3	0,5	2,6	4,4	329,4
1998	84,6	65,7	53,4	166	165,1	101,7	162,6	14,7	12	0	0	18,9	844,2
1999	56,1	33,3	51,5	143	7,9	2,1	4,1	36,6	8,2	0	1,3	0,9	344,7
2000	18,6	36,9	117	83	185,2	36	8,6	44,1	63,5	0	0	8,7	601,6
2001	51,3	16,3	74,4	41,4	17,3	37,1	21,5	51,3	12,1	0	0	15,1	337,8
2002	15	15	119	45,2	176,3	153,2	7,8	81,9	5,4	7,1	5,9	15	646,7
2003	18,3	77,1	110	140	54,3	44,8	42,6	50	119,6	1,4	0,3	7,8	666,4
2004	18,2	29,9	69,3	84,7	39,2	73,2	27,3	16,2	2,3	6,7	0	4,7	371,7
2005	19,1	75,7	47,3	75,6	118,9	93,6	24,5	52,9	79,6	4,6	2,5	5,1	599,4
2006	28,2	6,1	4,8	67,1	16,4	56,9	207,1	73,5	17,5	0	3,3	0	480,9
2007	21,2	55,8	47	42	27,6	39,4	101	4,5	40,1	13,3	8	1,9	401,8
2008	44,8	52,1	64,5	70,5	111,9	24,4	126,9	122,4	13,7	0	1,4	2,4	635
2009	74,2	17,6	59,8	95,6	75,2	141,7	64,3	10,3	57,5	9,8	0	2,4	608,4
2010	0	65,4	62,9	64,5	72,5	82,3	30,1	52,7	79,5	28,3	0	8	546,2
2011	0	50,5	97,2	28	8,7	110,4	101,2	124,3	8,1	0	0,3	2,3	531

Tableau 09: Test d'homogénéité des pluies journalières maximales de la station Derrag (01.13.05)

Année	X	Y		Rang (i)	Série classée	Appartenance	Rangs des Xi
1914	35,0			1	21,4		
1915	92,0			2	21,6		
1916	48,0			3	21,7	X	3
1919	26,0			4	22,7		
1921	40,0			5	26,0	X	5

Année	X	Y		Rang (i)	Série classée	Appartenance	Rangs des Xi
1922	70,1			6	26,0		
1923	45,1			7	26,9		
1925	21,7			8	29,0		
1926	30,0			9	30,0	X	9
1928	77,8			10	30,0		
1929	61,5			11	30,6		
1930	85,3			12	35,0	X	12
1931	48,5			13	35,4	X	13
1933	78			14	37,2		
1934	59,6			15	37,6		
1935	50,7			16	37,7		
1936	44,6			17	38,7		
1937	52,7			18	39,1		
1951	104,3			19	40,0	X	19
1952	35,4			20	41,4		
1953	75			21	41,5		
1954	45,9			22	43,3		
1967	44,8			23	44,2		
1968	46,2			24	44,4		
1969		41,4		25	44,6	X	25
1970		49,2		26	44,6		
1971		54,3		27	44,8	X	27
1972		48,7		28	45,1	X	28
1973		37,6		29	45,4		
1976		30,0		30	45,4		
1977		61,0		31	45,9	X	31
1978		44,4		32	46,2	X	32
1979		123		33	47,2		
1980		37,7		34	47,3		
1981		57,4		35	48,0	X	35
1982		47,2		36	48,4		
1983		47,3		37	48,5	X	37
1984		99,3		38	48,7		
1985		55,9		39	49,2		
1986		53,8		40	50,7	X	40
1991		21,4		41	52,7	X	41
1992		30,6		42	53,7		
1993		22,7		43	53,8		
1994		26,9		44	54,3		
1995		70		45	55,9		
1996		39,1		46	57,4		
1997		38,7		47	59,6	X	47
1998		48,4		48	61,0		

Année	X	Y		Rang (i)	Série classée	Appartenance	Rangs des Xi
1999		43,3		49	61,5	X	49
2000		41,5		50	70,0		
2001		37,2		51	70,1	X	51
2002		78,3		52	75,0	X	52
2003		45,4		53	77,8	X	53
2004		26		54	78,0	X	54
2005		53,7		55	78,3		
2006		79,7		56	79,7		
2007		29		57	85,3	X	57
2008		44,2		58	92,0	X	58
2009		44,6		59	99,3		
2010		21,6		60	104,3	X	60
2011		45,4		61	123,0		

Annexe II:Géotechnique

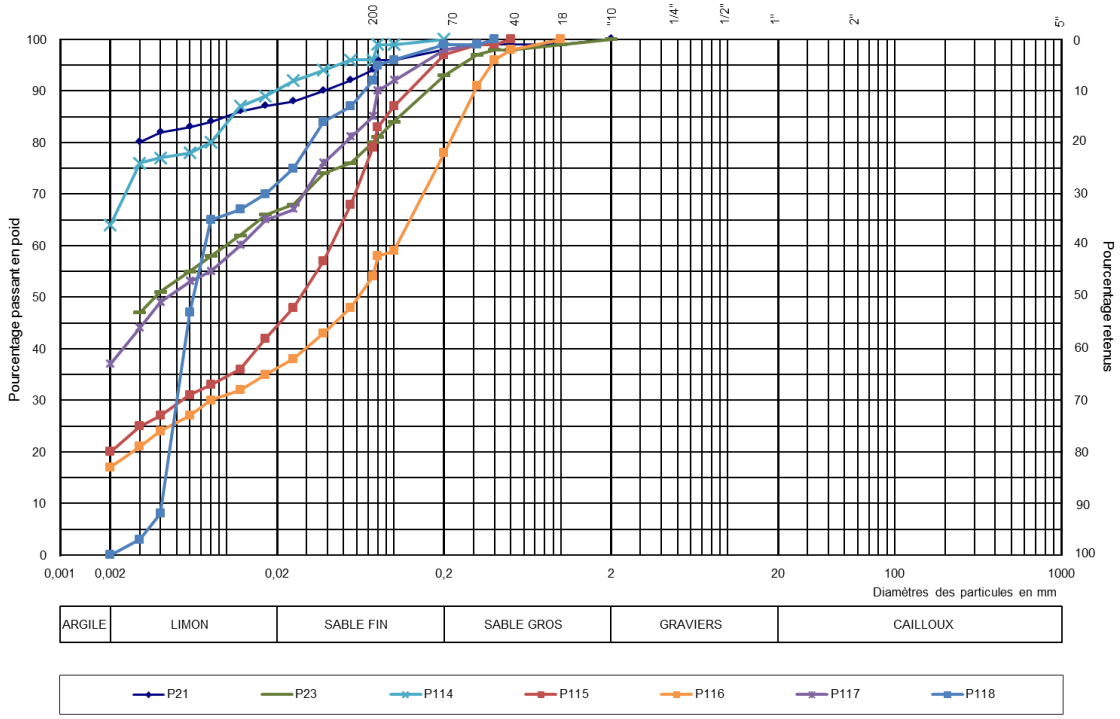


Figure 01 – Courbes granulométriques des argiles de la zone d'emprunt EA1

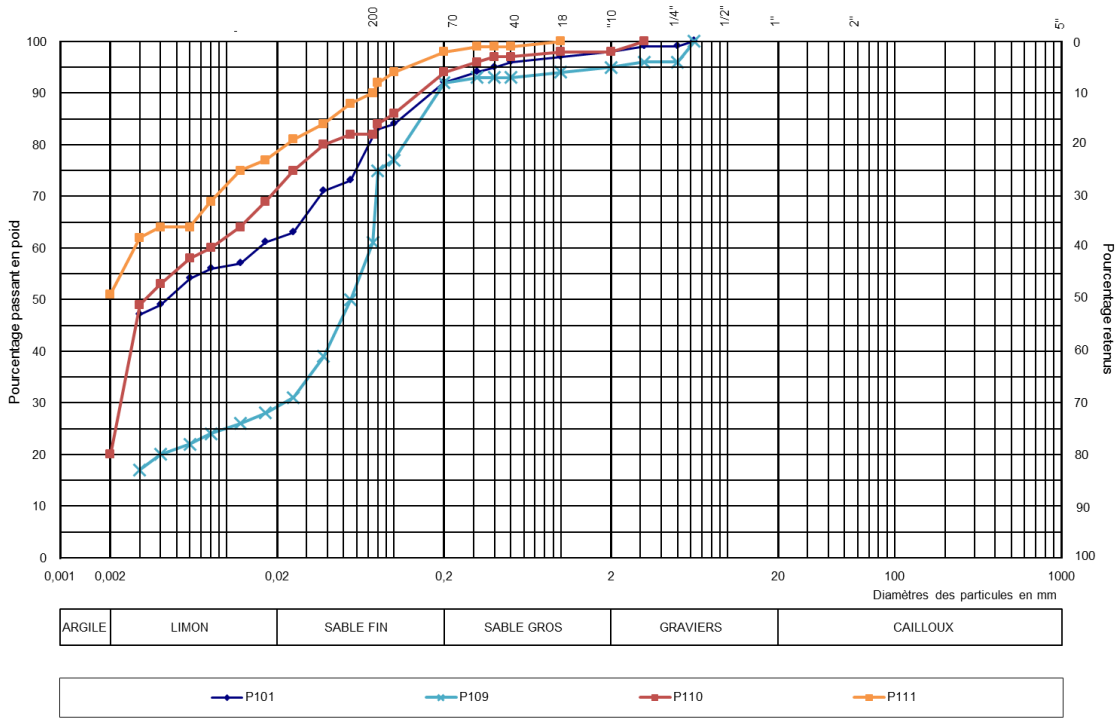


Figure 02– Courbes granulométriques des argiles de la zone d'emprunt EA2

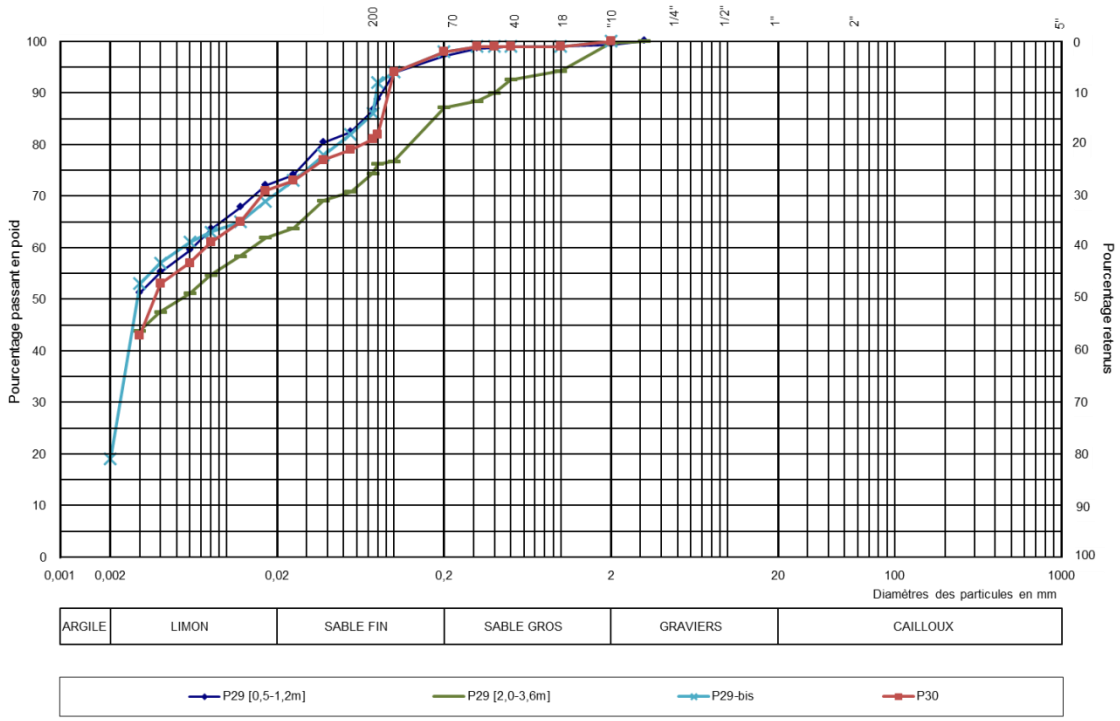


Figure 03 – Courbes granulométriques des argiles de la zone d'emprunt EA3

Tableau 01: Essais d'identification (puits des zones d'emprunt EA1, EA2 et EA3).

Zone d'emprunt	Puit	Prof. (m)	Limites d'Atterberg			W_n (%)	γ_s (kN/m^3)	Densité		Proctor Normal	
			W_L (%)	W_P (%)	I_P (%)			humide	sèche	W_{opm} (%)	$\gamma_{d\ max}$ (kN/m^3)
EA1	P21	2.50 - 3.00	70	30	40	28.3	-	17.8	13.8	11.0	14.1
	P23	3.00 - 3.70	55	27	28	19.1	26.6	18.0	15.1	18.1	15.1
	P114	3.00 - 3.70	87	35	52	26.7	25.9	-	-	10.2	13.7
	P115	3.00 - 3.70	30	18	12	13.5	-	-	-	15.3	17.4
	P116	2.80 - 3.10	29	20	9	8.1	25.3	-	-	14.5	15.8
	P117	0.30 - 1.80	47	14	33	18.3	-	-	-	20.3	16.3
	P118	2.80 - 3.20	70	26	44	23.4	25.6	-	-	18.9	13.6
EA2	P101	0.30 - 1.90	48	32	16	19.6	-	-	-	-	-
	P109	0.30 - 2.60	29	18	11	12.5	-	18.6	16.6	17.1	16.4
	P110	0.80 - 3.50	50	23	27	19.0	25.4	18.0	15.1	18.1	15.6
	P111	3.00 - 3.50	58	23	35	22.0	-	18.4	15.1	21.8	14.4
EA3	P29	0.50 - 1.20	69	36	33	19.4	25.7	18.1	15.2	19.2	15.3
	P29	2.00 - 3.60	32	21	11	9.9	26.3	16.1	14.6	9.5	21.4
	P29Bis	0.30 - 2.70	66	19	47	27.5	25.6	-	-	11.1	13.7
	P30	1.70 - 3.20	50	26	24	17.9	-	17.0	14.4	10.0	16.6

Tableau 02 : Analyses chimiques (puits des zones d'emprunt EA1, EA2 et EA3).

Zone d'emprunt	Puit	Prof. (m)	Analyse Chimique du Sol					
			Insolubles (%)	Chlorures (%)	Sulfates (%)	Sels solubles (%)	Carbonates (%)	Matière organique (%)
EA1	P23	3.00 - 3.70	63.03	1.03	0.58	1.61	20.68	6.12
	P114	3.00 - 3.70	42.73	0.32	0.94	1.25	14.08	14.35
	P115	3.00 - 3.70	-	-	-	-	14.52	-
	P116	2.80 - 3.10	47.92	0.18	0.45	0.63	15.40	4.55
	P117	0.30 - 1.80	-	-	-	-	11.44	-
	P118	2.80 - 3.20	50.25	0.21	1.66	1.88	10.12	8.08
EA2	P109	0.30 - 2.60	-	-	-	-	13.64	4.09
	P110	0.80 - 3.50	50.01	0.28	0.91	1.19	9.24	7.66
	P111	3.00 - 3.50	-	-	-	-	11.44	11.09
EA3	P29	0.50 - 1.20	-	-	-	-	-	5.27
	P29	2.00 - 3.60	-	-	-	-	-	5.27
	P29Bis	0.30 - 2.70	-	-	-	-	12.32	13.72
	P30	1.70 - 3.20	66.57	0.11	0.95	1.05	18.92	4.42

Tableau 03: Essais d'identification de la zone d'emprunt pour les recharges.

Zone d'emprunt	Puit	Prof. (m)	Limites d'Atterberg			W_n (%)	Proctor Normal	
			W_L (%)	W_P (%)	I_P (%)		W_{opm} (%)	$\gamma_{d\ max}$ (kN/m^3)
ER1	P19	0.60 - 1.80	54	38	16	10.14	-	-
	P112	0.30 - 2.00	-	-	-	-	14.03	18.15

Annexe III:Ouvrages annexes

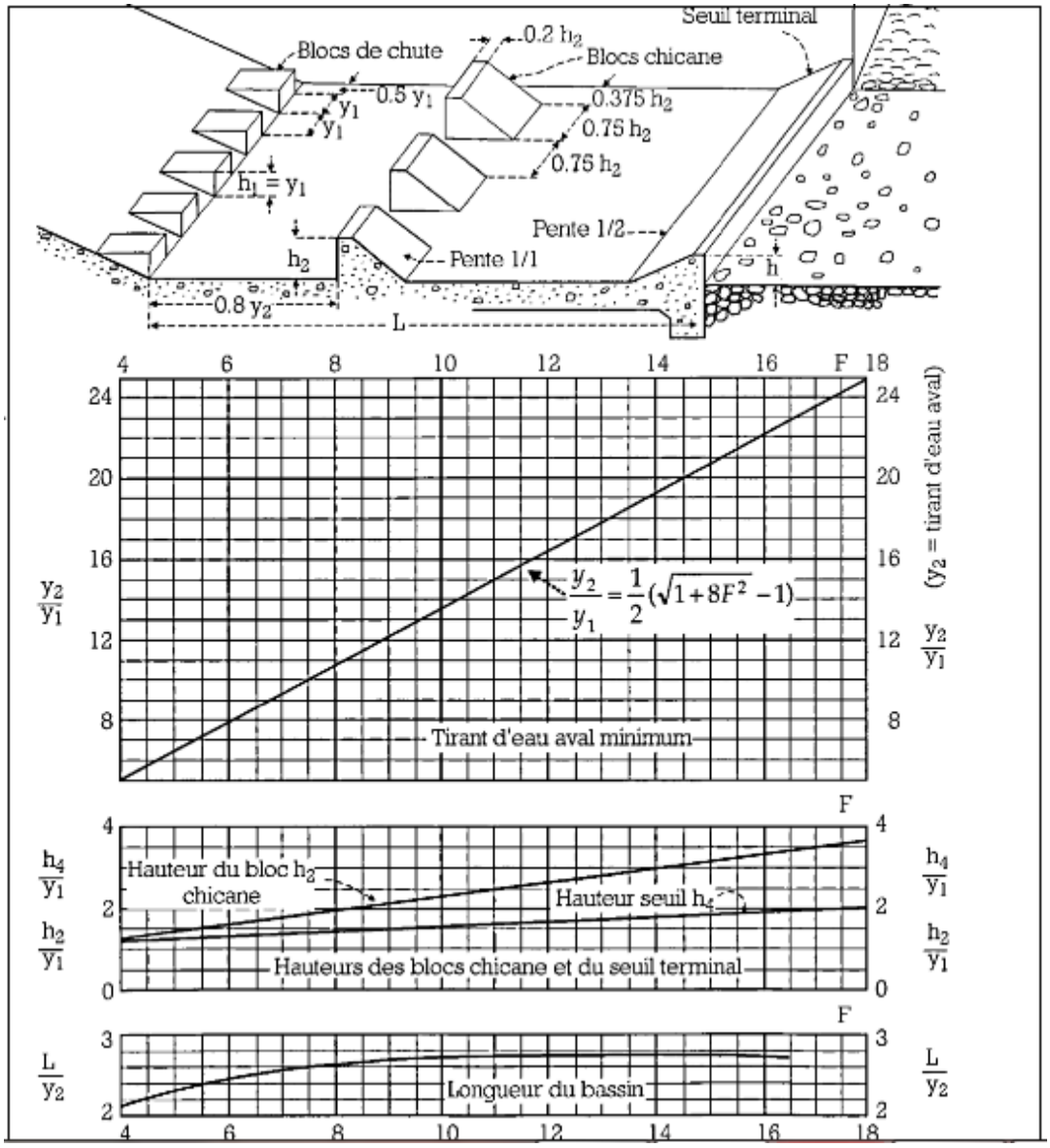


Figure 01:Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation de type II (Source "design of small dams").

Tableau 01: Quelques valeurs de n coefficient de rugosité de Manning.

N°	Type du canal ouvert	n
1	Ciment très lisse, bois bien raboté	0.010
2	Bois raboté, rigoles de bois neuves, fonte revetue	0.012
3	Bon tuyau d'égout vitifié, bonne maçonnerie de brique, tuyau de béton moyen, bois non raboté, canivaux de métal lisse	0.013
4	Tuyau d'égout de terre moyen et tuyau de fonte moyen, garniture de ciment moyenne.	0.015
5	Canaux à même la terre droits et en bon état	0.023
6	Canaux à même la terre, état moyen	0.027
7	Canaux découpés dans le roc	0.040
8	Rivières en bon état	0.030