

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 d'une retenue collinaire sur Oued Chaaba
(W.Batna)**

PRESENTE PAR :

Melle OUABED YASMINE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r B. BENLAOUKLI	Maitre De conférence (A)	Président
M ^{me} A. ADDOU	Maitre Assistante (A)	Examinatrice
M ^{me} N. SAIL	Maitre Assistante (A)	Examinatrice
M ^r S. TOUMI	Maitre De conférence (B)	Examineur
M ^r M.K. MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Juin 2017

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 d'une retenue collinaire sur Oued Chaaba
(W.Batna)**

PRESENTE PAR :

Melle OUABED YASMINE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r B. BENLAOUKLI	Maitre De conférence (A)	Président
M ^{me} A. ADDOU	Maitre Assistante (A)	Examinatrice
M ^{me} N. SAIL	Maitre Assistante (A)	Examinatrice
M ^r S. TOUMI	Maitre De conférence (B)	Examineur
M ^r M.K. MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Juin 2017

∞ Remerciements ∞

Je remercie Dieu le tout puissant, de m'avoir donné la santé, le courage et la volonté qui m'a permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

J'adresse ma profonde reconnaissance à mon promoteur, Mr Mustapha Kamel Mihoubi qui m'a chaleureusement accueilli au sein de son service, et a toujours su me soutenir et m'épauler dans tous les moments. Je le remercie pour ses nombreux conseils, ainsi que pour son aide précieux tout au long de mon cursus.

Je souhaiterai exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien, les encouragements et l'aide qu'a pu m'apporter mon enseignant Mr : Ayoub Zeroual

Je remercie également tous le corps enseignant de L' ENSH, qui m'ont encadré durant toutes les années d'études.

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

Une mention spéciale à ma famille et à mes amis pour m'avoir aéré l'esprit et pour la motivation qu'ils m'ont apportée tout au long de ce travail.

œ Dédicace œ

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :

A Mon père, ce travail est le fruit de tes efforts, de ton amour, de tes prières et de tes encouragements. Tu as consacré le meilleur de toi même à notre éducation et à notre réussite. Puisse le Seigneur me permettre de te le rendre au centuple.

A ma mère qui m'a toujours motivé à sa manière ce travail n'aurai jamais vue le jour sans tes encouragements. Tes soutiens et conseils sans limites dont j'ai toujours bénéficiés durant tout mon cursus et qui ont fait de moi une battante à la recherche du succès. Très tôt, tu as cru en moi, tu m'as toujours encouragé à me surpasser. Ton soutien tant psychologique, que matériel ou didactique ne m'a jamais fait défaut, ce travail est le tien.

A Mon Frère (mon bonheur ma moitié et m'a leurre d'espoir)

A toute la famille Ouabed, Ouaret et Ifticen.

A Celle qui m'a élevé DIDIA

A toute personne qui m'a enseigné

A Mes très chères cousines et cousins (que j'aime particulièrement)

A Mes Oncles, Tantes, Leurs Epoux Et Epouses.

A Toute les personnes chères à mes yeux partout où elle se trouvent :
Wassila, Merieme, Mimi ,Romeissa ,Hanane, Selma, Abdou, Aymen, Yacine, Magbi, Shikou et AB.

A Khaled qui m'a énormément soutenue

A tout les membres du groupe de la FIE 2017

A Mon côté persévérant qui a lutté contre la fatigue et qui a géré et surpassé tous les obstacles qui m'ont ralenti durant tous mon cursus

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I	Situation et description du site d'étude
Introduction :	1
I.1. Reconnaissance du site	1
I.2. Situation géographique du site	1
I.3 Situation géographique	2
I.4. Description sommaire de la retenue	3
I.5. Caractéristique morphologique	3
I.6. Implantation de l'évacuateur de crue	3
Conclusion	3

Chapitre II	Etude géologique et géotechnique du site
Introduction	4
II.1. Sismicité du site	4
II.2. Géologie régionale	5
II.3. Géomorphologie du bassin versant	6
II.4. Géologie du bassin versant	7
II.5. Aperçu hydrogéologique du bassin versant	9
II.6. Géologie du site de la retenue	9
II.6.1. Géologie du site de la cuvette	9
II.6.2. Géologie du site de la retenue	10
II.7. Perméabilité des formations du site de la retenue	11
II.8. Stabilité des terrains du site de la retenue	11
II.9. Etude de variante d'axe possible de la retenue	12
II.9.1. Caractéristiques morphométriques de la digue pour l'Axe N° 01	12
II.9.2. Caractéristiques morphométriques de la digue pour l'Axe N° 02	12
II.10. Utilités et indispensabilités des cas de variantes	13
II.11. Etude géotechnique	13
II.11.1. Travaux de reconnaissance	13
II.11.1.1. Au niveau du site de la retenue	13
II.11.1.2. Au niveau des zones d'emprunt	13

II.11.2. Essais de laboratoire	14
II.11.2.1. Type et mode opératoire	14
II.11.2.2. Nombre d'essai	14
II.11.3. Résultats des essais de laboratoire et leur interprétation	14
II.11.3.1. Terrains de fondation de la digue	15
II.11.3.2. Les caractéristiques géotechniques des sols de fondation de la digue.....	16
II.11.4. Interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur les sols de fondation de la digue	17
II.11.5. Matériaux de construction de la digue	17
II.11.5.1. Zone d'emprunt n°1	17
II.11.5.2. Les caractéristiques géotechniques des sols de la zone d'emprunt n°1	17
II.11.5.3. Interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur les sols de la zone d'emprunt n° 1	19
II.11.6. Zone d'emprunt n° 2	20
II.11.6.1. Les caractéristiques géotechniques des sols de la zone d'emprunt n° 2	20
II.11.6.2. Interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur les sols de la zone d'emprunt n°2	20
II.11.7. Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue	21
II.11.7.1. Remblai de la digue	21
II.11.7.2. Terrain de fondation de la digue	22
Conclusion	22

Chapitre III

Etude hydrologique

Introduction	23
III.1. Bassin versant	23
III.1.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant	23
III.1.2. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant	33
III.2. Caractéristiques climatique du bassin versant :.....	38
III.2.1. Température de l'air	38
III.2.2. Humidité relative de l'air	40
III.3. Etude des précipitations	42
III.3.1. Critique des séries d'observation des stations pluviométriques.....	42
III.3.1.1. Choix de la station de référence	42
III.3.1.2. Homogénéité des séries pluviométriques	42

III.3.1.3. Répartition des pluies annuelles et mensuelles sur le bassin versant	43
III.3.1.4. Pluies annuelles fréquentielles	43
III.3.1.5. Pluies journalières maximales	44
III.3.1.6. Homogénéité des pluies maximales journalières	44
III.3.1.7. Ajustement des pluies maximales journalières	46
III.3.2. Choix de la loi d'ajustement	47
III.3.2.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	48
III.3.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale.....	50
III.3.2.3. Test de validité de l'ajustement (Test de Khi carrée).....	54
III.4. Etude des apports	54
III.4.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A_0)	56
III.4.2. Caractéristiques de l'écoulement	56
III.4.3. Coefficient de variation	56
III.5. Estimation fréquentielle des apports	57
III.5.1. Estimation à partir de la distribution log normale	58
III.6. Apport solides	59
III.6.1. Estimation de l'érosion spécifique	59
III.6.2. Calcul du volume mort	60
III.7. Etude des Crues.....	60
III.7.1 .Formules empiriques pour la détermination de la crue	61
III.7.2. Hydrogramme de crue	61
III.8. Choix de la crue de projet	65
III.8.1. Choix de la crue du chantier	66
III.8.2. Calcul du volume de la crue :	68
III.9. La régularisation	69
III.9.1. Répartition mensuelle de l'apport 80%	69
III.9.2. Répartition mensuelle des besoins	69
III.9.3. Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»	70
III.9.4. Calcul du volume utile	70
III.9.4.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	70
III.9.4.2. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :	72
III.9.4.3. Evaporation :	73

III.10. Laminage des crues :	80
III.10.1. Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993) :	80
III.10.1.1. Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière :	80
III.10.1.2. méthode de Muskingum :	81
III.10.1.3. Principe de la méthode de solution :	81
III.10.1.4. Calcul du débit de sortie :	83
III.10.1.5. Calcul du volume stocké :	83
III.11. Etude d'optimisation	88
III.11.1. Calcul du coût de la digue	88
III.11.1.1. Calcul de la revanche	89
III.11.1.2. Calcul de la largeur en crête	89
III.11.2. Tassement	89
III.11.3. Calcul du coût de la digue pour différentes largeurs déversantes	90
III.11.4. Calcul du coût de l'évacuateur de crue	90
III.11.4.1 Calcul du coût de déversoir	92
III.11.4.2. Coût du coursier	93
III.11.4.3. Le coût de l'évacuateur de crue	94
III.11.5. Le coût total	94
Conclusion	95

Chapitre IV

Etude des variantes de la digue

Introduction	96
IV.1. Généralités	96
IV.2. Le choix du site du barrage	96
IV.3. Le choix du type de barrage	96
IV.4. les variantes à choisir	97
IV.4.1. Le barrage en terre homogène	97
IV.4.2. Le barrage en terre zoné à noyau d'argile	98
IV.4.3. Digue en enrochement avec masque en béton	98
IV.5. Profil général de la retenue	99
IV.5.1 Hauteur du barrage	99
IV.5.2. Largeur en crête	99
IV.5.3. La longueur de la crête	99

IV.5.4 Pente des talus	99
IV.5.5. Les bermes	10
IV.6. Barrage en terre homogène	100
IV.7. Etanchéité de la retenue	104
IV.7.1. Le noyau	105
IV.7.2. Les drains	107
IV.7.3. Les Filtres	109
IV.8. Etanchéité de la fondation	109
IV.8.1. Calcul du volume des différents matériaux et estimation des coûts	109
IV.8.2. Barrage homogène en argile	111
IV.8.3. Barrages à zones	112
IV.8.4. Barrage en enrochement avec masque en béton	113
IV.9. Estimation du coût des variantes	113
IV.9.1. Estimation du coût de la variante N°1	114
IV.9.2. Estimation du coût de la variante N°2	114
IV.9.3. Estimation du coût de la variante N°3	115
IV.9.4. Comparaison des variantes d'étude selon une grille d'évaluation	115
Conclusion	115

Chapitre V Etude de l'évacuateur de crue et ouvrages de vidange

Introduction	116
V.1. Ouvrage d'évacuations de crues	116
V.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue	116
V.1.1.1. Evacuateur de crues en puits (tulipe)	116
V.1.1.2. Evacuateur de crues latérales à entonnement latéral	116
V.1.1.3. Evacuateur de crue latérale à entonnement frontal	116
V.1.1.4. Evacuateur de crues en siphon	117
V.1.2. Choix de l'évacuateur de crue	117
V.1.2.1. Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues	117
V.3. Dimensionnement hydraulique	118
V.3.1 Evacuateur latéral à entonnement frontal	118
V.3.1.1. Dimensionnement et calcul hydraulique	118
V.3.1.2. Le canal d'approche	119
V.3.2. Le déversoir	120
V.3.2.1. Méthode de l'USBR (WES)	120
V.3.2.2. Déversoir et canal latéral	123

V.3.3. Chenal d'écoulement	125
V.3.3.1. Profondeur critique	126
V.3.3.2. Pente critique	126
V.3.3.3. la hauteur normale	126
V.3.3.4. Convergent	127
V.3.3.5. Le coursier	129
V.3.3.6. Bassin de dissipation	135
V.3.3.7. Dimensionnement du bassin	136
V.4. Ouvrage de vidange	138
V.4.1. Calcule du temps de vidange	140
V.4.2. Calcule du diamètre de la conduite de vidange	140
V.4.3. La prise d'eau	142
V.4.4. La chambre des vannes	142
V.5. Autre ouvrages	142
V.5.1. Batardeau et Dérivation Provisoire	142
V.5.2. Routes d'Accès	142
V.5.3. Aménagement d'une plateforme aval	143
Conclusion	143

Chapitre VI

Etude de ma stabilité de la digue

Introduction	144
VI.1. Etude de la variante retenue	144
VI.1.1. Définition de profil général du barrage	144
VI.1.2. Conception de la digue	144
VI.2. Etude des infiltrations	144
VI.2.1. Objectif de calcul d'infiltration	144
VI.2.2. Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre	145
VI.2.3. Positionnement de la ligne de saturation	145
VI.2.4. Calcul du débit de fuite par infiltration	146
VI.2.5 Calcul des filtres	147
VI.2.6. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	150
VI.3. Etude de stabilité	151
VI.3.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)	151
VI.3.2. Méthode de Fellenius	152
VI.3.3. Ordre de calcul (Méthode des tranches)	152
VI.3.4. Les caractéristiques géotechniques des sols	154

VI.3.5. Calcul des forces appliquées à chaque tranche	154
VI.3.6. Classement des forces	155
VI.3.7. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	155
Conclusion	156

Chapitre VII

Etude d'organisation des travaux de chantier

Introduction :.....	157
VII.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	157
VII.1.1. Installations destinées au personnel	157
VII.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux Agrégats	157
VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins	159
VII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication	159
VII.1.5. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	159
VII.2. Terrassement au niveau des installations de chantier	159
VII.3. Exécution de la digue	161
VII.4. Planification	161
VII.4.1 Définition	161
VII.4.2 Techniques de la planification	161
VII.4.2.1. Méthodes basées sur le réseau	162
VII.4.2.2. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)	162
VII.4.2.3. Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical).....	162
VII.4.2.4. Méthode P.D.M (Procedure Diagram Méthode)	162
VII.4.2.5. Méthodes basées sur le graphique	163
VII.4.3. Les étapes de la planification	163
VII.4.3.1 Collection des informations	163
VII.4.3.2 Décomposition du projet	163
VII.4.3.3 Relations entre les tâches	163
VII.5. Les paramètres de la méthode C.P.M	163
VII.5.1. Chemin critique (C.C)	163
VII.5.2. Attribution des durées de chaque opération	165
VII.6. Les plannings	165
VII.6.1. Plan de travail au plus tôt.....	165
VII.6.2. Plan de travail au plus tard : (PTPP).....	164
VII.6.3. Plan de travail intermédiaire	164
VII.7. Délai de construction et programme des travaux	165
VII.8. Symboles des différentes opérations	165

VII.9. Détermination des chemins critiques	167
VII.10. Le devis estimatif et quantitatif du barrage	169
VII.10.1 Le coût de la digue	170
VII.10.2. Le coût de l'évacuateur de crue	171
Conclusion	172

Chapitre VIII

Etude de l'impact sur l'environnement

Introduction	173
VIII.1. Le champ d'application de l'évaluation	173
VIII.2. Les Impacts En Phase « Réalisation»	173
VIII.2.1. Faune et flore	173
VIII.2.2. Déplacement de population et foncier	174
VIII.2.3. Equipements et infrastructures	174
VIII.3. Les impacts en phase « exploitation »	177
VIII.3.1. Erosion	177
VIII.4. Récapitulatif des impacts principaux	177
VIII.5. Mesures pour minimiser les impacts négatifs éventuels	177
VIII.5.1. Présentation	177
VIII.5.2. Nuisances au voisinage des chantiers	178
VIII.5.3. Paysage	178
VIII.6. Précautions lors des travaux	178
VIII.6.1. Précautions vis-à-vis des personnels	178
VIII.6.2. Précautions pendant la phase chantier	179
VIII.7. Altérations hydrologiques et biologiques	180
VIII.8. Effets rétroactifs	180
Conclusion	181

Conclusion générale

Liste des figures

Figure. I.1 : Plan de situation du site de la retenue collinaire d'oued Chaaba commune de Guigb Extrait de la carte touristique d'Algérie (nord-est)	2
Figure. II.1 : Carte zonage sismique du territoire national	4
Figure. II.2 : Extrait de la carte géologique, Echelle : 1/50000 source ENCG	6
Figure. II.3 : Site et cuvette de la Retenue collinaire.....	7
Figure. II.4 : Site et lit de la Retenue collinaire	7
Figure. II.5 : Talus des Berges Gauche & Droite du lit Majeur d'oued de la Retenue collinaire.....	11
Figure. II.6 : Coupe géologique de la Fouille AF2 au niveau de l'axe médian de l'Oued de la Retenue.....	15
Figure. II.7 : Coupe géologique de la Fouille AF1 en Rive Gauche de l'Axe de la Retenue.....	15
Figure. II.8 : Coupe géologique de la Fouille AF3 en Rive Droite de l'Axe de la Retenue	15
Figure. II.9 : Coupe géologique de la Fouille EF4 dans la Z.E 1 en Que de la Cuvette de la Retenue.....	17
Figure. II.10 : coupe géologique de la Fouille EF3 dans la Z.E 2 en Que de la Cuvette de la Retenue.....	19
Figure. III.1 : Délimitation du bassin versant sur la carte d'état-major de N'GAOUS n° NI – 31 –XXIV – 4au 1/50.000e	24
Figure. III.2 : Oro-hydrographie de l'Est algérien vue à travers le Modèle Numérique de Terrain	25
Figure. III.3 : Rectangle équivalent.....	27
Figure. III.4 : la carte hypsométrique du bassin versant obtenue avec le logiciel Mapinfo....	29
Figure. III.5 : l'histogramme de la courbe hypsométrique.....	29
Figure. III.6 : Courbe hypsométrique du bassin de l'oued Chaaba.....	29
Figure. III.7 : Classification des pentes du bassin de l'oued Chaaba.....	32
Figure. III.8 : le réseau hydrographique du bassin versant obtenue avec le logiciel Arcgis ..	33
Figure. III.9 Image explicative de la méthode de classification de SCHUM.....	34
Figure. III.10 : Extrait de la carte des températures moyennes annuelles (Mebarki 2004).....	39
Figure. III.11 : Répartition mensuelle de la température	40

Figure. III.12 : Distribution mensuelle de l'humidité relative en %	41
Figure. III.13 : Réseau hydrométrique de la période d'avant l'Indépendance (1946-1961)	42
Figure. III.14 : carte pluviométrique de la zone d'étudeSOURCE ANRH.....	43
Figure. III.15 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle sur le bassin versant ..	45
Figure. III.16 : Ajustement à une loi log Normal des pluies annuelle sur le bassin versant	48
Figure. III.17 : Précipitations annuelles médianes « normales» (1965/66 -1994/95)	50
Figure. III.18 : Représentation graphique des résultats d'ajustement à la loi de Gumbel	53
Figure. III.19 : Représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).....	53
Figure. III.20: Pluies de Courte durée	54
Figure. III.21: courbe intensité-duré-fréquence	56
Figure. III.22: Carte du réseau hydroclimatologique et de la surveillance de la qualité des eaux	56
Figure. III.23 : Carte de l'écoulement annuel moyen d'après le modèle LOIEAU distribué, .	59
Figure. III.24 : répartition mensuelle de l'apport fréquentiel A80%.....	65
Figure. III.25 : Les hydrogrammes de crues probables en fonction du temps	69
Figure. III.26 : L'hydrogramme de crue probable pour une période de retour de 20 ans	72
Figure. III.27 : Courbe capacité-hauteur	72
Figure. III.28 : Courbe de remplissage.....	82
Figure. III.29 : Laminage à travers un barrage.....	83
Figure. III.30 : Evacuateur à surface libre.....	85
Figure. III.31 : Modélisation de la courbe surface-hauteur.....	86
Figure. III.32 : Modélisation de la courbe caractéristique de la cuvette	86
Figure. III.33 : Hydrgramme de sortie pour B=12 m.....	87
Figure. III.34 : Principe de calcul du volume d'un barrage	90
Figure. III.35 : Principe de calcul du volume d'un barrage,source (www.fao.org)	91
Figure. III.36 : Principe de calcul du volume d'un barrage,source (www.fao.org)	91
Figure. III.37: Courbe d'optimisation des couts en fonction de la largeur du déversoir	94
Figure. IV.1 : Digue en terre compactée homogène (source : site planete-tp).....	98
Figure. IV.2 : Digue à noyau (source : site planete-tp)	98
Figure. IV.3 : Digue en enrochements à masque (source : site planete-tp).....	99
Figure. IV.4 : Revêtement en enrochement avec une transition en géotextile.....	101
Figure. IV.5 : Coupe d'un prisme de drainage (source : site planete-tp)	106
Figure. IV.6 : Coupe d'un tapis de drainage (source : site planete-tp)	107

Figure. IV.7 : Schéma d'un drain vertical (source : site planete-tp)	107
Figure. V.1 : Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal	118
Figure. V.2 : Paramètres du profil amont d'un déversoir USBR (Khatsuria., 2005).....	121
Figure. V.3 : Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR (Khatsuria., 2005)	121
Figure. V.4a Cordonnées du point tangentiel d'un déversoir USBR (Cox, 1973).....	122
Figure. V.4b : Cordonnées du point tangentiel (Pt) d'un déversoir USBR (Cox, 1973)	122
Figure. V.5 : Profil du déversoir type WES	123
Figure. V.6 : Seuil déversant latéral	123
Figure. V.7 : Profil Creager du déversoir H=1,38 m.....	124
Figure. V.8 : Détail du quadrant amont, l'USCE (U S Army, Corps of Engineers ,1958). ...	124
Figure. V.9 : Déversoir à parement amont sur plombant	125
Figure. V.10 : Forme du seuil et la contraction des murs du chenal d'écoulement	128
Figure. V.11 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.	132
Figure. V.12 : Schéma de bassin de dissipation USBR type II.....	136
Figure. V.13 : Graphe correspondant de bassin de dissipation USBR type II	136
Figure. VI.1 : Positionnement de la ligne de saturation de la digue zoné de la retenue	146
Figure. VI.2 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius.....	152
Figure. VI.3 : Zone du centre du cercle critique selon le principe de Fondeev	153
Figure.VII.1 : Réseau à nœuds	166

Liste des tableaux

Tableau. II.1 : Caractéristiques géotechniques du remblai de la digue	21
Tableau. II.2 : Caractéristiques géotechnique de la fondation de la digue	22
Tableau. III.1. Coordonnées du site de la retenue collinaire d'Oued Chaaba	23
Tableau. III.2 : Coordonnées de la courbe hypsométrique	28
Tableau. III.3 : Détermination de l'altitude moyenne H_{moy}	30
Tableau. III.4 : tableau récapitulatif des résultats précédents	30
Tableau. III.5 : Pente moyenne de bassin versant	31
Tableau. III.6 : Détermination de L'indice de pente de ROCHE	31
Tableau. III.7 : Classification du relief	32
Tableau. III.8 : Densité de drainage	34
Tableau. III.9 : Evaluation du profil en long	35
Tableau. III.10 : Temps de concentration T_c	36
Tableau. III.11 : Résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant	37
Tableau. III.12 : Distribution mensuelle de la température en °C.....	38
Tableau. III.13 : Humidité relative station BATNA	39
Tableau. III.14 : Coordonnées Lambert des stations pluviométriques	41
Tableau. III.15 : Résultat de test de Wilcoxon.....	41
Tableau. III.16 : Répartition inter saisonnière de la pluviométrie sur l'ensemble du bassin versant	43
Tableau. III.17 : Pluies annuelles fréquentielles sur le bassin versant d'Oued Chaaba.....	43
Tableau. III.18 : Cartographie de la répartition saisonnière de la pluviométrie sur l'ensemble du bassin versant.....	44
Tableau. III.19 : Caractéristiques de la série pluviométrique (36ans).....	45
Tableau. III.20 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel	46
Tableau. III.21 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon ...	47
Tableau. III.22 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton	48
Tableau. III.23 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.....	48
Tableau. III.24: Résultat du test du Khi^2	49
Tableau. III.25 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence	49

Tableau. III.26 : pluie courte durée et l'intensité pluie d'un pas voulu pour une fréquence voulue	50
Tableau. III.27 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence	51
Tableau. III.28 : Récapitulatif des résultats	53
Tableau. III.29 : Répartition mensuelle de l'apport moyen	54
Tableau. III.30 : Apports fréquents	56
Tableau. III.31 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 % du bassin versant	56
Tableau. III.32: valeur de α en fonction de la perméabilité :.....	58
Tableau. III.33: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Mallet-Gauthier)	59
Tableau. III.34 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Sokolovsky) ...	60
Tableau. III.35 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TURRAZA).....	60
Tableau. III.36 Débit de crues fréquentielles d'Oued chaaba :.....	61
Tableau. III.37. Débit des crues fréquentielles d'Oued Chaaba pour les différentes formules..	61
Tableau. III.38 : Débit des crues fréquentielles d'Oued Chaaba.....	62
Tableau. III.39 : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	62
Tableau. III.40 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps.....	63
Tableau. III.41 : Classification des dommages selon ANCOLD, 1986(RIBEIRO, 2009)	64
Tableau. III.42 : Crue de projet recommandée selon ANCOLD, 1986(RIBEIRO, 2009).....	65
Tableau. III.43 : Choix de la crue de projet selon ANCOLD, 1986(RIBEIRO, 2009).....	67
Tableau. III.44: Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel (80%)	68
Tableau. III.45 : Répartition mensuelle des besoins en eau	68
Tableau. III.46 : Courbe topographiques et volumétriques	69
Tableau. III.47 : Bilan apports-consommation	71
Tableau. III.48 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :.....	72
Tableau. III.49 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique :	73
Tableau. III.50 : Evaporation station BATNA :.....	74
Tableau. III.51 : Calcul des pertes dans la retenue.....	74
Tableau. III.52 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	75
Tableau. III.53 : Calcul des pertes dans la retenue (2ème approximation)	76
Tableau. III.54: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2 ème approximation)	77
Tableau. III.55 : Récapitulatif des résultats :.....	78
Tableau. III.56 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue.....	81

Tableau. III.57 : Modélisation de la courbe capacité- hauteur :.....	82
Tableau. III.58. Calcul de la courbe caractéristique du barrage.....	83
Tableau. III.59. Calcul de la courbe caractéristique du barrage.....	83
Tableau. III.60 : calcule du débit laminé correspondant à (l'hydrogramme de sortie pour b=12m)	84
Tableau. III.61 : Résultat du laminage pour les différentes largeurs déversantes obtenue à l'aide de la méthode de MUSKINGAM.....	85
Tableau. III.62 : variation de la hauteur du barrage	87
Tableau. III.63 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête.....	88
Tableau. III.64 : Exemple de calcul du volume de la digue pour (b=12m) :	90
Tableau. III.65 : Coût de la digue pour différents largeurs déversantes	90
Tableau. III.66 : Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes.....	91
Tableau. III.67 : Coût du coursier pour les différentes largeurs déversant	91
Tableau. III.68 : Coût de l'évacuateur de crue.....	92
Tableau. III.69 : Coût Total de la retenue :	92
Tableau. IV.1 : Valeurs indicatives des pentes des talus (Belakoniev, 1987).....	98
Tableau. IV.2 : Valeurs de C en fonction des pentes de talus etγ.	100
Tableau. IV.3 : Epaisseur de l'enrochement et d ₅₀ minimal des pierres en fonction de la hauteur des vagues	100
Tableau. IV.4 : Valeur de K en fonction de la classe de l'ouvrage.....	101
Tableau. IV.5 : Valeur de I _{adm} en fonction du type d'ouvrage.....	103
Tableau. IV.6 : Volume de recharge (barrage homogène en argile)	107
Tableau. IV.7 : Volume du sable (barrage homogène en argile)	108
Tableau. IV.8 : Volume du gravier (barrage homogène en argile)	108
Tableau. IV.9 : Volume du rip rap (barrage homogène en argile)	108
Tableau. IV.10 : Volume de recharge (barrage à zone)	109
Tableau. IV.11 : Volume du noyau (barrage à zone)	109
Tableau. IV.12 : Volume graviers talus amont et noyau (barrage à zone).....	109
Tableau. IV.13 : Volume du sable (barrage à zone).....	110
Tableau. IV.14 : Volume du rip rap (barrage à zone)	110
Tableau. IV.15 : Coût de la variante N°1	111
Tableau. IV.16 : Coût de la variante N°2.....	112
Tableau. IV.17 : Coût de la variante N°3 :.....	112
Tableau. IV.18 : Récapitulatif des coûts des différentes variantes étudiées	113

Tableau. IV.19 : Coûts des différentes variantes étudiées	113
Tableau. V.1 : Coordonnées de la nappe déversante	120
Tableau. V.2 : Coordonnées du quadrant aval de déversoir type Creager	122
Tableau. V.3 : Détail quadrant amont de déversoir (Les origines O, rayons de courbure R) .	123
Tableau. V.4: Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement	152
Tableau. V.5 : Calcul itératif de la hauteur critique dans le coursier	127
Tableau. V.6 : Calcul itératif de la hauteur normale dans le coursier	182
Tableau. V.7 : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau	129
Tableau. V.8 : Calcul de ligne d'eau du coursier	130
Tableau. V.9 : Hauteur des murs bajoyers dans le coursier	131
Tableau. V.10 : Vérification de phénomène d'aération dans le coursier	132
Tableau. V.11 : Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR	133
Tableau. V.12 : Résultats du calcul par itération	136
Tableau. V.13 : Le temps de vidange	137
Tableau. VI.1 : Coordonnées de la parabole de KOZENY	144
Tableau. VI.2 : Classification des barrages	148
Tableau. VI.3 : Gradient admissible à travers le remblai terreux	148
Tableau. VI.4 : Coefficient de stabilité admissible des talus	149
Tableau. VI.5 : Les différentes valeurs de K_1 et K_2	151
Tableau. VI.6 : Caractéristique géotechnique	152
Tableau. VI.7 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	153
Tableau. VII.1 : Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats	157
Tableau. VII.2. Tableau des normes :	158
Tableau. VII.3 : symboles des opérations :	165
Tableau. VII.3: Détermination des chemins critiques :	167
Tableau. VII.4 : programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire	168
Tableau. VII.5 : Calcul des volumes des travaux de la digue :	170
Tableau. VII.6 : Devis estimatif de la digue :	171
Tableau. VII.7 : Devis estimatif de l'évacuateur de crues :	171
Tableau. VII.8 : Le cout total de l'aménagement :	171
Tableau. VII.9 : Indices indicatifs de la rentabilité de l'ouvrage	172
Tableau. VIII.1 : indications sur le bruit ambiant (organisation mondial de santé	176
Tableau VIII. 2 : Récapitulation des principaux impactes.....	177

Chapitre I

Situation et description du site d'étude

Introduction :

La présente phase "Etude Topographique" fait l'objet du premier chapitre de l'étude de faisabilité de la retenue collinaire sur oued Chaaba.

L'étude sera élaborée, dans le but de la mobilisation des eaux de surface et leur utilisation à des fins d'irrigation de terres et l'abreuvement de cheptels.

Les principaux travaux à réaliser dans le cadre de cette phase sont le choix d'un site potentiel, la reconnaissance détaillée du site et de la cuvette, le choix de l'axe de la digue et ses ouvrages annexes, définir la consistance et la nature du programme de reconnaissance, matérialiser les propositions sur carte, qui permettent de créer une base de donnée pour les prochaines phases.

I.1. Reconnaissance du site :

Cette opération est particulièrement importante pour la suite du projet. Les aspects techniques et géomorphologiques sont primordiaux et conditionnent une partie du coût de l'ouvrage. Si la retenue est destinée au stockage d'eau d'irrigation, on doit regarder sa situation géographique voire altimétrique par rapport aux terres à irriguer.

Le bassin versant doit être suffisant pour alimenter la retenue. Les enjeux environnementaux sont prioritairement à étudier afin d'envisager des mesures correctrices voire des mesures compensatoires. Le choix est donc conditionné par :

- 1) - Des contextes environnementaux forts comme la présence de zones humides ;
- 2) - Des contextes réglementaires particuliers comme la présence de zones protégées ;
- 3)- Le contexte topographique (préférer un contexte en talweg permettant la retenue collinaire qu'un relief plat limitant les réalisations et l'alimentation en eau) ;
- 4) - Les caractéristiques du Bassin versant pour assurer l'alimentation en eau ;
- 5) - La proximité des points d'alimentation énergétique

I.2. Choix du site:

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

- Garantir la quantité d'eau qui sera stockée 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 du barrage sera 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.

En prenant ces paramètres en considération on s'est proposé un site dans la situation géographique est décrite comme suit :

I.3 Situation géographique :

Le site se trouve dans la commune de Guigba, à un kilomètre et demi (1,5) Km, et de Huit Km (08) Km de la daïra de Ras El-Aioun.

La digue est localisée dans le resserrement de la vallée; à fin que la longueur en crête ne soit pas exagérée, la cuvette est sillonnée par l'Oued dénommé Chaabet Chaaba, d'une profondeur plus ou moins considérable allant jusqu'à trois (03) m par endroit; les talus sont stables à pente douce à abrupte, l'écoulement est temporaire, l'eau est douce car il prend naissance des sources.

La retenue a pour objet l'irrigation des terres agricoles limitrophes.

Le fond de la vallée est large allant de (8 à 10) m, la rive droite est plus ou moins douce par contre la rive gauche est à tendance abrupte.

Le bassin versant de la retenue collinaire sur chaabat chaaba a une fonction de collecteur. Il recueille les pluies et les transforme en écoulement à l'exutoire.

Les coordonnées exactes du site de la retenue collinaire en système des coordonnées UTM Fuseau 31 de l'Algérie sont :

X=734 ,5km Y=3955 ,55km Z=1020m

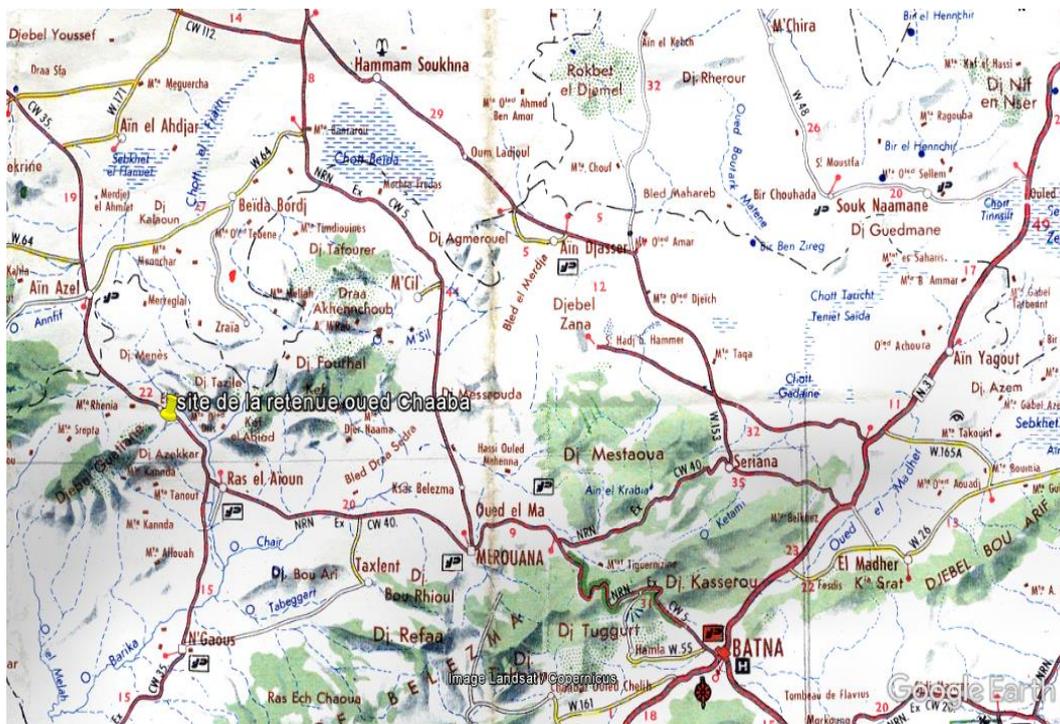


Fig. I.1 : Plan de situation du site de la retenue collinaire d’oued Chaaba commune de Guigba, Extrait de la carte touristique d’Algérie (nord-est) echelle 1/50000

I.4. Description sommaire de la retenue :

La retenue a ses spécificités, dont la caractéristique principale est que le lit du l'Oued est bien sillonné, à écoulement temporaire alimenté à partir des sources existantes en pleine vallée, ce qui engendre un écoulement guidé et orienté; de plus le site de la retenue est caractérisé par une géologie à base d'argile verdâtre du miocène occupant le fond des dépressions et qu'elle est couverte par d'épaisses séries détritiques continentales, cette structure géologique sera confirmée dans le chapitre II.

I.5. Caractéristique morphologique :

L'aire d'étude se présente généralement comme une région au relief ondulé et à la pente très forte, La plus grande partie du bassin versant de l'oued se situe entre 1000m et 1800m

I.6. Implantation de l'évacuateur de crue :

Pour des raisons topographiques (pente relativement), nous proposons que l'évacuateur de crue de surface soit implanté sur la rive gauche.

Conclusion :

Si le sous-sol est imperméable, le cheminement de l'eau ne sera déterminé que par la topographie. Donc est évident que le site choisi (site sur Ouled Dif Allah) est meilleur du point de vue topographique (grandeur de la digue) et capacité de rétention dans différents niveaux.

De façon générale on peut dire que le site du petit barrage de la commune de Chaaba est faisable du point de vue topographique.

A la lumière de cet aperçu topographique, on peut dire que du point de vue topographique, le site du petit barrage de la commune de Chaaba présente des potentialités de mobilisation de la ressource eau qui devront être confirmées par les travaux de reconnaissance et d'investigation géotechniques et les études hydrologiques

Chapitre II

Etude géologique et géotechnique du site

Introduction :

Le traitement en détail la géologie du site de la cuvette et de la zone d’emprunt est d’une nécessité vitale pour mener convenablement le déroulement de notre projet et de cerner toutes les contraintes qui entravent la faisabilité ou non de l’ouvrage.

Pour ce faire on a fait ressortir les étapes qui sont ci-dessous.

II.1. Sismicité du site :

Selon les règles para sismiques Algériennes en 1988 par le ministre de l’Habitat et de la construction, la région de l’étude est classée « ZONE I a », ayant une activité sismique moyenne à forte. Le coefficient sismique noté (K) définissant le coefficient de l’accélération de la pesanteur utilisé dans le calcul de stabilité des digues ou retenues collinaires peut déterminer en fonction de degré d’usage de la structure.

Il est donné par la formule empirique $K = 2/3 A$, laquelle est basée sur les observations faites dans les zones à fortes intensités sismiques.

Notre site Oued Chabba appartient au groupe d’usage n°3 et dans la zone I, ces deux paramètres permettent de calculer le coefficient sismique :

$$K = 2/3 \times A$$

$$K = 2/3 \times 0,12 = 0,08$$

Où K – Coefficient sismique de la région

A – Accélération horizontale maximale (zone I a)

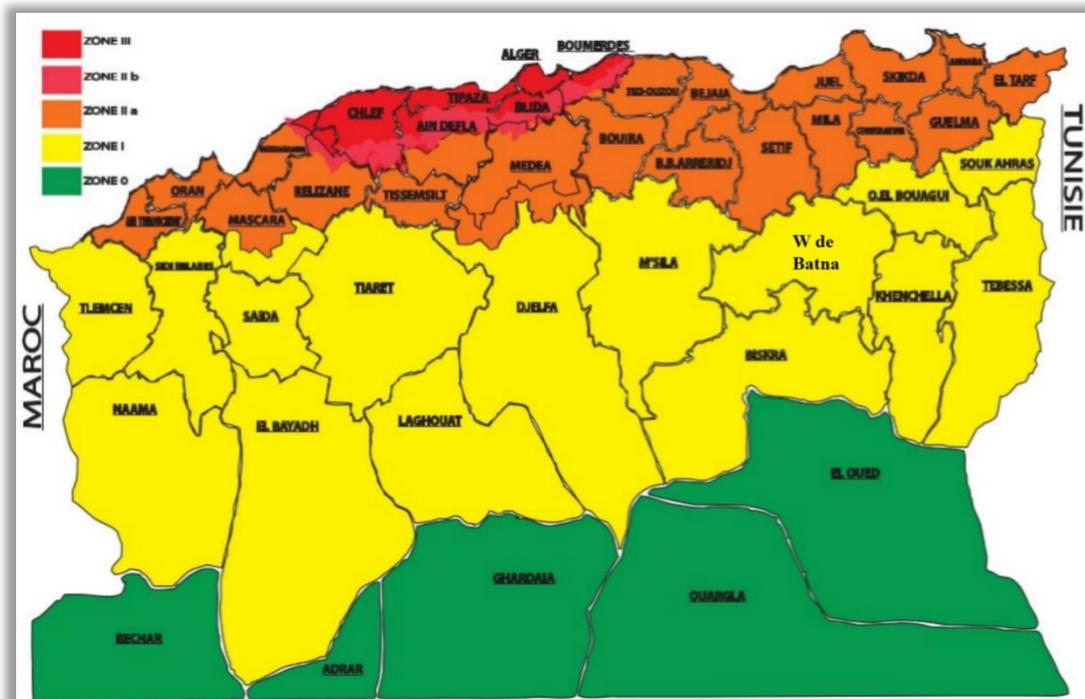


Figure. II.1 : Carte zonage sismique du territoire national (RPA 2003)

II.2. Géologie régionale :

Les formations géologiques de la région de Guigba appartiennent au massif de djebel Guetiane –Azekkar, celui –ci est situé dans la partie orientale des monts du Hodna dont le sommet le plus élevé (altitude 1902m). Et si les plis du domaine hodnien ne présentent aucune direction atlasique nette il n'en est pas de même de l'ensemble Boutaleb –Guetiane , ce dernier présente une direction atlasique et le prolongement de son axe qui s'ennevoie rapidement vers le Nord – Est bute sur l'anticlinal en arc du Kef Talkhemt.

Le raccord vers l'ouest avec le péri –anticlinal Est du Boutaleb s'effectue par le synclinal de l'oued Djeriat. Vers le Nord, le Miocène et le Crétacé inférieur amorcent un vaste synclinal en direction du djebel Menes.

Le massif de djebel Guetiane correspond à un anticlinal à coeur barrémo – aptien, flanqué à l'Est et à l'ouest par du cénomano – turonien lui-même recouvert localement par de l'Aquitaniens et du Miocène inférieur. Les géologues ont proposé d'inscrire l'anticlinal de Guetiane à tendance coffrée dans un parallélogramme dont les cotés seraient parallèles aux lignes directrices de l'atlas saharien d'une part, de l'atlas tellien d'autre part. Ce massif présente en effet des directions tectoniques se rapportant à ces deux systèmes orogéniques, mais l'axe principal de l'anticlinal est orienté NE-SW. Le périclinal Nord –oriental de cet anticlinal est relativement tranquille, il n'en est pas de même pour la terminaison méridionale où les couches se redressent et se renversent.

L'anticlinal de djebel Guetiane est haché de failles d'amplitude généralement faible, jouant depuis l'Albien jusqu'après le Burdigalien, leur orientation est variable : d'E-W dans la partie occidentale elles deviennent NW-SE dans sa partie orientale. Généralement bien marquées au niveau de l'Aptien supérieur rigide, elles s'amortissent ensuite plus ou moins dans les séries souples du Cénomaniens ou du Barrémo-Aptien. Les déplacements apparents sont presque toujours de même sens sur un flanc du massif, mais de sens opposés sur les flancs Est et Ouest. Il semble donc que la surrection ou la compression de la partie Nord –Est du Guetiane ait été plus importante que celle de sa partie Sud-Ouest.

Trois failles présentent des directions différentes et revêtent une certaine importance :

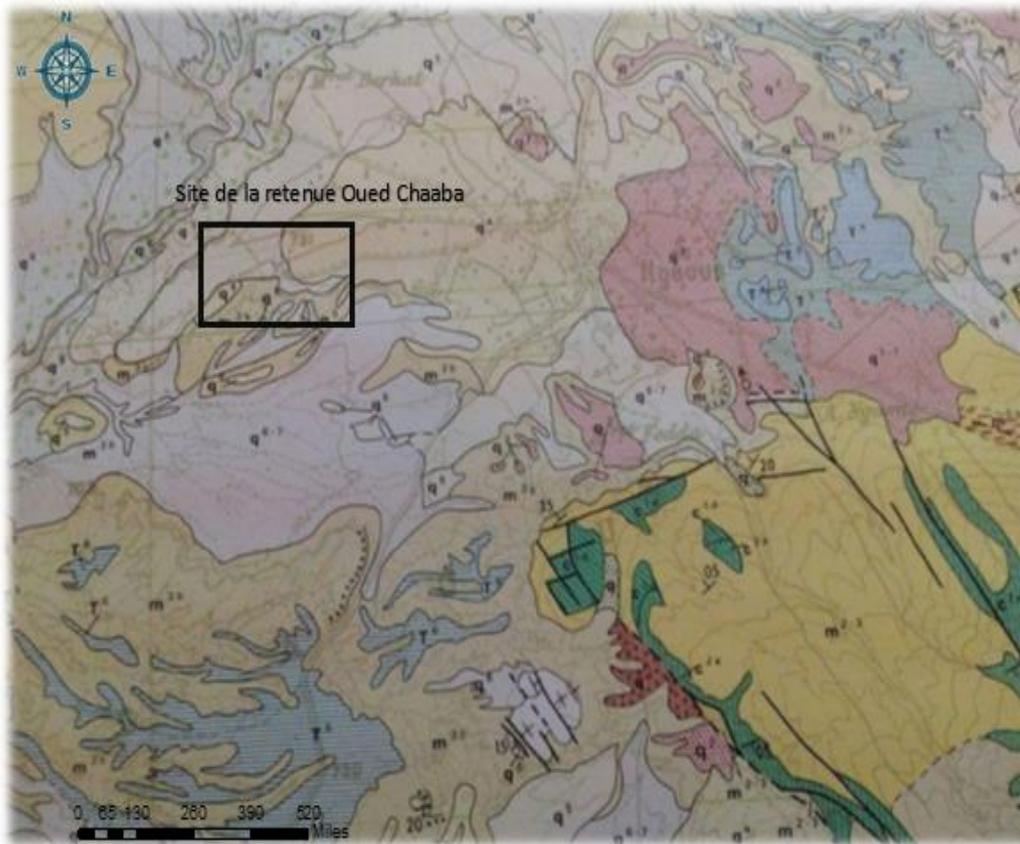
- La première passe immédiatement à l'ouest de la maison forestière de Guetiane et se dirige vers le Sud –Ouest, représentant ainsi une des arêtes de l'anticlinal coffré, elle oblique ensuite vers l'Ouest en direction de Mechtat Es Seba.

- La deuxième de direction général NW-SE, se dirige en gros de Mechtat Es Seba vers le djebel Bouchtit. Elle s'accompagne de perturbations sur une centaine de mètres de largeur et délimite sur le flanc occidental du massif deux secteurs de directions différentes. Cette faille semble matérialiser l'angle Sud-Ouest du pli coffré envisagé.

- La troisième, de direction E-W, effondre la terminaison Nord –orientale du DjebelAzekka.

Le cénomano –Turonien du Nord –Est du Djebel Azekkar est affecté de nombreuses failles et seul le Burdigalien qui le recouvre en nette discordance semble dessiner un synclinal asymétrique avec les flancs Sud déversés et replissés des Djebel Menchar et Azelef. Plusieurs failles importantes doivent découper la série anté-miocène , on doit en supposer au moins une dans l'axe de l'oued Rhenia et une à peu près perpendiculaire à la précédente, reportant la suite du Djebel Azekkar vers le Nord –Est au kef El Abid.

Extrait de la carte géologique (site d'étude Oued Chaaba)



La légende

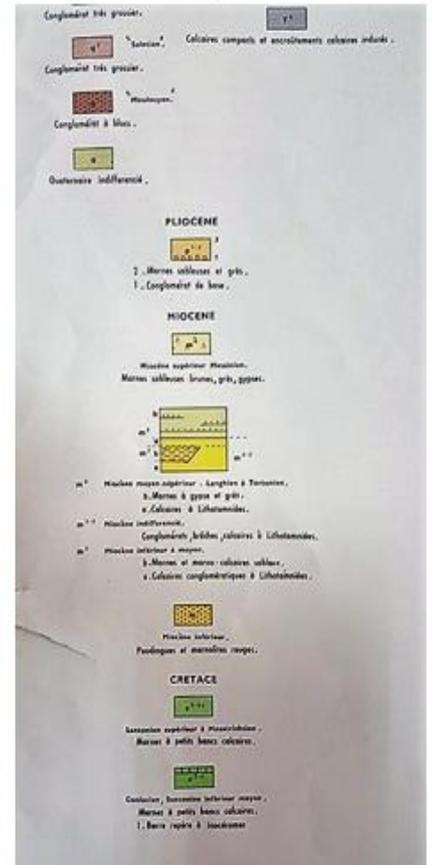


Figure. II.2 : Extrait de la carte géologique, Echelle : 1/50000 source ENCG

II.3. Géomorphologie du bassin versant :

Les surfaces du bassin versant de Chaabat chaaba sont moyennement importantes. Sa forme vers le Nord –Est est large et ouverte, mais vers le sud-Ouest elle est presque fermée. Il est vraisemblable que des phénomènes tectoniques sont à l’origine de cette morphologie.

Deux types de matériaux géologiques distincts ont créés deux formes de versants différents. Aussi les formations du versant gauche sont constituées de couches carbonatées épaisses, la stabilité est vraisemblablement assurée, il n’en est pas de même du versant droit dont les formations argilo –marneuses sont instables et glissantes. La partie médiane du bassin versant est occupée par une épaisse série détritique continentale, et le cours d’eau de Chaabet chaba semble rassembler un nombre important de ravins.



Figure. II.3 : Site et cuvette de la Retenue collinaire



Figure. II.4 : Site et lit de la Retenue collinaire

II.4. Géologie du bassin versant :

Les formations géologiques qui constituent le bassin versant de Chaabet chaba appartiennent à la terminaison périclinale Nord orientale de l'anticlinal de Djebel Guetiane dont le style tectonique est généralement modéré. La structure géologique de cette partie de l'anticlinal est affectée de failles d'amplitude faible et d'orientation NW-SE. Généralement bien marquées au niveau de l'Aptien supérieur rigide, elles s'amortissent ensuite plus ou moins dans les séries souples du Cénomaniens.

Chronologiquement, de haut en bas de la série stratigraphique, les faciès qui caractérisent le bassin versant sont les suivants :

➤ E Plio – quaternaire :

Les terrains du Plio –quaternaire sont représentés par des glacis polygéniques et des éboulis de pente à la périphérie des massifs rocheux et au fond des dépressions. Ce sont des dépôts

continentaux hétérogènes grossièrement détritiques qui se sont formés par suite de l'érosion et de démantèlement des reliefs post –miocènes.

➤ **m¹-m² Miocène inférieur :**

Les formations du miocène inférieur occupent des surfaces de faibles étendues par rapport à l'ensemble des formations qui constituent le bassin versant. Certains affleurements éparpillés de ce faciès sont situés dans la partie Sud au niveau de la ligne de partage des eaux de Djebel Azzekkar, d'autres affleurements occupent la partie Nord-Est, et sont partiellement recouverts par les matériaux du plio–quaternaire. Le miocène inférieur présente deux faciès différents : Un faciès continental à la base et un faciès marin au sommet.

Les terrains de base sont formés de conglomérats, grès et sables argileux rougeâtres attribués à l'Aquitainien.

Au sommet la série marine datée (Burdigalien) est constituée par des calcaires à lithothamniées, des calcaires gréseux organogènes.

Ces formations sont surmontées, sur la bordure Sud du massif de Djebel Guetiane, par une épaisse série des marnes verdâtres. Cependant ces marnes doivent occuper le fond des dépressions du bassin versant où elles sont recouvertes par les épaisses séries détritiques continental du Plio –quaternaire.

➤ **C³ Cénomano-Turonien :**

Les terrains du cénomano-turonien forment une bande de terrain étroite et occupent la partie Sud est Sud-est du bassin versant, quelques affleurements sont localisés également dans la partie Est. Ces formations sont représentées par des calcaires gris bien lités, des alternances de calcaires dolomitiques, de calcaires marneux, de calcaires rognoneux, calcaires blancs cristallins et organogènes, de marnes blanchâtres à grisâtres, des calcaires gréseux et marnes gréseuses.

➤ **C² Cénomanién :**

Le faciès cénomanién est bien représenté dans le bassin versant de Chaabet chaba, ses formations sont constituées par des calcaires marno-gréseux blanchâtres à jaunâtres renfermant de très nombreux fossiles mal conservés.

Au sommet se développent des marnes jaunâtres à microfaune abondante, souvent remaniées ou recouvertes par des éboulis. L'épaisseur de la série est de l'ordre de 150mètres.

➤ **n^{6a} - n^{6b} Aptien supérieur :**

L'Aptien supérieur se subdivise en deux sous faciès :

➤ **n^{6a} La corniche dolomitique :**

Cette corniche de base constitue un niveau repère non seulement dans le massif de Guetiane mais également dans l'ensemble des monts du Hodna. Elle correspond à un gros bancs de calcaire dolomitique renfermant parfois des orbitolines. La puissance de cette formation est de l'ordre de 45mètres.

➤ **n^{6b} La série des alternances :**

Au dessus de la barre calcaro-dolomitique précédente, l'Aptien supérieur est formé d'alternances assez régulières de bancs de calcaires durs, parfois dolomitisés, et de combes dues à des marnes et des grès renfermant quelques niveaux calcaro-dolomitiques. Le sommet de la série Aptienne est marqué par un « hard ground » avec poche d'hématite. Cette série dont

l'épaisseur est proche de 300 mètres disparaît ensuite sous les pendages grossiers du Plio-Quaternaire

➤ n⁵⁻⁴ **Barrémien et Aptien inférieur :**

Les formations du Barrémien et de l'Aptien inférieur qui constituent généralement le cœur de l'anticlinal de Guetiane occupent des surfaces de faibles étendues dans le bassin versant de Chaabet chaba. Dans cette partie du massif le Barrémien et l'Aptien inférieur sont essentiellement marno-gréseux. Il existe dans cette série un « hard –ground » très marqué à la surface d'un banc de grès affleurant dans le lit de Chaabet kef labiod au Sud –Ouest de Mechat chaba . A cet endroit la série présente les niveaux suivants :

- 1- Dolomies claires massives, 20 à 25 mètres.
- 2- Dolomies et marnes dolomitiques, 10 mètres.
- 3- Calcaires gris bleuté, graveleux, légèrement dolomitiques à huîtres, 5 mètres.
- 4- Alternances de marnes grisâtres à verdâtres, de grès blancs, gris ou verts, parfois dolomitiques. L'épaisseur de l'ensemble est de 60 mètres environ.

II.5. Aperçu hydrogéologique du bassin versant :

Les formations géologiques du Barrémien et de l'Aptien représentent une bonne partie des terrains du bassin versant de Chaabet chaaba. Les faciès dominants sont généralement de nature carbonatée, ils sont favorables au développement des zones karstiques dans lesquelles peuvent circuler des eaux souterraines. Quelques sources d'importance moyenne sont situées au Nord, au Nord –Ouest et à l'Ouest du bassin versant, elles témoignent des capacités hydrogéologiques non négligeables des formations carbonatées du bassin versant de Chaabet chaaba.

II.6. Géologie du site de la retenue :

II.6.1. Géologie du site de la cuvette :

Le cours d'eau de Chaabet chaaba qui prend naissance dans la partie méridionale du bassin versant présente dans un contexte morfo structural une pseudo limite entre deux terrains lithologiquement différents. Au niveau du site de la retenue les terrains qui constituent le versant gauche sont dominés par des matériaux Quaternaires de remplissage grossièrement détritiques. Les terrains du versant droit en revanche, sont formés de sols tendres : Argile verdâtre du Miocène et marne jaunâtre du Cénomani.

Les matériaux qui constituent la rive gauche sont fortement érodés par le cours d'eau, l'examen minutieux des parois de ce dernier et ses différentes branches a permis de dégager les remarques suivantes :

- Nous sommes en présence d'une sédimentation continentale dont les éléments proviennent de l'érosion des reliefs voisins.
- Les séquences sédimentaires sont variées, les dépôts diversifiés, et la structure est généralement lenticulaire.
- Il n'y a aucun ordre dans la sédimentation, et le passage d'un sol à un autre ou d'une lentille à une autre est très rapide dans le sens horizontal et /ou vertical.
- Les parties superficielles de ces niveaux détritiques se présentent souvent sous forme de petites plaques peu épaisses, de faibles étendues, formées d'éléments caillouteux et

graveleux bien consolidés. Le ciment est généralement de nature sableuse et /ou limoneuse.

- Ces dépôts de surface surmontent des niveaux lenticulaires de nature et de taille variés. On peut rencontrer des niveaux rougeâtres et rosâtres formés de croûtes calcaires altérées très friables, généralement intercalées entre des niveaux graveleux et caillouteux.
- Les lentilles sableuses sont fréquentes, elles s'intercalent souvent entre des niveaux caillouteux qui peuvent renfermer des blocs plus ou moins volumineux.
- Les niveaux grossièrement détritiques existent à des différentes profondeurs et sous des épaisseurs variables, les cailloux et les blocs qui sont parfois volumineux sont emballés dans une matrice généralement sableuse
- Les argiles verdâtres du Miocène occupent le fond des dépressions et elles sont recouvertes par les épaisses séries détritiques continentales Plio-Quaternaires, cette remarque a été confirmée sur le terrain lors de l'exécution de la fouille AF2. En effet au niveau de l'axe de l'oued et après avoir traverser les alluvions actuelles à une profondeur de 1,90 mètre apparaissent les premiers niveaux d'argiles verdâtres en question.
- Au niveau du site de la retenue, les extensions et les épaisseurs des dépôts de remplissage diminuent progressivement du Nord au Sud et d'Ouest en Est , c'est ainsi qu'au niveau des zones d'emprunt n°1 et n° 2 les fouilles EF1, EF2, et EF3 montrent qu'il y'a d'une part, une substitution des niveaux détritiques par des limons argilo-sableux et d'autre part, une apparition progressive en surface des argiles verdâtres jusqu'à leur affleurement franc EF4.
- Si les terrains de la rive gauche du site de la retenue sont dominés par des matériaux de remplissage grossièrement détritiques, il n'en est pas de même des terrains de la rive droite, le cours d'eau de Chaabet chaaba présente une pseudo limite entre deux terrains lithologiquement et morphologiquement différents. Les terrains de la rive droite sont fortement inclinés, leur aspect morphologique est instable, et la nature des sols est totalement différente. Dans la partie Sud et Sud -Est de la cuvette se développent des argiles Miocènes verdâtres et grisâtres, cette formation est à l'origine des phénomènes d'instabilité de terrain. La rive droite de la cuvette est également instable, mais les sols à cet endroit sont formés de marne jaunâtre du Cénomane.



Figure. II.5 : Talus des Berges Gauche & Droite du lit Majeur d'oued de la Retenue collinaire

II.6.2 Géologie du site de la retenue :

Le levé géologique détaillé et les résultats obtenus au niveau des trois fouilles AF1, AF2 et AF3 ont montré que les terrains qui constituent le site de la digue sont formés de la superposition de trois faciès différents et donc de trois types de sols différents. Le substratum commun est très profond et n'affleure pas au niveau du site de la retenue, ses strates carbonatées Aptiennes, fortement inclinées vers l'Est, sont bien développées à l'Ouest du cours d'eau de Chaabet chaaba. Du point de vue structural, les marnes jaunâtres Cénomaniennes qui forment le versant droit du site de la digue (AF3) constituent la première formation qui surmonte le substratum carbonaté de la base.

Au niveau de l'axe de l'oued la fouille AF2 a confirmé que les matériaux grossièrement détritiques reposent sur les argiles verdâtres du Miocène, ces deux dernières formations sont supportées alors par les marnes jaunâtres Cénomaniennes qui constituent le versant droit du site de la digue.

II.7. Perméabilité des formations du site de la retenue :

Compte tenu de l'étude géologique du bassin versant et celle du site de la retenue, il est possible de conclure les résultats suivants :

- Les dépôts Quaternaires grossièrement détritiques qui dominent le versant gauche du site de la retenue sont relativement épais et diversifiés, leur perméabilité est variable en fonction de la nature des sols et de leur état de consolidation.
- Les argiles verdâtres du Miocène qui forment les terrains de la partie Sud et Sud-Est de la cuvette EF4 constituent la couche de base sur laquelle reposent les dépôts Quaternaires grossièrement détritiques AF2. Ces argiles sont imperméables, elles assurent également la perméabilité des sols sus-jacents.
- Les marnes jaunâtres du Cénomaniens qui forment les terrains de la rive droite de la retenue constituent la première formation qui surmonte le substratum carbonaté de base.

Ces marnes jaunâtres supportent l'ensemble des formations précédentes (dépôts grossièrement détritiques et argiles verdâtres du Miocène), et présentent vraisemblablement des épaisseurs considérables. Leurs caractéristiques physico-mécaniques sont peu différentes de celles des argiles verdâtres, elles sont donc très peu perméables.

- Les strates carbonatées Aptiennes qui affleurent à l'Ouest du site de la retenue constituent le substratum commun de toutes les formations, elles sont fortement inclinées vers l'Est n'affleurent pas au niveau du site de la retenue. L'ensemble des formations sus-jacentes assure alors le rôle d'écran d'étanchéité.

II.8. Stabilité des terrains du site de la retenue :

Les terrains de la rive gauche du site de la retenue dominés par les dépôts grossièrement détritiques sont moyennement à faiblement inclinés, ils sont fortement érodés mais généralement stables. Ils ne présentent vraisemblablement aucun phénomène de glissement ou d'éboulement. Paradoxalement les terrains de la rive droite dont les sols sont de nature argilo-marneuse présentent un aspect morphologique totalement différent. Les pentes sont généralement fortes, le relief est chahuté et basculé, et des signes d'arrachement et d'instabilité sont bien visibles sur le terrain. Des travaux de confortement de ce versant s'avèrent donc indispensables afin de minimiser l'évolution de l'instabilité et protéger la future retenue contre les risques des éventuels accidents.

II.9. Etude de variante d'axe possible de la retenue :

Pour le choix judicieux du site de la digue nous proposons deux axes

II.9.1. Caractéristiques morphométriques de la digue pour l'Axe N° 01 :

Compte tenu de l'étude géologique et de l'état actuel du site, et comme la qualité et la quantité du matériau servant comme recharges est défini par le laboratoire L.T.P.Est de Constantine recommande une digue en terre avec noyau en argile (Vue la disponibilité du matériau au sein de la cuvette).

C'est un site faiblement allongé, de ce fait, la digue sera modeste et justifiable économiquement. L'avantage de ce site consiste en sa position plus ou moins perchée par rapport à la plaine.

II.9.2. Caractéristiques morphométriques de la digue pour l'Axe N° 02.

C'est un site très évasé. De ce fait, la digue sera très longue et difficilement justifiable économiquement.

Sa topographie favorisera énormément l'évaporation conditionnant le phénomène d'autofissuration par voie de conséquence envahissement de la cuvette par de mauvaises herbes (envasement précoce) et réduction effective du délai de service d'exploitation de la retenue).

L'inconvénient majeur de ce site réside au niveau de la structure géologique trop médiocre notamment au niveau du lit d'oued à base de pouding perméable et donne lieu à une hauteur basse et dont l'appui est défavorable en rive gauche et donne lieu à une longueur en crête si considérable, **en conclusion, cet axe est à écarter.**

Il y a lieu de proposer deux (03) types de variantes qui sont les suivantes :

- a) Digue enterre avec un noyau en argile munis d'un prisme de drainage à l'aval.
- b) Digue en terre avec un drain vertical combiné muni par un prisme de drainage à l'aval.
- c) Digue en enrochement avec masque en béton.

I.10. Utilités et indispensabilités des cas de variantes :

- **Cas de la première variante:**

Comme la quantité des argiles de bonne qualité est insuffisante (cas de dominance du remblai à granulométrie grenue ou à dominance de limon), l'endigement en terre argileuse s'avère nécessaire, (digue en terre avec noyau en argile), donc cette variante sera recommandée. Le volume en argile pour le noyau peut être satisfaisant pour ce type d'ouvrage. (Voir rapport géologique).

L'argile plastique à l'état naturel (non remanié) joue un rôle important d'étanchéisation du fond et à fin d'assurer la sécurité de la digue contre les sous pression d'infiltration, (sous l'ouvrage et à l'amont) et au phénomène du renard.

La réalisation de ce type d'ouvrage est facile et mécanisable.

- **Cas de la deuxième variante :**

Digue en terre avec un drain vertical à base de gravier combiné avec un prisme de drainage au pied aval de la digue pour le cas des argiles à faible pourcentage de limons (cas de l'argile trop plastique).

Pour assurer la sécurité de l'ouvrage, l'eau infiltrée dans le remblai sera aisément évacuée à l'aval par le drain vertical et le prisme de drainage.

- **Cas de la troisième variante :**

Un massif en enrochements construit en travers de la rivière avec des pentes de talus assez douces pour assurer la stabilité. Les enrochements ne sont pas imperméables et, à eux seuls, ils sont incapables de retenir l'eau.

Une couche d'étanchéité appelée masque posée à l'amont du massif en enrochement et qui s'appuie sur ce massif. Le masque est étanche sur toute sa surface. Un soin particulier doit être porté à ce que l'étanchéité soit aussi assurée sur la périphérie du masque aussi bien en pied de barrage et dans la fondation qu'en rive pour éviter que le masque ne soit contourné.

II.11. Etude géotechnique :

II.11.1. Travaux de reconnaissance :

Dans le but de connaître les caractéristiques géotechniques des sols de fondation de la digue et celles des matériaux de construction, une prospection directe des sols par la réalisation d'une série de fouilles à la pelle mécanique a été effectuée comme suit :

II.11.1.1. Au niveau du site de la retenue :

Nous avons réalisé 3 fouilles à la pelle mécanique de 4 mètres de profondeur chacune, avec prélèvement de 3 échantillons des différents types de sols rencontrés, et ce pour des essais géotechniques de laboratoire.

II.11.1.2. Au niveau des zones d'emprunt

Afin de connaître les types de sols convenables pour la construction de la digue, nous avons réalisé au niveau de deux zones d'emprunt (voir levé géologique) 4 fouilles à la pelle mécanique ayant chacune 3,5 mètres de profondeur. 4 échantillons de sols différents ont été prélevés pour subir des essais et des analyses géotechniques de laboratoire.

II.11.2. Essais de laboratoire :

II.11.2.1. Type et mode opératoire :

Les essais géotechniques ont été réalisés par le laboratoire des travaux publics de l'Est (L.T.P Est de Constantine), Les normes utilisés et les modes opératoires des essais sont les suivants :

1. Les essais d'identification et de classification ont été réalisés selon la norme standard de l'E.T.P E découlant des normes A.S.T.M.
2. Les essais de « Proctor normal » pour l'évaluation des caractéristiques géotechniques des matériaux de la digue sur la portion de particules de diamètre inférieur à 4 mm sous une énergie de compactage de 600 KN/m².
3. Les essais de compressibilité à l'odomètre pour évaluer les paramètres de calcul des tassements.
4. Les essais de perméabilité ont été réalisés à l'odomètre.

II.11.2.2. Nombre d'essai :

- **Essais physiques :**

- Teneur en eau naturelle -----7 essais
- Densité sèche -----4 essais
- Degré de saturation -----4 essais
- Densité des grains solides -----7 essais
- Granulométrie – sédimentométrie-----7 essais
- Limites d'Atterberg-----7 essais

- **Essais mécaniques :**

- Essai de cisaillement rectiligne uu -----0 essai
- Essai de compression à l'oedomètre -----1 essai
- Essai de perméabilité -----1 essai
- Essai « proctor normal »-----4 essais

- **Analyses chimiques :**

- Insolubles-----7 essais
- Carbonates-----7 essais
- Gypse-----7 essais

II.11.3. Résultats des essais de laboratoire et leur interprétation :

II.11.3.1. Terrains de fondation de la digue :

Le site de la digue présente la superposition de trois formations différentes. Les matériaux grossièrement détritiques dominant la rive gauche AF1, les argiles verdâtres rencontrées à une profondeur de 1,90 mètre sous les alluvions actuelles au milieu de l'axe de l'oued AF2

supportent la formation précédente, et l'ensemble de ces deux formations repose sur les marnes jaunâtres qui forment la rive droite du site de la digue.

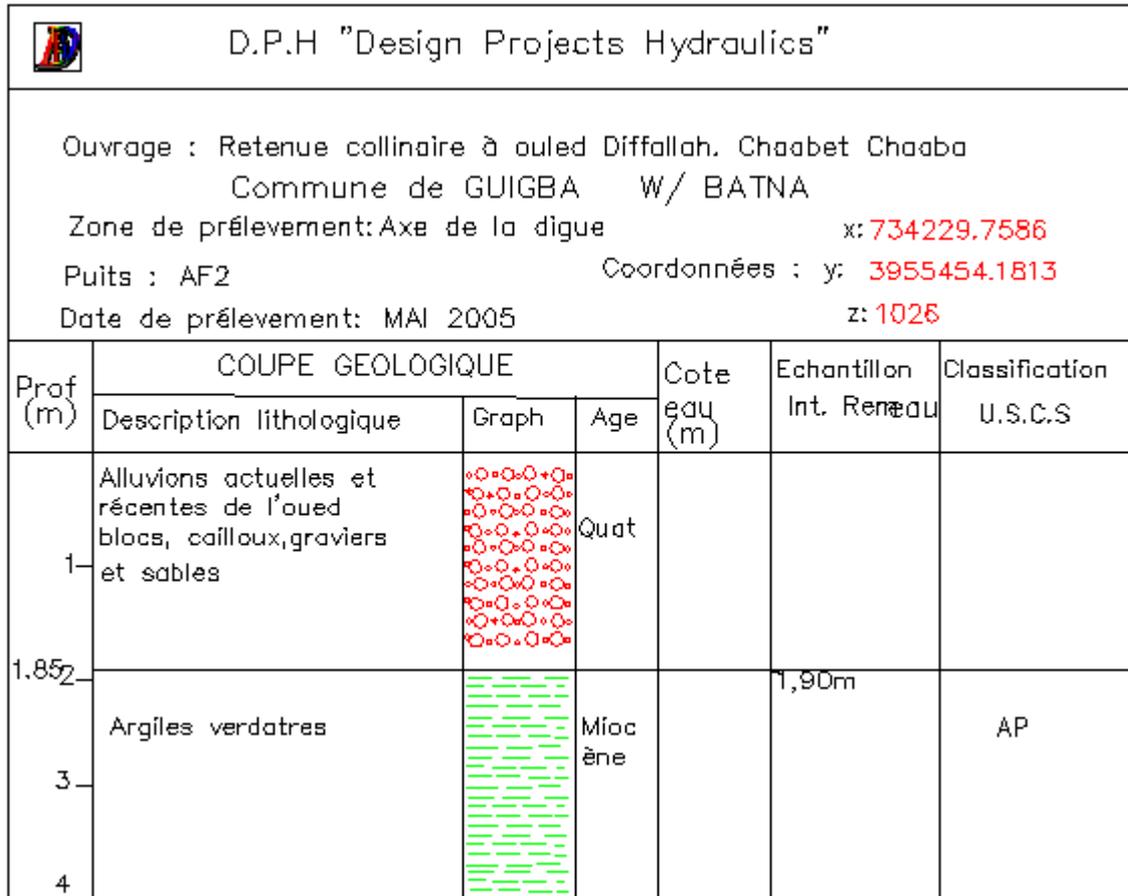


Figure. II.6 : coupe géologique de la Fouille AF2 au niveau de l'axe médian de l'Oued de la Retenue.

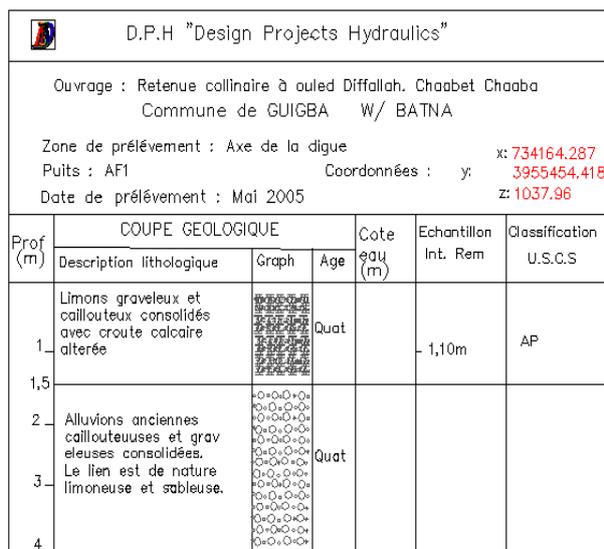


Figure. II.7 : coupe géologique de la Fouille AF1 en Rive Gauche de l'Axe de la Retenue Collinaire

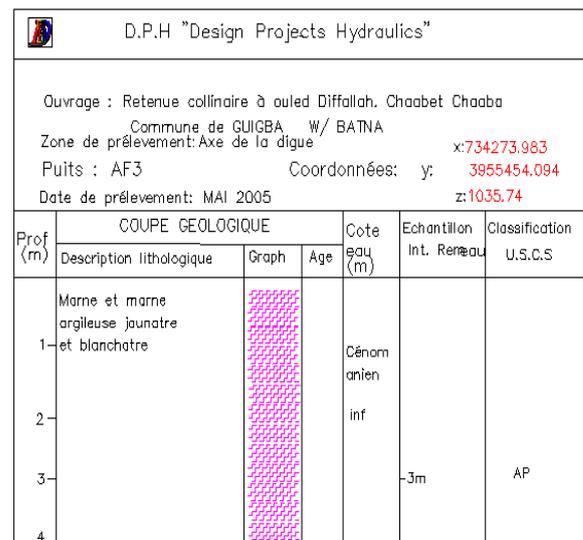


Figure. II.8 : coupe géologique de la Fouille AF3 en Rive Droite de l'Axe de la Retenue Collinaire

II.11.3.2. Les caractéristiques géotechniques des sols de fondation de la digue

a) Caractéristiques physiques :

- ❖ Les résultats de l'analyse granulométrique et sédimentométrique sont les suivants :

Grain de diamètre inférieur à 80 μ -----	(41% -95%)
Grain de diamètre supérieur à 2mm-----	(2% - 36%)
Grain de diamètre compris entre 2mm-0,2mm-----	(3% - 11%)
Grain de diamètre compris entre 0,2 mm – 0,02mm-----	(4% - 25%)
Grain de diamètre compris entre 0,02mm – 0,002mm-----	(14% - 49%)
Grain de diamètre inférieur à 2 μ -----	(15% - 42%)

- ❖ Les valeurs des limites d'Atterberg.

Limite de liquidité W_L (41,91 – 53,81)

Indice de plasticité I_P (20,47 – 29,52)

b) Caractéristiques mécaniques :

- ❖ Les paramètres de cisaillement :

Mis à part le sol de la fouille AF2, l'essai de cisaillement rectiligne n'a pas pu être réalisé pour des raisons d'absence de mottes ou d'impossibilité de taillage de celles-ci. Pour les sols des fouilles AF1 et AF3 les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion ont été calculées à l'aide des formules de Biarez – Simon .

Les sols de fondation de la digue présentent donc :

Angle de frottement interne : $\varphi_{uu} = 16^\circ - 18,49^\circ$

Cohésion : $C_{uu} = (13 - 26) \text{ KN/m}^2$

- ❖ Les essais de compression à l'oedomètre et ceux de la perméabilité n'ont pas pu être réalisés pour des raisons d'absence de mottes et d'impossibilité de taillage de celle-ci.

c) Analyses chimiques :

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur les sols de fondation de la digue sont résumés comme suit :

- Teneur en insoluble : 40,10% - 42,20%
- Teneur en carbonate : 51,18% - 54,33%
- Teneur en gypse : sous forme de traces

II.11.4. Interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur les sols de fondation de la digue :

Les résultats précédents peuvent être interprétés comme suit :

- Les sols de fondation du site de la digue appartiennent selon la classification U.S.C.S au groupe des argiles minérales peu plastiques (AP)
- Les dimensions des D_{max} sont généralement faibles, et les pourcentages granulométriques au niveau des tamis à petites mailles sont élevés. Il s'agit donc des sols fins.
- Les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion indiquent que les sols de fondation de la digue présentent une résistance au cisaillement satisfaisante.
- La perméabilité, la compressibilité et le gonflement seront évalués à partir des formules empiriques et des abaques qui ne donnent alors qu'un ordre de grandeur.

- Du point de vue pratique on remarque que la perméabilité d'un sol est sensiblement proportionnelle au carré du diamètre D_{15} (diamètre des grains représentant 15% du poids du sol examiné) . $K \approx (D_{15})^2$.

Le coefficient de perméabilité K est analogue à une vitesse et s'exprime en cm/s, ou m/s.

Les courbes granulométriques des sols du site de la digue présentent généralement des D_{15} de l'ordre de 0,002 mm = 0,0002 cm donc $K \approx (2 \times 10^{-4})^2 = 4 \times 10^{-8}$ cm/s.

- On comparant la limite de liquidité des argiles non sensibles et leur indice de compression, SKEMPTON a trouvé une corrélation assez nette et proposé la formule :

$$C_C = 0,009(W_L - 10).$$

La valeur moyenne des limites de liquidité des sols de fondation est de $W_L = 47,47$

La valeur moyenne de l'indice de compression des sols de fondation est donc :

$$C_C = 0,009(W_L - 10) = 0,33$$

Les sols de fondation sont donc moyennement à fortement compressibles .

- Selon l'abaque de VANDERMERWE, les valeurs des indices de plasticité et les pourcentages des colloïdes (éléments inférieur à 2 microns) montrent que les sols du site de la digue présentent un potentiel de gonflement moyen .

- Les résultats des analyses chimiques montrent que le taux des carbonates est considérable et dépasse 50%, celui des insolubles (silicates) est appréciable (supérieur à 40%), c'est donc le caractère marneux qui prédomine. Le gypse se trouve sous forme de traces.

II.11.5. Matériaux de construction de la digue :

La recherche des matériaux de construction de la digue a permis de localiser 2 zones d'emprunt.

II.11.5.1.Zone d'emprunt n°1 :

Située au milieu de la cuvette à 200m environ du site de la digue, la zone d'emprunt n° 1 est constituée d'argile verdâtre qui sera destinée à la confection du noyau et le tapis d'argile sous l'emprise de la digue. Cette zone peut couvrir largement le volume nécessaire. Dans cette zone nous avons effectué une seule fouille EF4.

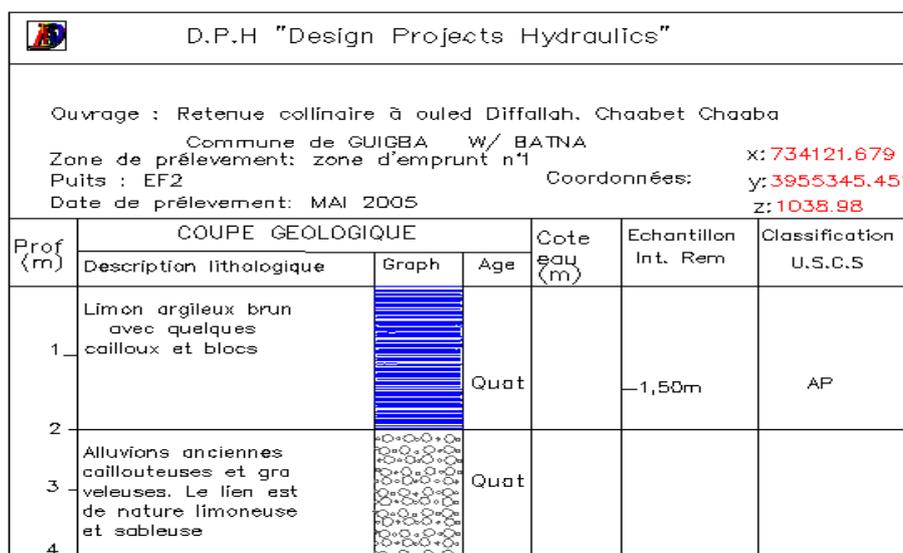


Figure. II.9 : coupe géologique de la Fouille EF4 dans la Z.E 1 en Que de la Cuvette de la Retenue

II.11.5.2. Les caractéristiques géotechniques des sols de la zone d'emprunt n°1 :**a) caractéristiques physiques :**

- Les résultats de l'analyse granulométrique et sédimentométrique sont les suivants :

Grain de diamètre inférieur à 80 μ -----69%

Grain de diamètre supérieur à 2mm-----23%

Grain de diamètre compris entre 2mm et 0,2mm-----5%

Grain de diamètre compris entre 0,2mm et 0,02 mm-----13%

Grain de diamètre compris entre 0,02 et 0,002 mm-----34%

Grain de diamètre inférieur à 2 μ -----27%

- Les valeurs des limites d'Atterberg.

Limite de liquidité W_L : 47,28

Indice de plasticité I_p : 24,04

b) Caractéristiques mécaniques :

- Les paramètres de cisaillement :

L'essai de cisaillement rectiligne n'a pas pu être réalisé pour des raisons d'absence des mottes ou d'impossibilité de taillage de celles-ci. Les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion ont été calculées à l'aide des formules de Biarez-Simon.

Angle de frottement interne $\varphi_{uu} = 17,41^\circ$

Cohésion $C_{uu} = 27 \text{ KN/m}^2$

- L'essai de compression à l'ocdomètre et celui de la perméabilité n'ont pas pu être réalisés pour des raisons d'absence de mottes ou d'impossibilité de taillage de celle-ci.
- Les paramètres de compactage des sols de la fouille EF4 selon l'essai « proctor normal » sont les suivants :

Teneur en eau optimal $W_{OPn} : 17,6\%$

Densité sèche optimale $\delta_{d \text{ Opn}} : 16,6 \text{ KN/m}^3$

c) Les analyses chimiques :

Les insolubles : 41,50%

Les carbonates : 52,76%

Le gypse : Sous forme de traces.

II.11.5.3. Interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur les sols de la zone d'emprunt n° 1 :

- Les sols de la zone d'emprunt n° 1 appartiennent selon la classification U.S.C.S au groupe AP (argile minérale peu plastique).
- Nous constatons des D_{max} de faible dimension et des pourcentages granulométriques élevés au niveau des tamis à petites mailles.
- Les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion indiquent que les sols de la zone d'emprunt n° 1 ont une résistance au cisaillement acceptable.
- Pratiquement la perméabilité est évaluée par la formule empirique suivante

$$K \approx (D_{15})^2$$

(D₁₅diamètre des grains représentant 15% du poids du sol examiné).

La courbe granulométrique des sols de la fouille EF4 présente un D₁₅ de l'ordre 0,002 mm = 0,0002 cm.

Donc : $K = (2 \times 10^{-4})^2 = 4 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$

Les sols de la zone d'emprunt n° 1 sont donc très peu perméables.

- La formule empirique de SKEMPTON permet de comparer la limite de liquidité des argiles non sensibles et leur indice de compression.

$C_C = 0,009 (W_L - 10)$

- La limite de liquidité des sols de la fouille EF4 est égale à $W_L = 47,28$

$C_C = 0,009(47,28 - 10) = 0,33$

Les sols de la zone d'emprunt n° 1 sont donc moyennement à fortement Compressibles.

- Selon l'abaque de VANDERMERWE, les valeurs des indices de plasticités et les pourcentages des colloïdes (éléments inférieurs à 2 microns) montrent que les sols du site de la zone d'emprunt n°1 présentent un potentiel de gonflement moyen (voir Fig.1).
- Les argiles de la zone d'emprunt n° 1 qui sont destinées à former le noyau de la digue doivent subir un compactage dont le taux sera compris entre 95% et 100% du proctor normal.
- Les analyses chimiques montrent que les pourcentages des carbonates et des insolubles sont relativement élevés. Le gypse se trouve sous forme de traces.

II.11.6. Zone d'emprunt n° 2 :

Cette zone est située au milieu de la cuvette à 150 mètres environ du site de la digue. Les sols sont formés de limons argileux avec quelques cailloux et petites blocs surmontant des alluvions caillouteuses et graveleuses. Ces matériaux seront utilisés pour les recharges Amont et Aval de la digue.

Dans cette zone nous avons réalisé 3 fouilles de 3,5mètres de profondeur chacune

D.P.H "Design Projects Hydraulics"						
Ouvrage : Retenue collinaire à suled Diffallah, Chaabet Chaaba						
Commune de QUIGBA W/ BATNA						
Zone de prélèvement : zone d'emprunt n°2				x: 734137.791		
Puits : EF4				y: 3955296.289		
Date de prélèvement: MAI 2005				z: 1042.84		
Prof (m)	COUPE GEOLOGIQUE			Cote eau (m)	Echantillon Int. Rem	Classification U.S.C.S
	Description lithologique	Graph	Age			
1	Argile verdâtre		Miac- sène		-1,50m	AP
2						
3						
4						

Figure. II.10 : Coupe géologique de la Fouille EF3 dans la Z.E 2 en Que de la Cuvette de la Retenue

II.11.6.1 Les caractéristiques géotechniques des sols de la zone d'emprunt n° 2 :

a) Caractéristiques physiques :

- ❖ les résultats de l'analyse granulométrique et sédimentométrique sont les suivants :

Grain de diamètre inférieur à 80 μ -----	(45% - 88%)
Grain de diamètre supérieur à 2mm-----	(1% - 20%)
Grain de diamètre compris entre 2mm – 0,2 mm-----	(2% - 21 %)
Grain de diamètre compris entre 0,2mm – 0,02mm-----	(16% - 32%)
Grain de diamètre compris entre 0,02mm – 0.002mm-----	(15% - 31%)
Grain de diamètre inférieur à 2 μ -----	(14% - 50%)

- ❖ Les valeurs des limites d'Atterberg :

Limite de liquidité W_L (36,78 – 59,85)

Indice de plasticité I_p (18,83 – 29,87)

b) Caractéristiques mécaniques :

Mis à part le sol de la fouille EF2, l'essai de cisaillement rectiligne n'a pas pu être réalisé pour des raisons d'absence de mottes et d'impossibilité de taillage de celles-ci. Les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion des sols des fouilles EF1 et EF3 ont été calculées à l'aide des formules de Biarez- Simon. Les sols de la zone d'emprunt n° 1 présentent :

Angle de frottement interne φ_{uu} : 17,22° - 19,03°

Cohésion..... C_{uu} : (24 - 40) KN/m²

- L'essai de compression à l'oedomètre a été réalisé uniquement sur le sol de la fouille EF2. Les résultats de cet essai sont les suivants :

La pression de consolidation $P_C = 3,14$

Le coefficient de compressibilité $C_C = 0,17$

Le coefficient de gonflement $C_g = 0,03$

- L'essai de perméabilité a été réalisé uniquement sur le sol de la fouille EF2. Ce sol présente une perméabilité de : $K = 0,31 \times 10^{-8}$ m/s.

- Les paramètres de comptage des sols de la zone d'emprunt n° 1 selon l'essai « proctor normal » sont les suivants :

Teneur en eau optimal ----- W_{OPn} : (14,9% - 23,3%)

Densité sèche optimale ----- $\delta_{d op n}$: (14 - 17,5)KN/m³

c) Les analyses chimiques :

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur les sols de la zone d'emprunt n°1 sont résumés comme suit :

Les insolubles : 46,50% – 59,20%

Les carbonates : 37,80% – 93,74%.

Le gypse : sous forme de traces

II.11.6.2. Interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur les sols de la zone d'emprunt n° 2 :

Les résultats précédents peuvent être interprétés comme suit :

- Les sols de la zone d'emprunt n° 2 appartiennent selon la classification U.S.C.S au groupe AP (argiles minérales peu plastiques).
- Les courbes granulométriques montrent que les dimensions des D_{max} des sols de la zone d'emprunt n° 2 sont généralement moyennes à faibles, et les pourcentages granulométriques au niveau des tamis à petites mailles sont moyens à élevés.
- Les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion mesurées par l'essai de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé et celles calculées à l'aide des formules de Biarez – Simon montrent que les sols de la zone d'emprunt n° 2 possèdent une résistance au cisaillement modérée.
- Les résultats de l'essai oedométrique (P_c, C_c et C_g) indiquent que les sols de la zone d'emprunt n° 1 sont sur-consolidés, moyennement compressibles et non gonflants.
- La perméabilité des sols de la fouille EF2 est de : $K = 0,31 \times 10^{-8}$ m/s. Etant donné que la nature des sols est généralement la même dans les trois fouilles (EF1, EF2 et EF3) on peut dire que la perméabilité des sols de la zone d'emprunt n° 2 a le même ordre de grandeur, ces sols donc peu perméables.
- Lors de la mise en œuvre de ces sols comme matériaux de recharges, le taux de compactage doit être compris entre 95% et 100% du proctor normal.
- Les résultats des analyses chimiques montrent clairement la prédominance de la nature marneuse des sols. Le gypse se trouve sous forme de traces.
- Les sols de la zone d'emprunt n° 2 peuvent être utilisés pour les recharges Amont et Aval de la digue.

II.11.7. Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue :

II.11.7.1. Remblai de la digue :

Tableau. II.1 : Caractéristiques géotechniques du remblai de la digue :

Caractéristiques géotechniques	Unité	Zone d'emprunt n° 1	Zone d'emprunt n° 2
Teneur en eau o.p.t (W_{opt})	%	17,6	23,3
Teneur en eau saturation (W_{sat})	%	18,5	29,6
Angle de frottement interne (ϕ_{uu})	(°)	17,41	19,03
Cohésion (C_{uu})	KN-m ²	27	24
Angle de frottement effectif (ϕ')	(°)	16,69	13,49
Cohésion effective (C')	KN/m ²	12,15	10,8
Pression de consolidation (p_c)	KN/m ²	/	314
Coefficient de compressibilité (C_c)	/	0,33	0,17
Coefficient de gonflement (C_g)	/	/	0,03
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	4×10^{-8}	$0,31 \times 10^{-8}$

Source : (L.T.P Est de Constantine)

II.11.7.2. Terrain de fondation de la digue :**Tableau. II.2 :** Caractéristiques géotechnique de la fondation de la digue :

Caractéristiques géotechniques	Unité	Valeur
Angle de frottement interne (φ_{uu})	(°)	16
Cohésion(C_u)	KN/m ²	13
Angle de frottement effectif (φ')	(°)	14,5
Cohésion effective (C')	KN/m ²	5,85
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	4×10^{-8}

Source : (L.T.P Est de Constantine)

Voir annexe A**Conclusion :**

L'étude géologique et géotechnique précédente permet d'aboutir aux conclusions suivantes :

- Les formations géologiques qui constituent les terrains de la future retenue collinaire à Ouled Diffallah sur Chaabet Chaaba correspondent à des dépôts sédimentaires épais, tendres et grossièrement détritiques. L'effet de la tectonique cassante (faille ou décrochement) est insignifiant ou presque inexistant. Les couches carbonatées du substratum commun sont très profondes et bien recouvertes par les formations étanches sus-jacentes. La perméabilité des terrains de la retenue est bien assurée.
- Les mouvements des terrains du versant droit du site de la retenue sont bien manifestés, des travaux de confortement et de stabilité s'avèrent donc indispensables afin de protéger la future retenue contre d'éventuels risques d'envasement rapide et de débordement de la lame d'eau.
- Pour lutter contre les éventuels tassements du sol de la fondation qui peuvent naître sous les efforts verticaux du remblai, il est recommandé de jouer sur la vitesse de construction de la digue, de manière à laisser à l'eau mise en charge dans les sols argileux le temps de s'évacuer faisant ainsi disparaître le danger d'apparition de fortes pressions internes (pressions interstitielles).

Chapitre III

Etude hydrologique

Introduction:

L'hydrologie est une science qui étudie l'ensemble des aspects liés aux au processus de maturation de n'importe quel ouvrage hydraulique, allant du choix du site jusqu'à l'étape de la réalisation, en passant par la détermination des paramètres hydrologiques de l'oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant (apports liquides et solide), les aspects de la sécurité ainsi que la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont conditionnés par à une évaluation correcte et juste de la crue. Cette logique est fondamentale, surtout, s'il s'agit d'un grand ouvrage comme le barrage.

Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant (apports liquides et solide) qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement

Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

Nous procédons à l'étude hydrologique du bassin versant de l'Oued **Chaaba** pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation de la retenue, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues....etc.

III.1. Bassin versant :

Un bassin versant est l'espace drainé par un cours d'eau et ses affluents .l'ensemble des eaux qui tombent dans cet espace convergent vers un même point de sortie appelé exutoire (cours d'eau, lacs, mer, océan etc.), chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En démarrant par un exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire. Le bassin versant au site de la retenue d'Oued Chaaba fait partie du grand bassin versant de Chott El Hodna code ANRH (5) et du sous bassin versant (12) dont la superficie est de 9,8 km². Les coordonnées du site de la retenue collinaire d'Oued Chaaba sont présentées dans le tableau III.1

Tableau. III.1. Coordonnées du site de la retenue collinaire d'Oued Chaaba :

Système de coordonnées	UTM fuseau 31	géographiques
Site du bassin versant	x=734,5 km	Lat. 35°42'57,68
Oued Chaaba	y=3955,55 km	Long. 5°35'32,35
	z=1020 m	

III.1.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

Les paramètres physiographiques ont été estimés en se basant sur les cartes d'état-major N°GAOUS 1 NI-31-XXIV-4 au 1/50.000^e, après avoir été scannées et numérisées.



Figure. III.1 : Délimitation du bassin versant sur la carte d'état-major de N'GAOUS n° NI – 31 – XXIV – 4 au 1/50.000^e

- Caractéristiques physiographiques du bassin versant

Les paramètres physiographiques étudiés du bassin versant sont définis comme suit :

❖ **La surface du bassin versant**

La surface du bassin versant de la retenue collinaire Chaabet Chaaba a été obtenue par planimétrie de la surface horizontale du territoire délimité, avec précision. La ligne de partage des eaux étant la limite extrême du bassin. Le travail a été effectué sur une carte topographique au 1/50.000. Nous avons déduit que le bassin versant occupe une superficie de **S = 9.8 km²**.

A l'aide du curvimètre nous avons mesuré ce qui suit :

❖ **Le périmètre du bassin versant**

Le périmètre du bassin versant mesuré est de **P = 12.64 Km**,

❖ **Longueur du thalweg principal**

La longueur du thalweg principal à pour valeur **L = 4.625 km**

❖ **Altitude du bassin versant**

Les Altitudes extrêmes du bassin versant sont :

- Altitude maximale **1762m**
- Altitude minimale **1020m**.
- L'altitude moyenne du bassin est de **1541 m**.

La Figure. III.2 nous permet de confirmer que notre site se trouve dans les hautes plaines , ou les altitudes extrême varient entre 1000m et 1800m

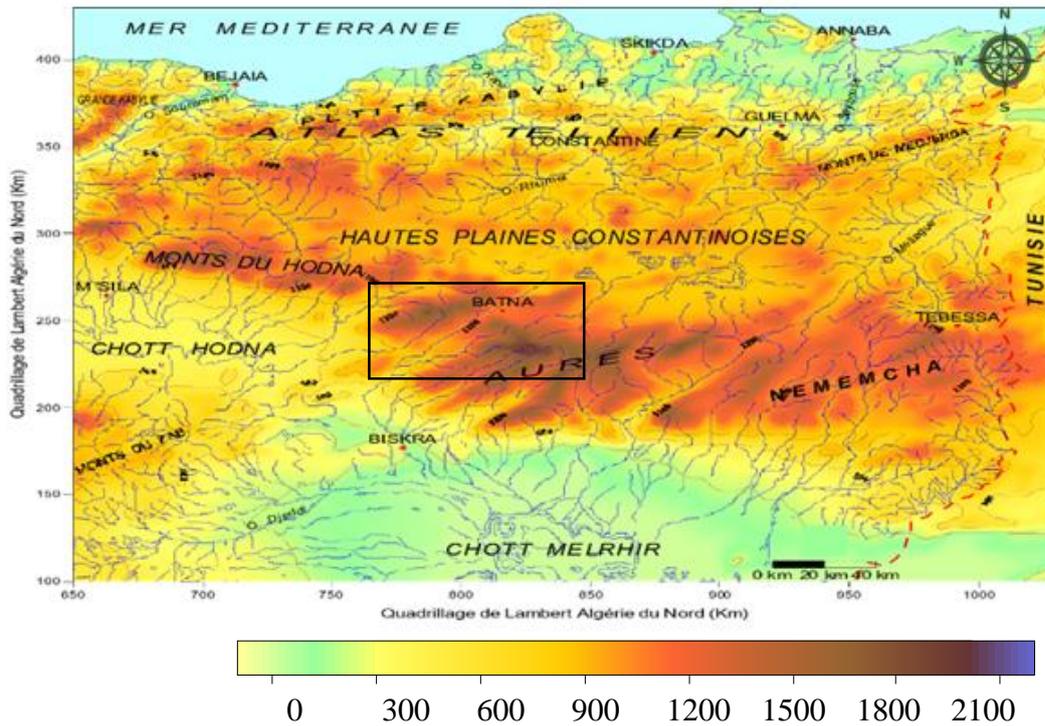


Figure. III.2 : Oro-hydrographie de l’Est algérien vue à travers le Modèle Numérique de Terrain (M.N.T. traité à partir d’une image satellitaire de Eros Data Center de l’U.S. Geological Survey ; réseau hydrographique digitalisé par l’A.N.R.H. sur ArcView à partir des cartes topographiques au 1/ 200 000) source : **Mebarki 2004**

❖ **Pente moyenne de l’Oued**

La pente moyenne de l’Oued est calculée sur la base de la relation suivante :

$$I_0 = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (III.1)$$

On aura donc : $I_0 = 16,04$

❖ **Coefficient d’allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = L^2 / S \dots\dots\dots (III.2)$$

L : la longueur du talweg principal (Km)

S : la superficie du bassin versant. (Km²)

$$C_a = 2,18$$

❖ **Indice de compacité (kc) :**

C’est le rapport du périmètre du bassin sur la circonférence du cercle de rayon **R** ayant la même superficie **S** que le bassin,

L’indice de compacité est un coefficient exprimant la forme du bassin versant, il est en fonction de la surface du bassin et de son périmètre et il est donné par la formule suivante:

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (III.3)$$

$$\text{Donc : } P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.282 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

K_C : indice de Gravelius

AN:

$$K_C = 0,282 \cdot \frac{12,64}{\sqrt{9,8}} \Rightarrow K_C = 1,14$$

D'après la formule de K_C on distingue trois cas :

K_C = 1 : Lorsque le bassin est parfaitement circulaire.

K_C = 1,12 Lorsque le bassin est carrée.

K_C > 1,12 Lorsque le bassin est relativement allongé.

L'indice de compacité est proportionnellement lié au temps de concentration (T_c), plus le K_C est grand, plus le bassin versant sera allongé, plus le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire sera important et plus la crue serait moins violente .

D'après la valeur du k_c on conclue que notre bassin est de forme plus au moins allongée.

❖ Rectangle équivalent

La notion de rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius, introduite par Roche (1963), permet de comparer facilement des bassins versants entre eux, en ce qui concerne l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement.

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique. Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2 * (L + l)$$

$$S = L * l \dots\dots\dots(III.4)$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S :

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III.5)$$

De (III.4) et (III.5) on obtient une Equation de 2^{ème} degré admet deux solutions L_r;l_r :

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III.6)$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

AN : $L_r = 3,72 Km$

$l_r = 2,63 Km$

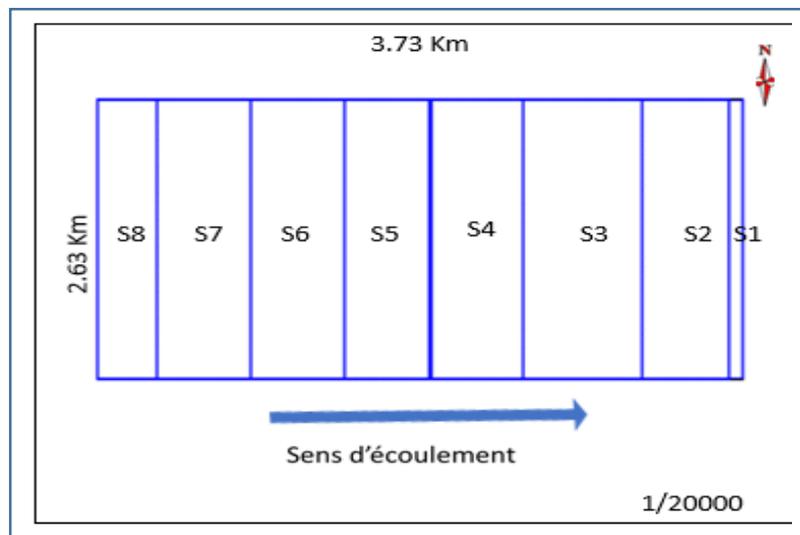


Figure. III.3 : Rectangle équivalent

❖ Hypsométrie du bassin versant

- Le relief

L'aire d'étude se présente généralement comme une région au relief ondulé et aux pentes abruptes.

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

- 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_m
- Densité de drainage D_g

➤ **La courbe hypsométrique :**

Un portrait précis de la distribution de l'élévation d'un bassin versant est donné par sa courbe hypsométrique. Cette dernière est tracée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après planimétrie des surfaces partielles. Elle exprime en abscisse le pourcentage de superficie cumulée du bassin versant, en coordonnée les altitudes

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

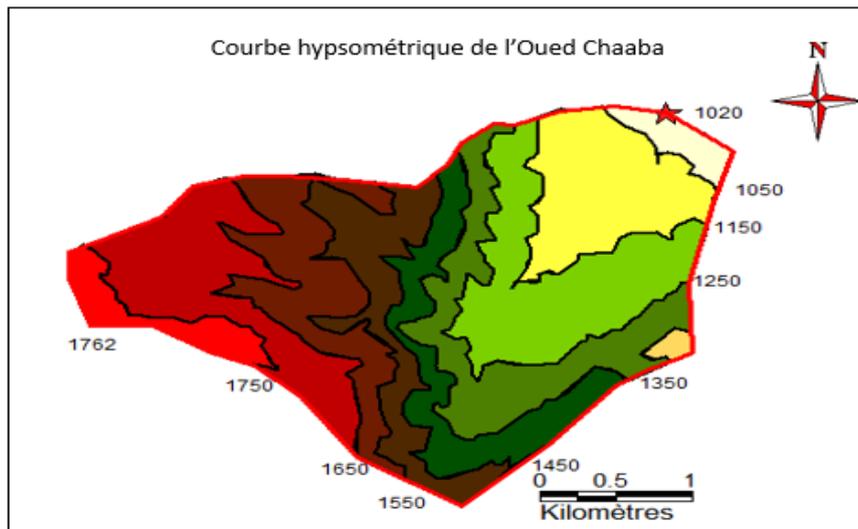


Figure. III.4 : Carte hypsométrique du bassin versant obtenue avec le logiciel Mapinfo avec une échelle de 1/50.000^e

On obtient les résultats suivants (voir tableau III.2).

Tableau. III.2 : Coordonnées de la courbe hypsométrique :

Tranche d'altitude	Surface Km ²	S cumulé km ²	Surfaces %
1762-1650	0,91	0,91	9,29
1650-1550	1,45	2,36	24,08
1550-1450	1,43	3,79	38,67
1450-1350	1,29	5,08	51,84
1350-1250	1,44	6,52	66,53
1250-1150	1,79	8,31	84,8
1150-1050	1,31	9,62	98,16
1050-1020	0,18	9,8	100
Somme	9,8		

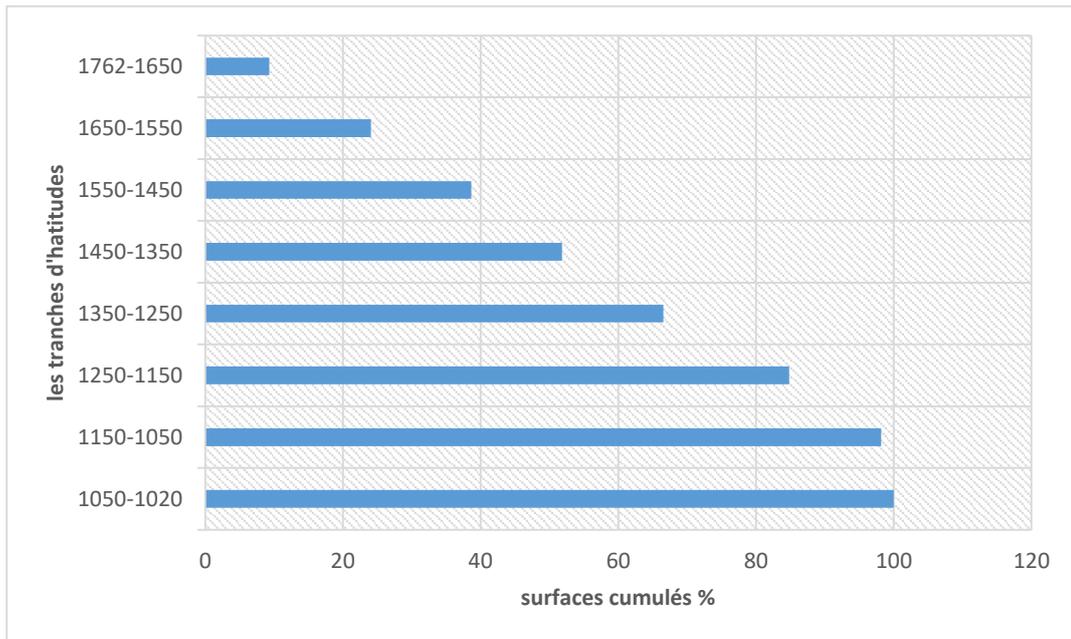


Figure. III.5 : l'histogramme de la courbe hypsométrique

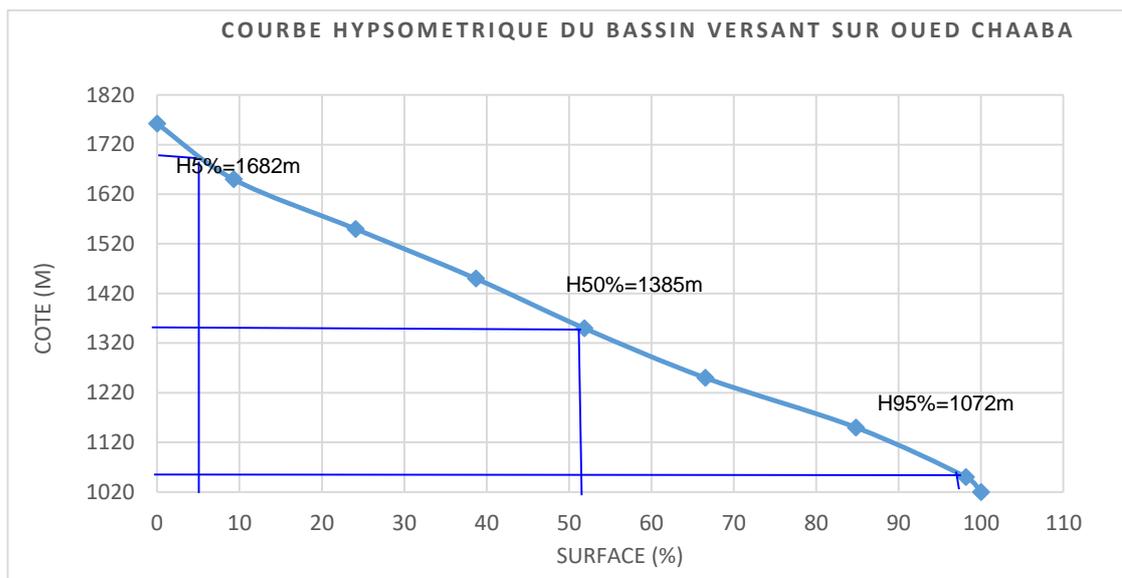


Figure. III.6 : Courbe hypsométrique du bassin de l'oued Chaab

❖ Altitude médiane

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

$$H_{med} = H_{50\%} = 1385 \text{ m.}$$

❖ Altitude moyenne

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

$$H_{moy} = \frac{\sum SiHi}{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

Si : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²)

Hi : altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²)

H_{moy}=1374,56 m.

➤ **Détermination de l'altitude moyenne H_{moy} :**

Tableau. III.3 : Détermination de l'altitude moyenne H_{moy}

Tranche d'altitude	Surface Km ²	S cumulée km ²	Surfaces %	Haltitude moyenne m	S*hi m
1762-1650	0,91	0,91	9,29	1706	1552,46
1650-1550	1,45	2,36	24,08	1600	2320
1550-1450	1,43	3,79	38,67	1500	2145
1450-1350	1,29	5,08	51,84	1400	1806
1350-1250	1,44	6,52	66,53	1300	1872
1250-1150	1,79	8,31	84,8	1200	2148
1150-1050	1,31	9,62	98,16	1100	1441
1050-1020	0,18	9,8	100	1035	186,3
somme	9,8				13470,76

Tableau. III.4 : tableau récapitulatif des résultats précédents :

Altitudes	Valeur (m .NGA)
H _{moyenne}	1374.56
H _{médiane}	1385
H _{95%}	1072
H _{5%}	1682
H _{max}	1762
H _{min}	1020

➤ **Les indices des pentes :**

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

➤ **Indice de pente moyenne I_{pm}**

La pente moyenne d'un bassin est la moyenne pondérée des pentes élémentaires pour lesquelles on peut considérer que la ligne de la grande pente est constante.

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle Équivalent. Il est donné par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (III.9)$$

I_{Pm}=0.19

❖ **Pente moyenne du bassin versant**

elle est donnée par la formule suivante :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots(III.10)$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

L1, L2....Ln: les longueurs des courbes de niveaux L en (Km).

S: superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. III.5 : Pente moyenne de bassin versant :

N°	Côte	DH	L (Km)	pente partielle
1	17625,5-1500	0.0635	3.37	0.019
2	1500-1400	0.1	1.08	0.093
3	1400-1300	0.1	1.23	0.081
4	1300-1200	0.1	1.02	0.098
5	1200-1100	0.1	2.14	0.047
6	1100-1020	0.05514	0.29	0.190
Im				0.088

La pente moyenne du bassin est : I_{moy}=8,80%

➤ Indice de pente de roche :

Le calcul de la pente moyenne ne tient pas compte de la forme de la courbe hypsométrique qui est une donnée capitale pour l'écoulement et surtout pour le ruissellement. C'est pour tenir compte de ce dernier facteur que M. Roche a proposé un indice de pente de Roche (Ip) (ROCHE, 1963).

$$Ip = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{AiDi} \dots\dots\dots(III.11)$$

Ou : L : longueur du rectangle équivalent du bassin versant (m).

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

Les résultats sont enregistrés dans le tableau suivant :

Tableau. III.6 : Détermination de L'indice de pente de ROCHE :

Hi - Hi-1	Di=Hi-Hi-1	Surfaces	Ai=Ai=SI/S(%)	$\sqrt{Ai \cdot Di}$
Altitude(m)	Dénivelée(m)	%	%	%
1762-1650	112	9,29	9,29	0,32256472
1650-1550	100	24,08	14,79	0,38457769
1550-1450	100	38,67	14,59	0,38196859
1450-1350	100	51,84	13,17	0,36290495
1350-1250	100	66,53	14,69	0,38327536
1250-1150	100	84,8	18,27	0,42743421
1150-1050	100	98,16	13,36	0,36551334
1050-1020	30	100	1,84	0,0742967
somme				2,70253555

$$AN : Ip = \frac{2.7}{\sqrt{3.17}}$$

$$Ip = 1.51 \%$$

➤ Indice de pente globale I_g

La détermination de l'indice de pente global exige la connaissance de la dénivelée utile (D)

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(III.12)$$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

D = Dénivelée entre H5% et H95% tel que :

$$D = H5\% - H95\%$$

Avec:

$$H5\% = 1682m$$

$$H95\% = 10720m$$

$$L = 3.72 Km$$

Tableau. III.7 : Classification du relief :

Relief		I_g
1	Très 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 modéré	$0.02 < I_g < 0.05$
6	Fort	$0.05 < I_g < 0.1$
7	Très fort	$0.05 < I_g$

$$I_g = \frac{1682 - 1072}{3720} = 0.16 \text{ Donc notre relief est de pente Forte}$$

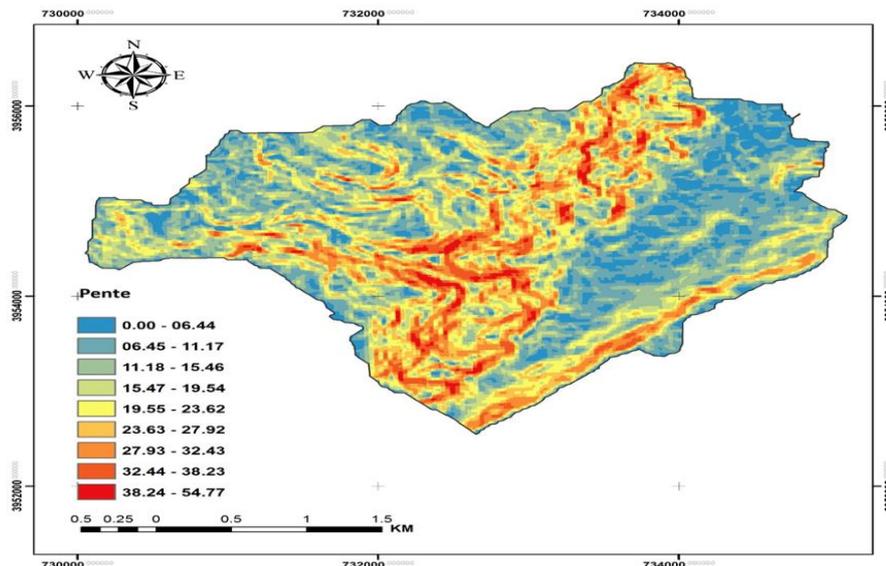


Figure. III.7 : Classification des pentes du bassin de l’Oued Chaaba obtenue avec le logiciel Arcgis, Echelle 1/50.000

Les indices des pentes sont des caractéristiques importantes qui renseignent sur la topographie du bassin. Considérés comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur

le temps de parcours du ruissellement direct - donc sur le temps de concentration t_c - et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Vu que notre bassin versant est caractérisé par des pentes très importantes ceci suppose que le temps de concentration sera faible.

III.1.2. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant :

❖ Le réseau hydrographique

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

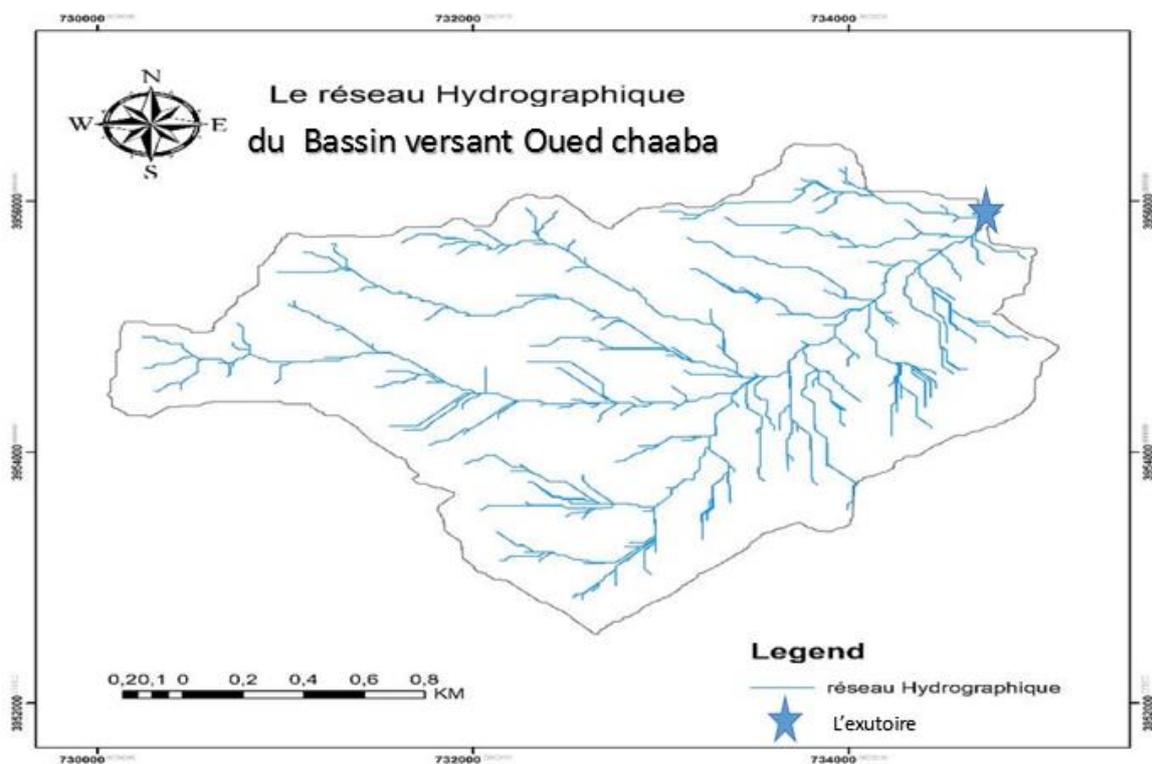


Figure. III.8 : le réseau hydrographique du bassin versant obtenue avec le logiciel Arcgis avec une échelle de 1/50.000^e

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes 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 SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

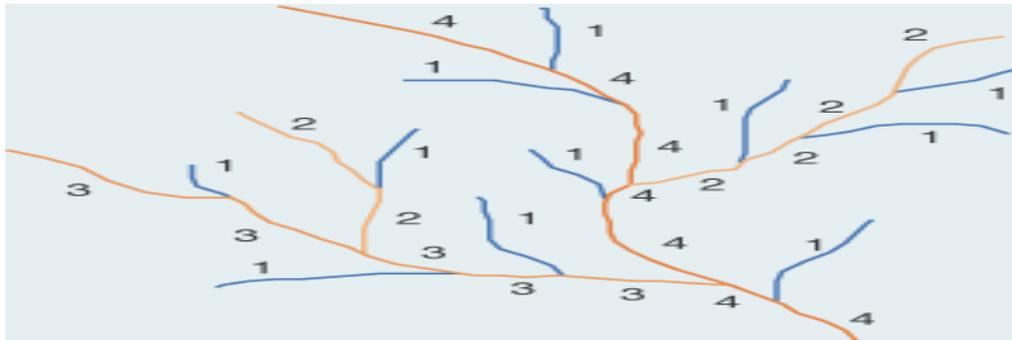


Figure. III.9 Image explicative de la méthode de classification de SCHUM ,source ROCHE.M (1963)

❖ Densité de drainage :

La densité de drainage dépend de la géologie (structure et lithologie) des caractéristiques topographiques du bassin versant et, dans une certaine mesure, des conditions climatiques et anthropiques. En pratique, les valeurs de densité de drainage varient de 3 à 4 pour des régions où l'écoulement n'a atteint qu'un développement très limité et se trouve centralisé ; elles dépassent 1000 pour certaines zones où l'écoulement est très ramifié avec peu d'infiltration. Physiquement, elle représente la surface du bassin nécessaire pour maintenir des conditions hydrologiques stables dans un vecteur hydrographique unitaire (section du réseau). Elle est exprimée en Km/Km².

$$Dd = \frac{\sum \sqrt{L_i}}{S} \dots\dots\dots (III.13)$$

$\sum L_i$: Longueur totale des talwegs de tous les ordres (Km)=17,15km

S : surface du bassin versant (Km²).

Tableau. III.8 : Densité de drainage :

Ordre du cours d'eau	Nombre	Longueur (km)
1	19	9,39
2	6	6,92
3	3	0,84
total		17,15

$$Dd = \frac{17.15}{9.8} = 1.75 \text{ km/Km}^2$$

La densité de drainage est estimée à 1,75 km/km²

❖ Densité du thalweg élémentaire

$$F_i = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.14)$$

N₁ : nombre de thalwegs d'ordre 1, N₁ = 19

S : superficie du bassin versant

$$F_1 = 1,94 \text{ thalweg / km}^2$$

❖ Coefficient de torrentialité

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

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots(III.15)$$

$$AN : C_t = 1,75 \cdot 1,94$$

$$C_t = 3,39 \text{ Km}^{-3}$$

❖ La longueur moyenne des versants

$$L_v = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots(III.16)$$

Dd : densité de drainage en Km/Km²

L : longueur de rectangle équivalent en Km

$$L_v = 1,06 \text{ km}$$

❖ La pente moyenne de cours d'eau principale

La pente moyenne du bassin d'Oued Chaaba est calculée selon la relation suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots(III.17)$$

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

ΔL : La distance entre ces deux points.

$$I = 6,49\%$$

Tableau.III.9 : Evaluation du profil en long :

N°	Courbes de niveau	Distance partielle	Distance cumulée
	[m]	[Km]	[Km]
1	1320	0	0
2	1300	0,17	0,17
3	1280	0,045	0,215
4	1260	0,44	0,655
5	1240	0,5	1,155
6	1220	0,725	1,88
7	1200	0,285	2,165
8	1100	0,145	2,31
9	1080	0,42	2,73
10	1020	0,04	2,77
	Total	2,77	/

❖ Temps de concentration du bassin versant t_c :

Définition : C'est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie la plus éloignée du bassin pour arriver à l'exutoire, c'est une caractéristique très importante de tout bassin versant .

➤ Formule de GIANDOTTI (1937)

Le temps de concentration est calculé comme suit :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(III.18)$$

S : surface du bassin versant (Km²) ;

L: longueur de cours d'eau principal (Km) ;

L = 4.625 Km.

Tc : temps de concentrations exprimé en heure

Hmoy : altitude moyenne (1374,56m) ;

Hmin : altitude minimale (1020m) ;

➤ Formule de **Sokolovsky**

Formule qui lie le temps de concentration à la longueur du cours d'eau et la vitesse d'écoulement

$$T_c = \frac{L}{3.6 * V} \dots\dots\dots(III.19)$$

L : Longueur du cours d'eau (Km).

V : Vitesse moyenne de l'écoulement en crue qui est fonction de la taille du cours d'eau et de la nature du relief. Pour les petits cours d'eau $V \approx 0,7 - 1,2$ (m/s).

➤ Formule de **SOGREAH - ANRH**:

Formule établie dans le cadre d'établissement des études méthodologiques sur l'hydrologie des retenues collinaires en Algérie. Elle prend en considération la superficie du bassin versant ainsi que la longueur et la pente du cours d'eau :

$$T_c = 3 [S * L / (10 * I)^{1.5}]^{0.25}$$

S : Surface du bassin versant en km²

L : longueur du cours d'eau en km.

I : Pente du cours d'eau principal en %.

➤ La formule de **SCS (Soil Conservation Service, USA)**:

$$T_c = (0.87 * \frac{Lp^3}{H_{max} - H_{min}})^{0.387} \dots\dots\dots(III.20)$$

Lp : Longueur du Thalweg principal (Km)

S : La superficie du bassin versant (Km²)

Hmax : Altitude maximale du bassin versant (m NGA)

Hmin : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

➤ La formule de **KIRPICH** :

$$T_c = 0.6615(Lp)^{0.77} I_g^{0.3} \dots\dots\dots(III.21)$$

Lp : Longueur du Thalweg principal (Km)

I_g : indice de pente globale m/k

Tableau. III.10 :Temps de concentration T_c :

Formule	T_c (h)
GIANDOTTI	1,29
Sokolovsky	1,07
SOGREAH - ANRH	1,52
KIRPICH	1.24
SCS	0.44
moyenne	1.11

Compte tenu de la forme plus au moins allongée du bassin, et des pentes très accentuées qu'il cumule le temps de concentration est donné par la formule de Sokolovsky $T_c = 1.07 H$

❖ Vitesse de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots(III.22)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

$V_r = 4,33$ km/h

Conclusion :

La pente moyenne importante (abrupte) du cours d'eau favorise et accélère l'écoulement superficiel ce qui justifie la valeur importante de la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin (4.32 Km/h), avec une densité de drainage de 1,75 Km/Km² et un temps de concentration faible on peut prédire que les pointes de crues seront assez importantes.

Tableau. III.11 : Résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant :

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	9.8
Périmètre		P	Km	12.64
Longueur du thalweg		L	Km	4.63
Indice de compacité		K _C	-	1,14
Coefficient d'allongement		C _a	-	3,39
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	Km	3.72
	Largeur	l _r	Km	2,63
	Maximale	H _{max}	m	1762
altitudes	Moyenne	H _{moy}	m	1374.56
	Médiane	H _{med}	m	1385
	Minimale	H _{min}	m	1020
Indice de pente de Roche		I _p	%	1,51
Indice de pente globale		I _g	%	0,16
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	8,80
Densité de drainage		D _d	Km/km ²	1,75
Coefficient de torrentialité		C _t	-	3.39
Temps de concentration		T _c	H	1,07
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	4.32

III.2. Caractéristiques climatique du bassin versant :

La mesure quantitative et qualitative des éléments du cycle hydrologique et la mesure des autres caractéristiques de l'environnement qui influent sur l'eau constituent une base essentielle pour une gestion efficace de l'eau". (Déclaration de Dublin, 1992). Donc, une gestion efficace de l'eau se trouve directement influencée par les nuances du climat, plus spécialement par deux paramètres déterminants: pluviométrique (conditionnant l'alimentation en eau des rivières) et évaporométrique.

Les facteurs qui déterminent le climat sont :

III.2.1. Température de l'air :

L'absence de station climatologique dans le bassin versant d'Oued Chaaba nous a amené à retenir la station climatologique, analogue et proche du lieu d'étude, et ce afin d'estimer les différents paramètres climatiques. Cette station est gérée par l'Office National de la Météorologie (ONM d'Algérie).

Les données de température de la station de Batna ont été corrigées selon la différence d'altitude entre la station de Batna et l'altitude moyenne du bassin versant.

Nous reprenons le gradient thermique utilisé pour l'est algérien (0.5°C/100m)

La distribution mensuelle de la température de l'air est présentée dans le tableau suivant :

Tableau. III.12 : Distribution mensuelle de la température en °C

Station	Mois/ Tc°	Sep	Oct	Nov	Dé c	Jan	Fé v	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Moyenne
Station Batna	Tmoy	19.8	14.0	8.9	6.1	5.0	6.2	8.1	11.0	15.8	21.6	24.9	24.2	13.8
T BV	Tmoy	17,4	11,5	6,4	3,6	2,5	3,8	5,6	8,6	13,4	19,2	22,4	21,8	11.35

Le tableau III.12 montre la température moyenne annuelle est égale à 11.35°C ,
Le minima moyen 2,5(C° en hiver (janvier) et Le maximum moyen est 22.4°C en mois d’Aout.

Suite à une analyse de cartographie des isothermes annuels en fonction du relief dans le région de l’est (Figure 2.5). De cette carte, on peut confirmer que les moyennes annuelles des températures sur l'ensemble de la région de Guigba (Batna) sont de l’ordre de 11°.

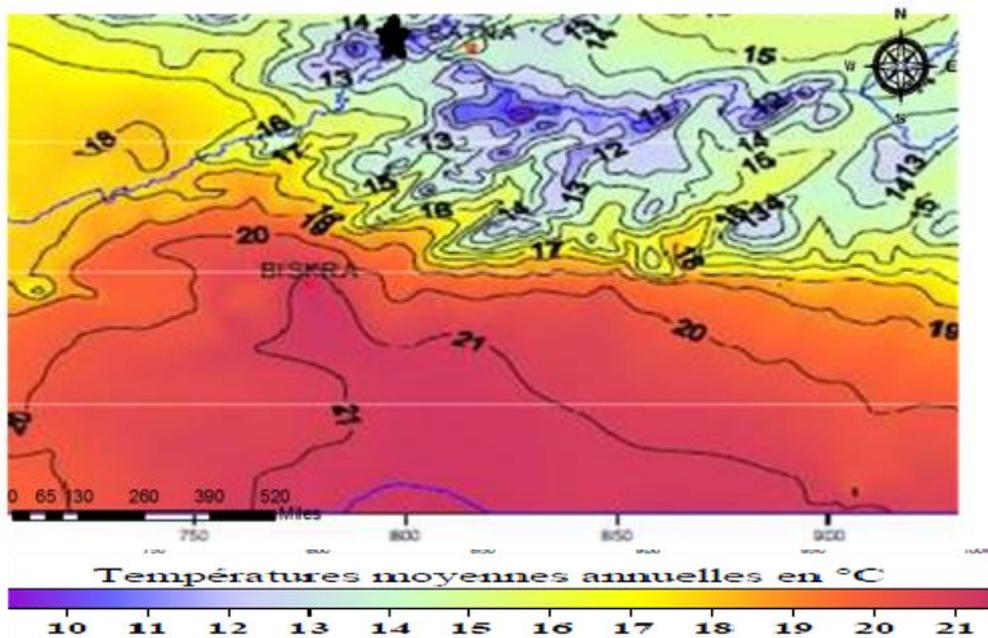


Figure. III.10 : Extrait de la carte des températures moyennes annuelles (Manuel Mebarki 2004)

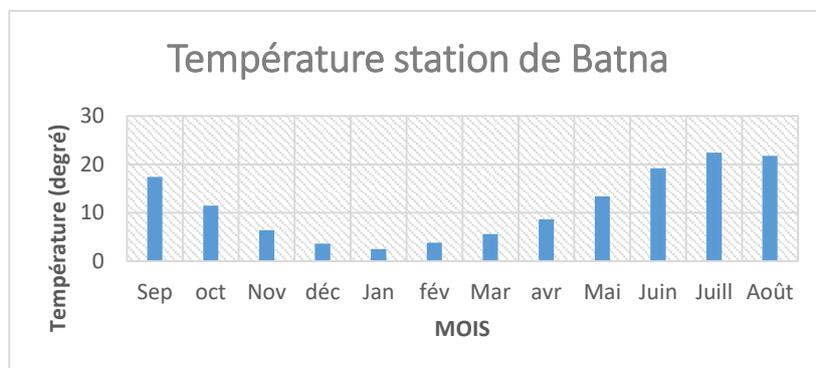


Figure. III.11 : Répartition mensuelle de la température

III.2.2. Humidité relative de l'air :

L'humidité relative est élevée à moyenne et varie d'un mois à un autre durant toute l'année. L'humidité moyenne est de 63% celle du maximum est 77% (mois de décembre) alors que l'humidité minimale est de 44% relevée durant le mois de juillet. Ces valeurs de l'humidité témoignent du caractère semi-aride de la région le Tableau N°4 présente les valeurs moyennes de la station de BATNA

L'examen de la répartition mensuelle, montre que l'humidité relative de l'air est généralement plus élevée en saison hivernale. Les valeurs maximales sont atteintes durant les mois d'hiver (71-77%), lorsque les températures sont minimales.

Les valeurs d'humidité les plus faibles sont enregistrées en été, ces valeurs témoignent du caractère semi-aride de la région.

Le Tableau N°4 présente les valeurs moyennes de la station de BATNA

Tableau. III.13 : Humidité relative station BATNA

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Moy
H%	60	67	73	77	76	71	67	64	59	53	44	47	63

Source : D.H.W Batna

La distribution mensuelle de l'humidité de l'air est présentée dans le tableau II.13

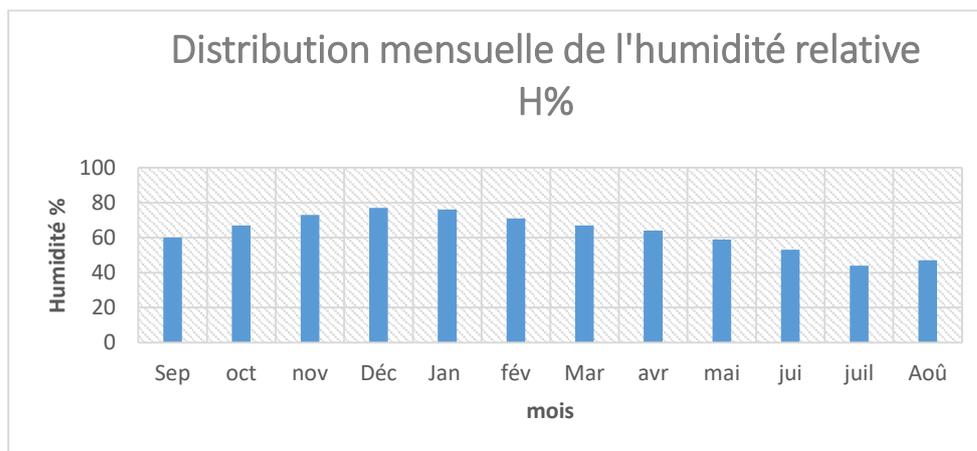


Figure. III.12 : Distribution mensuelle de l'humidité relative en %

III.3. Etude des précipitations :

L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eaux. Etant donné qu'aucune station n'est localisée à l'intérieur du bassin versant, cette étude sera basée sur les données des stations pluviométriques disponibles et se localisant aux alentours du bassin versant de la retenue collinaire d'Oued Chaaba (Voir ANNEXE B01).

Il convient d'ajouter à cette idée de Cosandey C. et Robinson M. (2000) que c'est également, à l'échelle du bassin versant, qu'il devient de plus en plus aisé d'étudier les aménagements hydrauliques et de leurs impacts sur le cycle hydrologique, de même que les phénomènes de pollution et de leurs transferts amont-aval. En somme, les questions de la gestion de l'eau au sens large du terme.

Mais, condition fondamentale, ce sont les données de mesures hydrométriques accumulées au niveau des bassins jaugés qui permettent de quantifier valablement les débits des cours d'eau et d'analyser les mécanismes hydrologiques dans le temps et dans l'espace.

Les bases de données hydrologiques disponibles sur l'Est algérien souffrent néanmoins d'une discontinuité plus ou moins importante, tant chronologique que géographique. La sélection des bassins jaugés et de leurs séries communes d'observation hydrométrique tient compte de ces contraintes qu'il y a lieu de suppléer et de combler pour la suite de l'étude hydrologique.

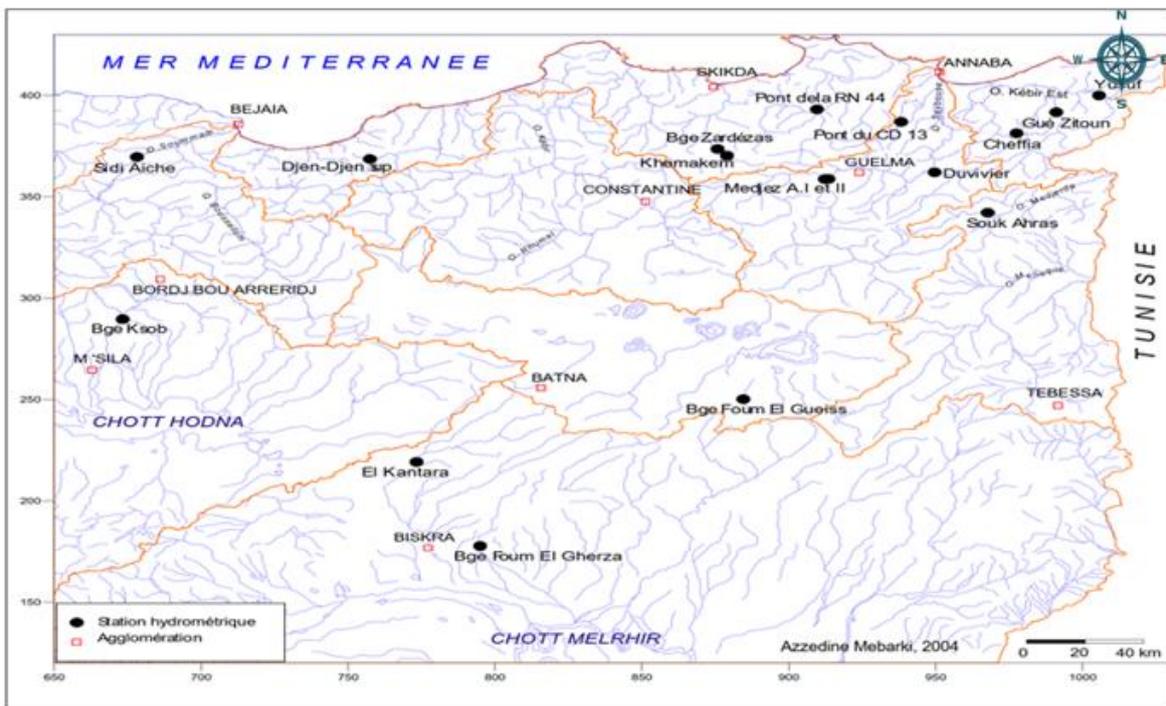


Figure. III.13 : Réseau hydrométrique de la période d'avant l'Indépendance (1946-1961) (Les noms des stations hydrométriques sont repris tels qu'inscrits sur les Annuaire hydrologiques de 1946 à 1961), source Mebarki 2004

Le tableau III.14 ci-dessous montre les caractéristiques des stations pluviométriques prises en considération dans l'étude:

Tableau. III.14 : Coordonnées Lambert des stations pluviométriques :

Code	Nom	X (km)	Y (km)	Z (m)	Période de fonctionnement	Pmoy (mm)
051201	Merouana	790,75	263,65	1000	1972-1995 et 1998-2009	321.3
051306	N'gaous	764,10	255,10	750	1967-1995 et 1998-2009	250.57
070375	Batna	814.20	257.35	1040	1967-2009	376.25

Source : D.H.W Batna

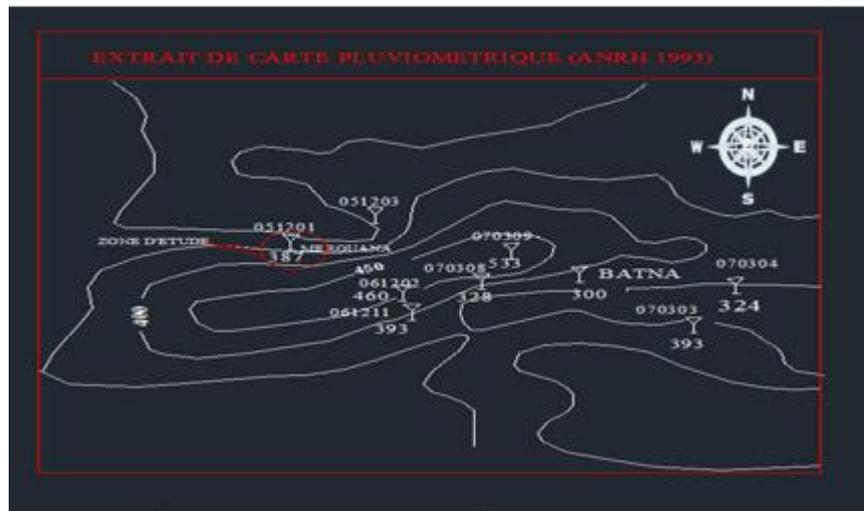


Figure. III.14: carte pluviométrique de la zone d'étude, source ANRH

III.3.1. Critique des séries d'observation des stations pluviométriques :

III.3.1.1. Choix de la station de référence :

La sélection définitive des stations hydrométriques est effectuée en tenant compte de l'état d'homogénéité et de la qualité des séries d'observations disponibles sur des périodes récentes et communes. La mise en forme et l'homogénéisation des séries passe par un travail fastidieux eu égard à la nature et à la variété des bases de données informatisées de l'A.N.R.H.

L'altitude de la station pluviométrique la proche de l'altitude moyenne du bassin versant est celle de Batna (070375) avec une altitude $Z = 1040$ m. Cependant, l'instabilité de fonctionnement de cette station, les lacunes et les erreurs entachent les séries d'observations.

En analysant la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord établie par l'ANRH, on remarque que le bassin versant étudié (arrosé d'une quantité de pluie de 387 mm) est très proche de la station de MEROUANA (321.3mm) .

En conclusion, si l'on tient compte des deux altitudes $Z = 1100$ m (station 051201) et $H_{moy} = 1347,40$ m (bassin versant étudié), de l'effet de l'orographie locale sur les précipitations, la station de (051201) et de la disponibilité des données on choisit la station de MEROUANA (321mm) comme station de référence.

III.3.1.2. Homogénéité des séries pluviométriques :

Le test d'homogénéisation appliqué sur les données pluviométriques sert à détecter les valeurs erronées dans les séries étudiées. Le test de Wilcoxon est le plus puissant teste non paramétrique, souvent sollicité dans les études hydrologiques (études des pluies et des apports).

La série de donnée d'origine devra être devisée en deux sous séries X et Y telles que N_1 et N_2 représentant respectivement le nombre (taille) de ces deux séries, avec $N_1 \leq N_2$.

On constitue la série XUY après avoir classé la série d'origine par ordre croissant puis on attribue à chaque valeur son rang en précisant à quelle sous série elle appartient.

La vérification de l'homogénéité des séries se fait à un degré de probabilité de 95%.

$$W_{min} < W_x < W_{max}$$

Avec :

$$W_x = \sum |rangx| W_x : \text{Somme des rangs de l'échantillon } x$$

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - 1,96 \left[\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right]^{0,5}$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min}$$

Tableau. III.15 : Résultat de test de Wilcoxon

Station	N ₁	N ₂	W _{min}	W _x	W _{max}	Observation
051201	17	19	252.15	331.69	376.85	homogène

La condition du test ($W_{\min} < W_x < W_{\max}$) est vérifiée. La série pluviométrique de la zone d'étude est donc homogène à un intervalle de confiance de 95%. Le détail de calcul est donné en annexe 02.

III.3.1.3. Répartition des pluies annuelles et mensuelles sur l'ensemble du bassin versant

Sur la base de l'effet de l'accroissement de la pluviométrie en fonction de l'altitude, la valeur de la pluie moyenne annuelle la plus probable est de l'ordre de 321 ,34 mm sur l'ensemble du bassin versant. Cette valeur est déterminée sur la base des données de la station pluviométrique de Merouana confirmée par la carte pluviométrique du Nord de l'Algérie établie par l'ANRH.

La répartition des pluies interannuelle sur l'ensemble du bassin versant est présentée dans la figure III.14

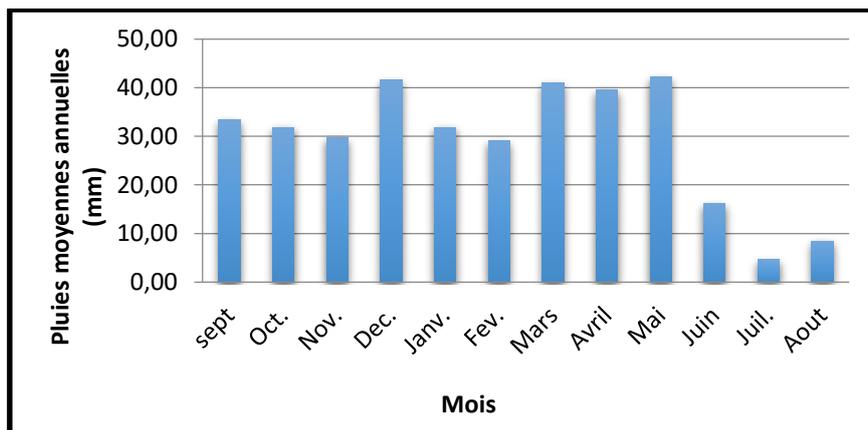


Figure. III.15: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle sur le bassin versant d'Oued Chaaba

La répartition inter-saisonnière de la pluviométrie sur l'ensemble du bassin versant est donnée dans le Tableau III.16

Tableau. III.16 : Répartition inter saisonnière de la pluviométrie sur l'ensemble du bassin versant

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
Pmm	31,4	28,2	31,1	37,1	30,3	27,0	38,5	33,3	37,3	14,6	4,7	7,8	321 ,3
%	9,8	8,7	9,7	11,5	9 ,4	8,4	12,0	10,4	11,6	4,6	1,5	2,4	100

III.3.1.4. Pluies annuelles fréquentielles :

Les pluies annuelles fréquentielles sont déterminées à partir de la série des pluies reconstituée sur le bassin versant d'Oued Chaaba en utilisant les lois de distribution statistiques (Normale, Log normale, Gumbel...).

Les données empiriques de la pluie annuelle s'adaptent mieux à la loi de répartition statistique log Normale. L'ajustement est donné dans la figure III.15

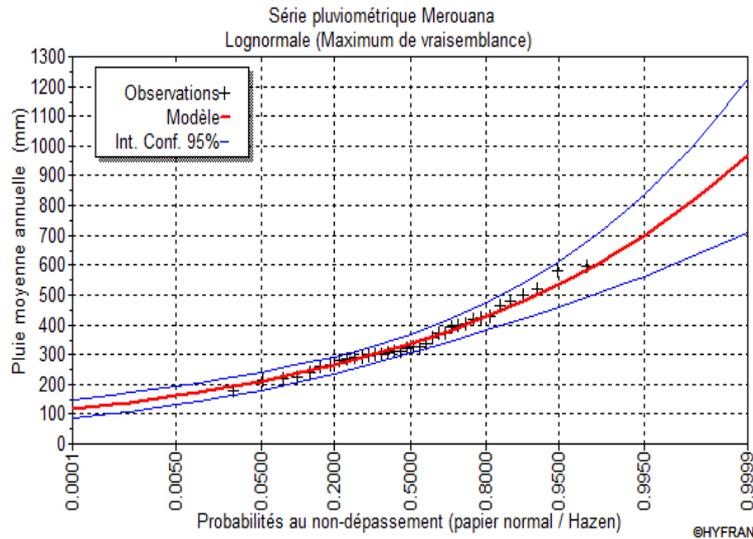


Figure. III.16: Ajustement à une loi log Normal des pluies annuelle sur le bassin versant

Les principales caractéristiques statistiques de la série des pluies annuelles sont:

- 1 – Moyenne $P_{moy} = 321,3$ mm
 - 2 – Ecart type $\sigma = 88,13$ mm
 - 3 – Coefficient de Variation $Cv = 0,27$
- Coefficient d'asymétrie (Cs) = 0.98

L'équation d'ajustement de la loi normale est la suivante:

$$P_{f\%} = 321,3 + 88,13 * \mu$$

Le résultat de calcul des pluies annuelles fréquentielles est récapitulé dans le tableau III.17

Tableau. III.17 : Pluies annuelles fréquentielles sur le bassin versant d'Oued Chaaba

Fréquences (%)	100	80	50	20	10	5
Pluie (mm)	207.61	247.02	497.56	395.33	434.54	466.71

Tableau. III.18 : Cartographie de la répartition saisonnière de la pluviométrie sur l'ensemble du bassin versant :

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
Pmm	31,4	28,2	31,1	37,1	30,3	27,0	38,5	33,3	37,3	14,6	4,7	7,8	321 ,3
%	9,8	8,7	9,7	11,5	9 ,4	8,4	12,0	10,4	11,6	4,6	1,5	2,4	100

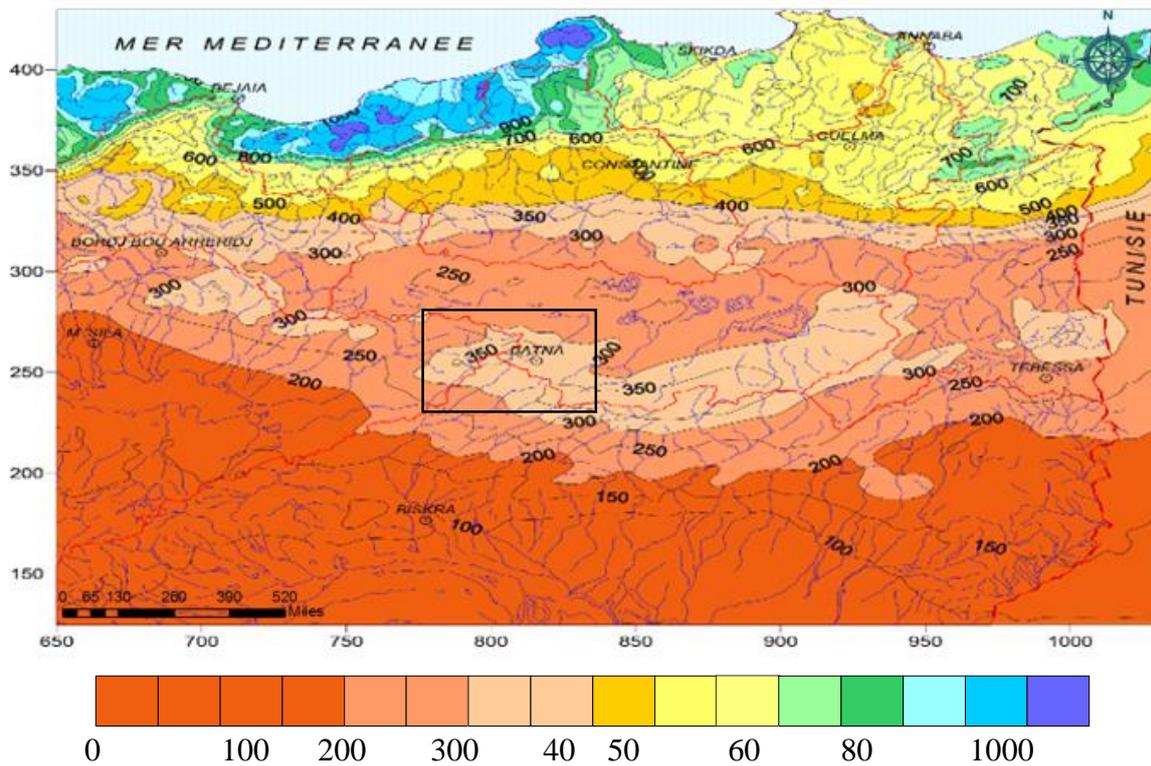


Figure.III.17 : Précipitations annuelles médianes « normales » (1965/66 -1994/95) source Manuel Mebarki 2004

III.3.1.5. Pluies journalières maximales :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période de retour. Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivantes :

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant.
2. Calculer la fréquence expérimentale.
3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
4. Ajuster graphiquement la loi choisie.
5. Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les pluies maximales journalières sont l'élément générateur le plus important qui occasionne les crues ; la série des pluies maximales journalières enregistrées à la station MEROUANA a été choisie comme étant la plus représentative des maximums journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude (voir ANNEXE B02)

III.3.1.5. Homogénéité des séries des pluies maximales journalières :

La vérification de l'homogénéité des séries se fait à un degré de probabilité de 95%.

$$W_{min} < W_x < W_{max}$$

Avec :

$$W_x = \frac{\sum |rangx|}{N} \quad W_x : \text{Somme des rangs de l'échantillon } x$$

$$W_{min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - 1,96 \left[\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right]^{0,5}$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min}$$

Tableau. III.15 : Résultat de test de Wilcoxon

Station	N ₁	N ₂	W _{min}	W _x	W _{max}	Observation
051201	17	19	252.15	331.69	376.85	homogène

La condition du test ($W_{\min} < W_x < W_{\max}$) est vérifiée. La série pluviométrique de la zone d'étude est donc homogène à un intervalle de confiance de 95%. Le détail de calcul est donné en annexe B03.

III.3.1.6. Ajustement des pluies maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour. Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Caractéristiques de la série pluviométrique (36ans)

Caractéristique	Formules	Valeurs
La somme des p _{max j} (mm)	$\sum_{i=1}^{N=36} X_i$	1541,53mm
La moyenne des p _{max j} en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=36} X_i}{N}$	42,82mm
L'écart type σ_x , pour n>30ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=36} (X_i - \bar{X})^2}{N - 1}}$	19,70mm
Coefficient de variation C _v	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,463
Coefficient d'asymétrie C _c	$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{N=36} (X_i - \bar{X})^3}{(N - 1) \sigma^3}$	0,695

L'exposant climatique pour notre région (b=0.32) est donné par l'ANRH de Alger.

III.3.2. Choix 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. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant

empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1)-la loi de log-normale.
- 2)-la loi de GUMBEL

III.3.2.1.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

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

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (III.23)$$

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} \dots\dots\dots (III.24)$$

F(x) : fréquence au dépassement de la valeur de x.

α, x_0 : coefficients d'ajustement.

α : paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi (gradex).

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : paramètre de position (mode)

On peut écrire : $y = - \ln (- \ln (F (x)))$

Avant de procéder à l'ajustement, il faut suivre les étapes suivantes :

- ✓ Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- ✓ Calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule

de HAZEN : $F(x) = \frac{m - 0.5}{n}$

m : rang de précipitation et n : nombre d'observations (41)

- ✓ Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$y = - \ln (- \ln (F(x)))$

- ✓ Calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »
- ✓ Représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.
- ✓ Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$x = (1/\alpha)y + x_0$

Avec : (1 / α) : la pente de la droite de GUMBEL

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

Tableau. III.20 : Résultat de l’ajustement à la loi de Gumbel :

Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	175	19.8	136- 213
1000	0.9990	139	15,1	110- 169
100	0.9900	104	10,5	83,3 -125
50	0.9800	93,2	9,13	75,3 -111
20	0.9500	78,9	7,32	64,6 -93,3
10	0.9000	67.9	5,97	56.2- 79.6
5	0.8000	56.40	4,63	47.3- 65.4

✓ Comparaison des caractéristiques de la loi et de l’échantillon de la station

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et celle de l’échantillon de station de Merouana est résumée dans le tableau ci-après :

Tableau. III.21 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l’échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l’échantillon
Minimum	Aucun	18
Maximum	Aucun	98
Moyenne	42,5	42,5
Ecart –type	19,7	19,7
Médiane	39	42
Coefficient de variation(C_v)	0.466	0.463
Coefficient d’asymétrie (C_s)	1.14	0.745
Coefficient d’aplatissement(C_k)	2.40	2,78

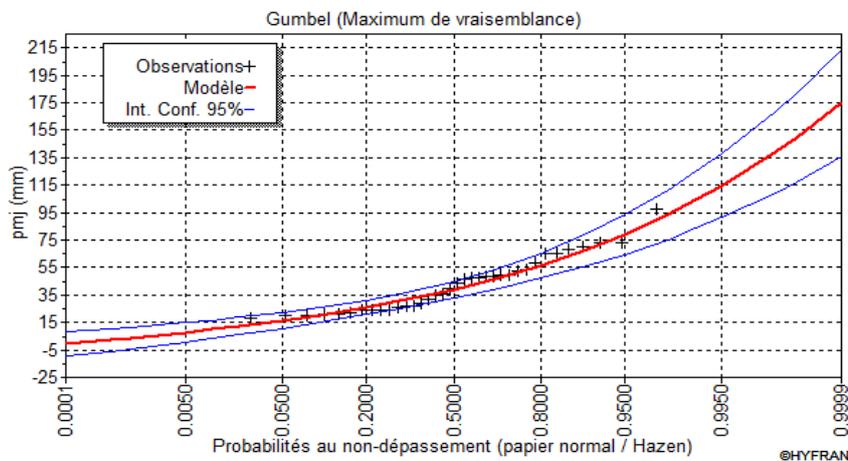


Figure. III.18 : Représentation graphique des résultats d’ajustement à la loi de Gumbel

III.3.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale :

Le procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale, comme le montre la figure

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\frac{x_i - \bar{x}}{\sigma x}}^{+\infty} e^{-(1/2)u} dU \dots\dots\dots(II.25)$$

Ou : $U = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma x}$ (variable réduite de GAUSS)

L’équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log } x(p\%) = \text{Log } \bar{x} + 6 \cdot \text{Log} u(p\%) \dots\dots\dots(III.26)$$

$$\text{Log } \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{41} \log x_i}{N} \dots\dots\dots(III.27)$$

Les résultats de l’ajustement par la loi de log-normal (Galton) sont résumés dans le tableau III.22.

Tableau. III.22 : résultat de l’ajustement à la loi de Galton :

Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	217	47.9	123-311
1000	0.9990	134,76	30.5	102-222
100	0.9900	100,33	17.1	79,7-147
50	0.9800	89,92	13.8	72,7-127
20	0.9500	76,02	9.90	63-102
10	0.9000	65.28	7.34	55,2-84
5	0.8000	56.7	5.14	46,6-66.8

Comparaison des caractéristiques de la loi et de l’échantillon de la station

Tableau. III.23 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l’échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l’échantillon
Minimum	0.00	18
Maximum	Aucun	98
Moyenne	42,7	42,5
Ecart –type	21	19,7
Médiane	38,30	42
Coefficient de variation(C _v)	0.493	0.463
Coefficient d’asymétrie (C _s)	1.6	0.745
Coefficient d’aplatissement (C _k)	7,85	2,78

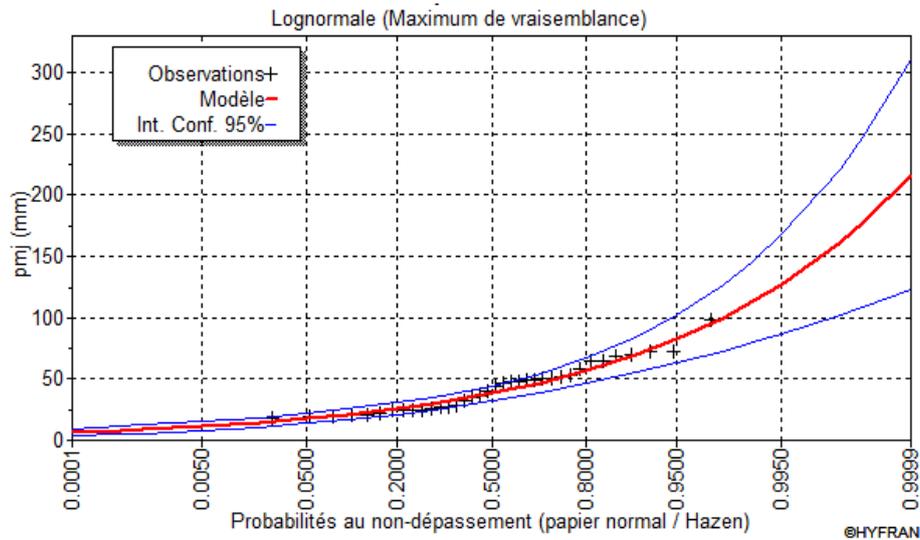


Figure. III.19 : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton)

III.3.2.3. Test de validité de l’ajustement (Test de Khi carrée) :

On détermine le χ^2 calculé et le nombre de degré de liberté γ :

On détermine χ^2 théorique sur la table de Pearson

Avec : χ^2 théorique = $g(\gamma, \alpha)$

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$ si et seulement si :

χ^2 calculé $<$ χ^2 théorique.

Les résultats du test pour les deux distributions statistiques d’après le logiciel HYFRAN sont donnés dans le tableau 15 suivant :

Tableau. III.24: Résultat du test du Khi²

Distribution statistique	Nombre de classe	Degré de liberté	Khi ² calculé	Khi ² théorique ($\alpha=5\%$)	H0
Gumbel	8	5	11,56	11,07	N’est pas Vérifiée
Log-normale	8	5	8,89	11,07	Vérifiée

Conclusion :

D’après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi log-normale (Galton), car tous les points sont à l’intérieur de l’intervalle de confiance et plus Proches de la droite de HENRY, et ne s’ajuste pas a la loi de Gumbel car on a des valeurs négatives dans l’axe des Y.

Pluie de courte durée I.D.F (courbes : Intensité, Durée, Fréquence) :

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

$P_{max,p\%}$: pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max,j,p\%}$ (mm)

$P_{max,j}$: pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm)

t: temps [heure]

b : Exposant climatique (pour notre région est de 0.32)

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

$$I_0 = \left(\frac{P_{\max, p\%}}{t} \right) \dots \dots \dots (III.29)$$

Tableau. III.25 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence :

Fréquences	0.9	0.95	0.98	0.99	0.999
Période de retour	10	20	50	100	1000
Pluies max(mm)	65,28	76,02	89,92	100,33	1 34,76

Les pluies de courte durée et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau. III.26

Tableau. III.26 : pluie de courte durée et l'intensité de pluie d'un pas voulu pour une fréquence voulue :

Période de retour	10		20		50		100		1000	
Fréquences	0.9		0.95		0.98		0.99		0.999	
T(h)	Pct (mm)	I0 (mm/H)	Pct (mm)	I0 (mm/H)	Pct (mm)	I0 (mm/H)	Pct (mm)	I0 (mm/H)	Pct (mm)	I0 (mm/H)
0,5	18,91	37,83	22,03	44,05	26,05	52,11	29,07	58,14	39,04	78,09
1	23,61	23,61	27,5	27,5	32,52	32,52	36,29	36,29	48,74	48,74
1,07	24,13	22,55	28,1	26,26	33,23	31,06	37,08	34,66	49,81	46,55
1,5	26,88	17,92	31,3	20,87	37,03	24,69	41,32	27,54	55,49	37
2	29,47	14,74	34,32	17,16	40,6	20,3	45,3	22,65	60,84	30,42
3	33,56	11,19	39,08	13,03	46,22	15,41	51,58	17,19	69,27	23,09
4	36,79	9,2	42,85	10,71	50,68	12,67	56,55	14,14	75,95	18,99
5	39,52	7,9	46,02	9,2	54,43	10,89	60,73	12,15	81,58	16,32
6	41,89	6,98	48,78	8,13	57,7	9,62	64,38	10,73	86,48	14,41
7	44,01	6,29	51,25	7,32	60,62	8,66	67,64	9,66	90,85	12,98
8	45,93	5,74	53,49	6,69	63,27	7,91	70,59	8,82	94,82	11,85
9	47,69	5,3	55,54	6,17	65,7	7,3	73,3	8,14	98,46	10,94
10	49,33	4,93	57,45	5,74	67,95	6,79	75,82	7,58	101,83	10,18
11	50,86	4,62	59,23	5,38	70,05	6,37	78,16	7,11	104,99	9,54
12	52,29	4,36	60,9	5,07	72,03	6	80,37	6,7	107,95	9
13	53,65	4,13	62,48	4,81	73,9	5,68	82,46	6,34	110,75	8,52
14	54,94	3,92	63,98	4,57	75,67	5,41	84,44	6,03	113,41	8,1
15	56,16	3,74	65,4	4,36	77,36	5,16	86,32	5,75	115,94	7,73
16	57,34	3,58	66,77	4,17	78,98	4,94	88,12	5,51	118,36	7,4
17	58,46	3,44	68,08	4	80,53	4,74	89,85	5,29	120,68	7,1
18	59,54	3,31	69,33	3,85	82,01	4,56	91,51	5,08	122,91	6,83
19	60,58	3,19	70,54	3,71	83,44	4,39	93,1	4,9	125,05	6,58
20	61,58	3,08	71,71	3,59	84,82	4,24	94,64	4,73	127,12	6,36
21	62,55	2,98	72,84	3,47	86,16	4,1	96,13	4,58	129,12	6,15
22	63,49	2,89	73,93	3,36	87,45	3,98	97,57	4,44	131,06	5,96
23	64,4	2,8	74,99	3,26	88,7	3,86	98,97	4,3	132,94	5,78
24	65,28	2,72	76,02	3,17	89,92	3,75	100,33	4,18	134,76	5,62

Tableau. III.27 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence :

Fréquences	0.9	0.95	0.98	0.99	0.999
Période de Retour(ans)	10	20	50	100	1000
P _{tc} (mm)	24,13	28,10	33,23	37,08	49,81

Précipitations journalières maximales annuelles de fréquence décennale en mm

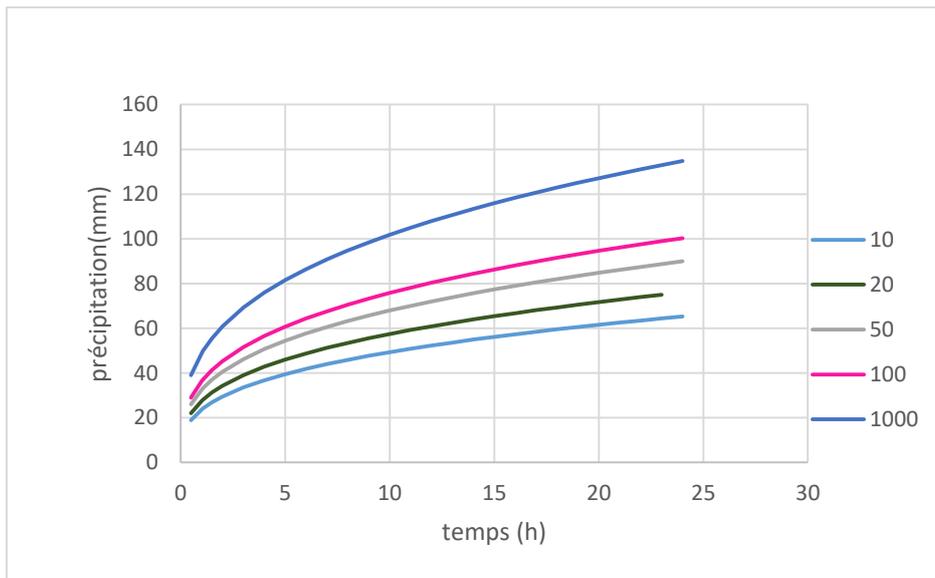


Figure. III.20: Pluies de Courte durée

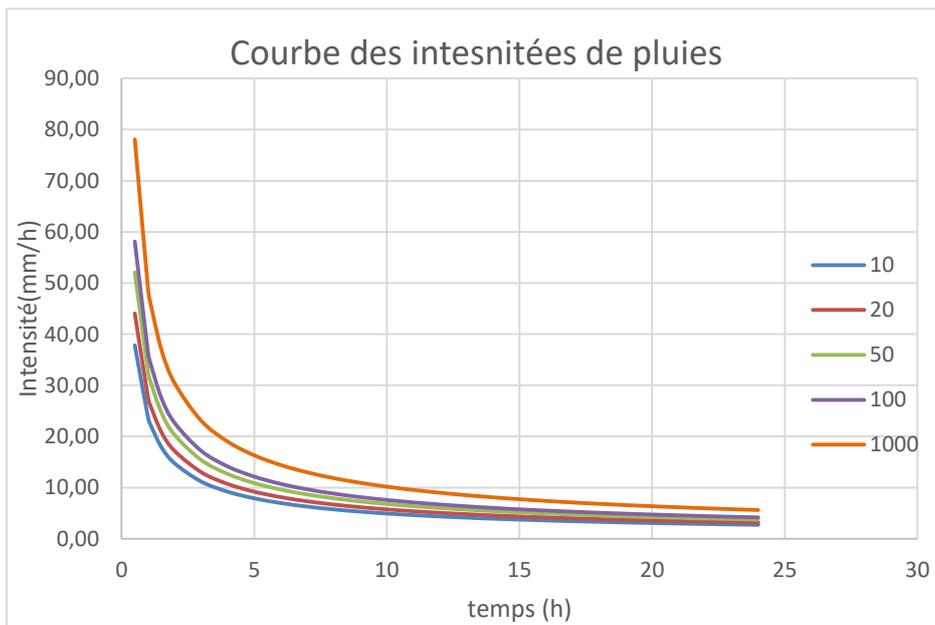


Figure. III.21: courbe intensité-duré-fréquence

III.4. Etude des apports :

La détermination des apports est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie peuvent être utilisés. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

L'absence d'une station hydrométrique contrôlant Oued Chaaba au site de la retenue collinaire nous a conduits à estimer l'apport liquide moyen annuel au moyen de formules empiriques souvent utilisées en Algérie dans le cas de petits bassins versants.

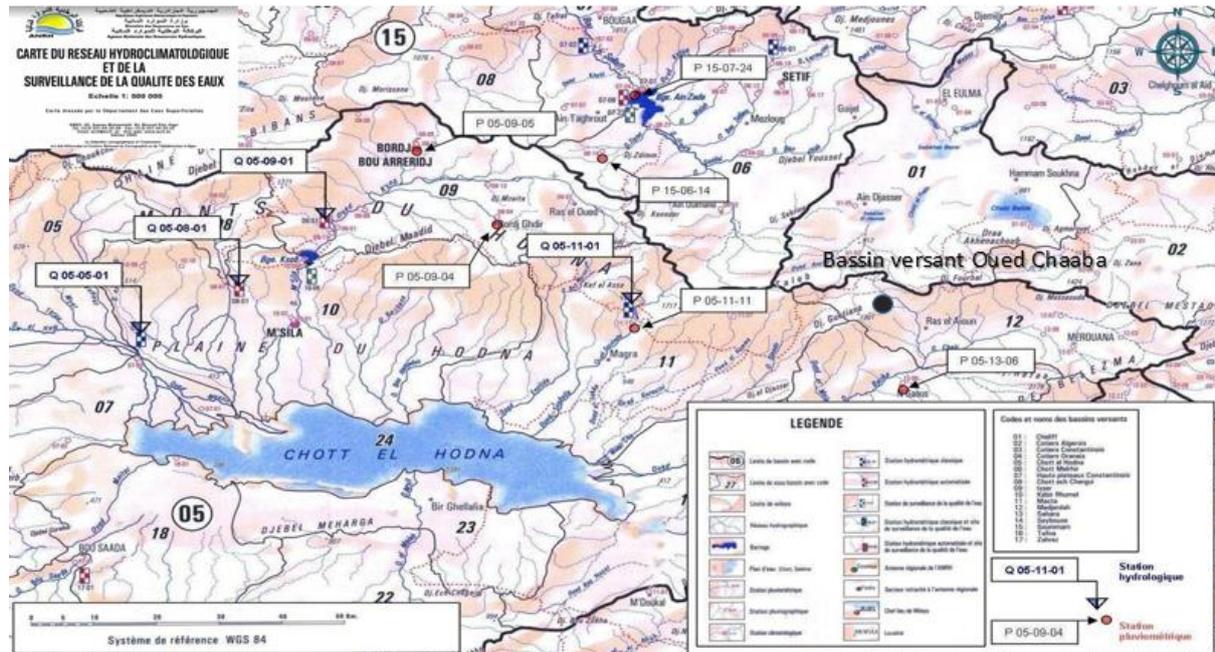


Figure. III.22: Carte du réseau Hydroclimatologique et de la surveillance de la qualité des eaux, échelle 1/50000

III.4.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A₀) :

« L'apport annuel, ou module, est la première grandeur à connaître pour un bassin versant donné. Sa valeur moyenne peut servir notamment à l'estimation d'autres caractéristiques hydrologiques qui lui sont liées » (CEMAGREF, 1989). C'est également de la bonne connaissance des apports et de leur variabilité que dépend le dimensionnement adéquat des ouvrages de régularisation des débits des cours d'eau.

En effet l'étude des apports doit tenir compte de l'utilisation de la retenue et du rôle qu'on lui assigne. La plupart des petites retenues sont destinées à assurer une régularisation saisonnière des ressources en eau. Elles se remplissent pendant la saison humide et se vident plus ou moins complètement pendant la saison sèche.

En raison de manque de données hydrométriques (absence de station hydrométriques sur le site de la futur retenue et aux environs immédiats), l'estimation de l'apport moyen annuel est faite moyennant les formules empiriques. Cependant cette analyse est purement statistique.

a) Formule de SAMIE

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 \times (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.30)$$

Avec :

L_e : lame d'eau ruisselée interannuelle en mm ;

P_{moy} : Précipitations moyenne annuelle en m;

S : Surface du bassin versant en Km^2 .

b) Formule de Derie II :

$$A = 0.915 \times P_{\text{moy}}^{2.684} \times S^{0.842} \dots\dots\dots (III.31)$$

Avec :

A : Apport liquide annuel (hm^3) ;

P_{moy} : Précipitations moyennes annuelle en m ;

S : Surface du bassin versant en Km^2 .

c) Formule de Mallet et Ganthier :

$$L_e = 0,6 \times P \times (1 - 10^{-0,36P^2}) \times 10^3$$

P : pluie moyenne annuelle (m)

S : superficie du bassin versant (km^2)

L_e : lame d'eau écoulée (mm)

d) Formule de l'A.N.R.H :

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (III.32)$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm)

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

Dd : Densité de drainage (Km/Km^2)

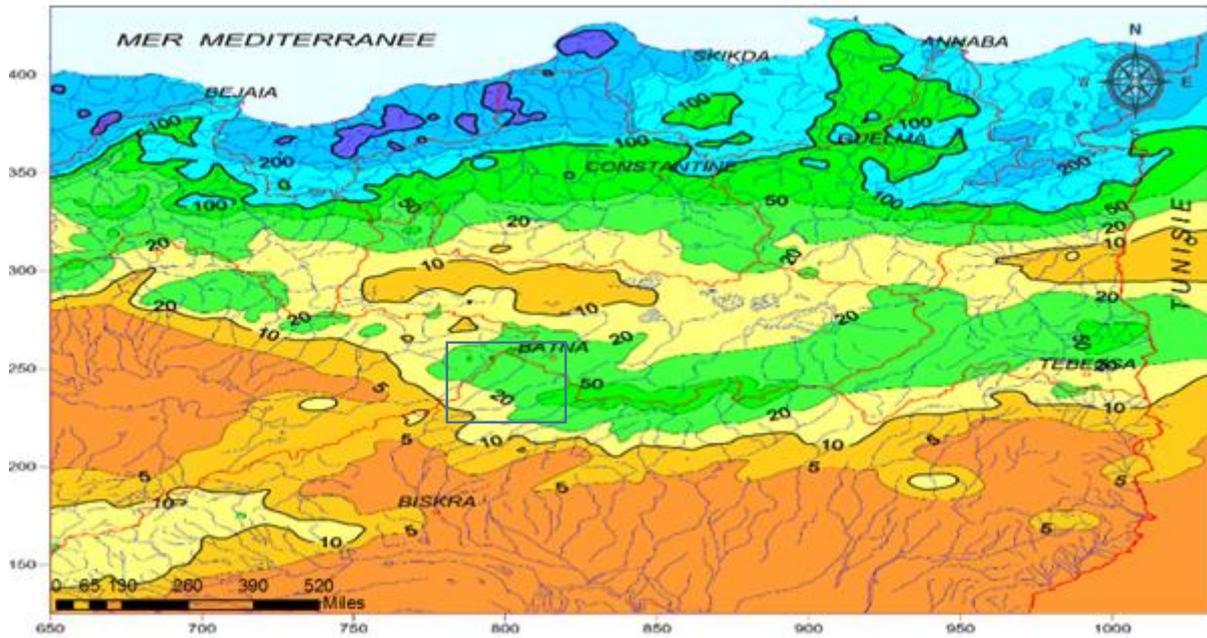
Tableau. III.28 : Récapitulatif des résultats :

Formules	Lame ruisselé(mm)	A0 (m^3)
A.N.R.H	22.49	0,22
Samie	29.48	0,289
Derie II	26.5	0,26
Mallet et Ganthier	15.81	0.155

L'apport moyen retenu est :

$L_e = 22,49 \text{ mm}$

$A \approx 0,220 \text{ Hm}^3$



Lames d'écoulement annuel "normal" (1965-95) en mm (bilan hydrologique et ETR Turc)



Figure. III.23 : Carte de l'écoulement annuel moyen d'après le modèle LOIEAU distribué (Période moyenne 1965-95 : lames écoulées moyennes cartographiées à partir de 30 x 12 grilles mensuelles) source : PADOUN N-N,1973

Conclusion :

On a opté pour les résultats de la formule de l'ANRH car c'est les valeurs qui se rapprochent de la valeur moyenne donné par les formules empiriques, la carte d'écoulement annuel nous permet de confirmé que la lame d'eau obtenue $Le=20,49mm$ est dans les normes d'après le model (LOIEAU).

Tableau. III.29 : Répartition mensuelle de l'apport moyen :

MOIS	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
Pmm	31,4	28,2	31,1	37,1	30,3	27,0	38,5	33,3	37,3	14,6	4,7	7,8	321 ,3
A%	9,8	8,7	9,7	11,5	9 ,4	8,4	12,0	10,4	11,6	4,6	1,5	2,4	100
A(hm ³)	0.022	0.019	0.021	0.025	0.021	0.018	0.026	0.023	0.026	0.01	0.003	0.005	0 ,22

III.4.2.Caractéristiques de l'écoulement :

A) Module de l'écoulement :

Il est donné par : $M_e = A / T$ (III.33)

Avec : A : Apport moyen annuel en m³ ;

T : Temps d'une année en secondes T = 3,1536.107 s.

A.N : $M_e=6.97$ l/s

B) Module de l'écoulement relatif :

Il est donné par: $M_0 = M_e / S$(III.34)

Avec : M_e : Module de l'écoulement (l/s) ;

S : Superficie du bassin (Km²).

A.N : $M_0=0.711$ l/s/Km²

C) lame d'eau écoulée :

$$L_e = A/S \dots\dots\dots(III.35)$$

Avec : A: Apport moyen annuel en m³ ;

S : Superficie du bassin (Km²).

Tiré précédemment par la formule de SAMIE : $L_e= 22,48$ mm

D) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy} \dots\dots\dots(III.36)$

Avec : L_e : lame d'eau écoulée en mm ;

P_{moy} : pluie moyenne annuelle en mm.

$C_e=0.154=15.4$ %

III.4.3. Coefficient de variation :

Le coefficient de variation C_v s'impose comme paramètre de mesure de l'irrégularité des débits annuels et de comparaison entre bassins de taille différente

Pour le calcul du coefficient de variation C_v , et en absence d'une série d'observation, on fait recours aux formules empiriques.

A) Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log M_0 - 0,063 \log (S + 1) \dots\dots\dots (III.37)$$

Avec : M_0 : Module spécifique de l'apport moyen annuel en l/s.km².

S : Superficie du bassin (Km²).

AN: $C_v=0,75$

B) Formule Ukgiprovdokhoz :

Cette formule est basée sur les données de 21 petits oueds de l'Algérie du Nord.

$$C_v=0.70/M_0^{0.125} \dots\dots\dots (III.38)$$

M_0 : Module spécifique de l'apport moyen annuel en l/s.km².

A.N : $C_v=0.73$

C) Formule de KRISTEKLY MENKEL :

$$C_v = 0,83 / (S^{0.06} \cdot q^{0.27}) \dots\dots\dots (III.39)$$

Avec M_0 : Module spécifique de l'apport moyen annuel en l/s.km².

AN : $C_v =0,79$

d) Formule Algérienne de N.N PADOUM:

Cette formule est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord cette relation s'écrit comme suit : $C_v=0.93 K / M_0^{0.23}$

Avec : K : coefficient de réduction $K=(0.25-1.00)$ on prend $K=0.80$

M_0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

AN : $C_v =0,73$

Conclusion :

Toutes les formules donnent des valeurs très rapprochées on opte ainsi pour la valeur donnée par la formule Algérienne de N.N PADOUM

$C_v=0.73$

III.5. Estimation fréquentielle des apports :

Les barrages sont dimensionnés généralement pour une fréquence de 80 %. C’est le volume d’eau qu’on pourra assurer huit (08) années sur dix (10), on le calcule à partir de la loi d’ajustement statistique de GALTON. En supposant une distribution d’une loi log-Normale des apports qui est donnée comme suit :

III.5.1. Estimation à partir de la distribution log normale :

Les apports liquides fréquents sont donnés par la formule suivante et estimés en fonction

Fréquence %	Années humides						Années sèches	
	1	2	5	10	20	50	80	90
Période de retour	100	50	20	10	5	2	4/5	9/10
U	2,33	2,06	1.65	1.28	0.84	0.00	-0.84	-1.28
Apport liquide (hm ³)	0,813	0,682	0.521	0.411	0.308	0.178	0.103	0.077
Lame d’eau ruisselée (mm)	82,97	69,55	53.52	41.91	31.42	18.13	10.47	7.85

de l’apport moyen annuel (A₀) et du coefficient de variation (C_v)

L’apport moyen fréquentiel peut être calculé par la relation proposée par Body qui est la suivante:

Tableau. III.30 : Apports fréquents

$$A_{80\%} = \frac{A}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{u \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \dots\dots\dots (III.40)$$

Avec :

A_{80%}: Apport fréquentiel (F=0.80) en m³;

u : Variable réduite de Gauss, qui est fonction de (u_{80%}=0.841) ;

A : Apport moyen annuel en m³;

C_v : Coefficient de variation des apports.

$$A_n : \quad A_n = \frac{0.22}{\sqrt{0.73^2 + 1}} e^{-0.841 \sqrt{\ln(0.73^2 + 1)}}$$

A_{80%}=0,103 hm³

Tableau. III.31 : Répartition mensuelle de l’apport de fréquence 80 % du bassin versant d’Oued Chaaba :

Mois	Sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
Pmm	31,4	28,2	31,1	37,1	30,3	27	38,5	33,3	37,3	14,6	4,7	7,8	321 ,3
A%	9,8	8,7	9,7	11,5	9,4	8,4	12	10,4	11,6	4,6	1,5	2,4	100
A (hm ³)	0.022	0.019	0.021	0.025	0.021	0.018	0.026	0.023	0.026	0.01	0.003	0.005	0 ,22
A _{80%} (hm ³)	0,0100	0,00896	0,009	0,01184	0,009	0,008	0,012	0,010	0,011	0,004	0,001	0,002	0,103
	94	1	991	5	682	652	36	712	948	738	545	472	

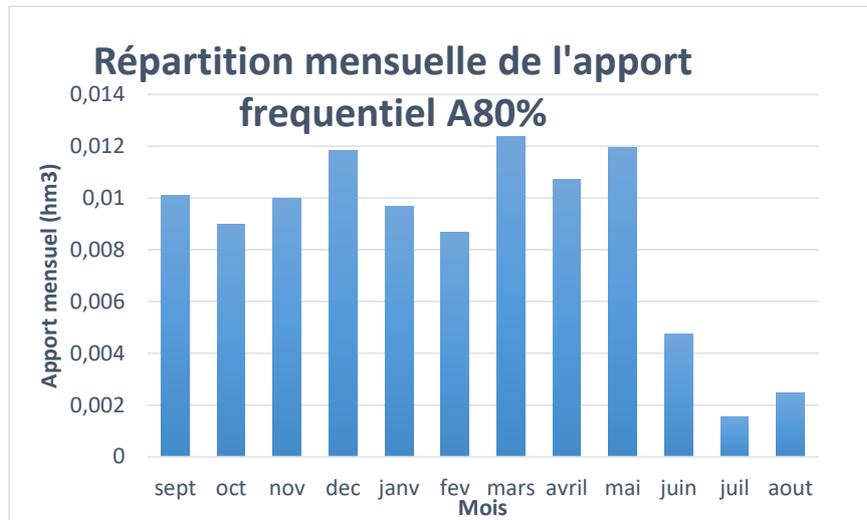


Figure. III.24 : répartition mensuelle de l’apport fréquentiel A_{80%}

III.6. Apport solides :

III.6.1. Estimation de l’érosion spécifique :

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

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

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

L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide.

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportés à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement.

En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant.

L’absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

A) Formule de TIXERONT

Elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s’écrit comme suit :

$$E_s = \alpha L_e^{0.15} \dots\dots\dots (III.41)$$

Avec :

E_s : L’érosion spécifique en t/Km².an ;

L_e : la lame écoulée en mm ;

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=75$ (pour les bassins de perméabilité élevée). Voir tableau N°32.

Tableau. III.32: valeur de α en fonction de la perméabilité :

Perméabilité	Elevée	Moyenne à élevée	Faible à moyenne	Faible	Imperméable
α	8.5	75	350	1400	3200

A.N : $E_s=119,64 \text{ T/km}^2/\text{an}$.

B) Formule de Fournier

$$E_s = \left(\frac{P}{P_a}\right)^{2.65} \times \left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46} \dots\dots\dots (III.42)$$

E_s : L'érosion spécifique en $t/\text{Km}^2.\text{an}$;

P_a : Pluie moyenne annuelle en mm ;

P : Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux ; ($P = 38,5 \text{ mm}$)

h : Altitude à 45 % ($H_{\max} - H_{\min}$);

S : Surface du bassin versant en Km^2 ;

A.N : $E_s=159.75t/\text{Km}^2.\text{an}$

III.6.2. Calcul du volume mort :

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits (B.Touaibia,2001)

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

A) Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple)

$$V_m = m \frac{E_s \times S \times T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.43)$$

Avec :

E_s : L'érosion spécifique en $t/\text{Km}^2.\text{an}$;

S : Surface du bassin versant Km^2 ;

T : Durée d'exploitation (10 ans),

γ_s : Densité de la vase, $\gamma_s = W_C P_C + W_m P_m + W_S P_S$

Tel que P_C, P_m, P_s , sont les pourcentage d'argile de silt et de sable dans l'apport de sédiments

Faute de données en considéra : $\gamma_s(1.6 \text{ t/m}^3)$

m : pourcentage d'alluvions restants dans le lac ($m=70\%$ Si l'on considère que 30 % des matériaux transitent à travers la digue par déversement).

AN : $V_m=5129.56 \text{ m}^3$

A. Formule de TIXERONT(1960)

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 \div 1.1) \frac{Q_s \times T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.45)$$

Avec :

Q_s : Le débit solide en t/an .

$Q_s = E_s \times S$.

γ_s : Poids spécifique de la vase humide ($1,6 \text{ t/m}^3$).

S : Superficie du bassin versant en Km^2

Le coefficient de majoration est pris 1 on trouve: $V_m=7327.95 \text{ m}^3$

Conclusion :

En opte pour la formule de TIXERONT $V_m=7327.95 m^3$ car c'est la formule la plus adapté en Algérie.

III.7. Etude des Crues :

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. La fréquence centennale (1%) est retenue pour le calcul de la crue de projet pour des raisons de sécurité et d'économie.

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

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

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, 1000, 50, 20, et 10ans et l'application de la méthode de l'hydrogramme synthétique pour le la détermination du débit de période de retour 100ans, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul

III.7.1 .Formules empiriques pour la détermination de la crue :

A) Formule de Maillet et Gauthier :

$$Q_{max,p\%} = 2 \times K \times \log(1 + A \times P) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \dots\dots\dots (III.46)$$

Avec :

T : Période de retour en année,

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : $1 < K < 3$ On prend $K = 1$

A : Paramètre qui caractérise la géographie et le climat du bassin $A = 20$.

S : Superficie du bassin versant en Km^2 ;

L : Longueur du thalweg principale en Km;

P : Précipitations moyennes annuelles en mm

Tableau. III.33: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de Mallet-Gauthier)

Période de retour	10	20	50	100	1000
$Q_{max;p\%}(m^3/s)$	46.2	52.71	60.21	65.32	79.9

B) Formule de Sokolovsky :

Selon cet auteur, la crue est considérée comme un débit max généré par une averse (une pluie) de courte durée correspondant au temps de concentration. Le temps de montée de la crue est donc pris égal au temps de concentration.

$$Q_{max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots (III.47)$$

$$F : \text{Coefficient de forme de la crue : } F = 12 / (4+3.\gamma) \dots\dots\dots(III.48)$$

H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie $H_0=7$ mm

Pour $1 < S < 50$ Km² ----- $\gamma = 2$.

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable ----- $2 \leq \gamma \leq 2.5$

Pour un bassin boisé ----- $3 \leq \gamma \leq 4$.

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

S : Superficie du bassin (Km²).

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

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{Xp} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Xp} + \sqrt{H0}} \text{ Avec :}$$

Xp : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

$H0$: perte d'eau initiale

0,28 coefficient de changement d'unité

P_{tc} : pluies de courte durée.

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau (III.34).

Tableau. III.34 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de Sokolovsky)

Période de retour	10	20	50	100	1000
Ptc(mm)	24,10	28,06	33,19	37,03	49,74
α %	0,300	0,334	0,371	0,394	0,455
Qmax (m3/s)	15,81	21,70	29,93	36,49	59,90

C) Formule de TURRAZA :

Cette méthode fournit le débit maximum de crues

$$Q_{\max} = \frac{C \times P_{tc} \times S}{3.6 \times T_c} = \frac{1}{3.6} S \times I_t \times C \dots\dots\dots (III.49)$$

P_{tc} - pluie de courte durée pour un temps $t = T$

S – superficie du bassin versant (km²)

T_c -temps de concentration

I_t –intensité de la pluie, mm/h

C_r –coefficient de ruissellement

Tableau. III.35 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TURRAZA)

Période de retour	10	20	50	100	1000
C_r	0,27	0,27	0,6	0,6	0,6
Ptc(mm)	24,13	28,1	33,23	37,08	49,81
Qmax(m3/s)	16,3	19,30	50,72	56,60	75,93

E) Méthode fréquentielle TAIBI-ANRH :

Elle a été établie par Taibi R. (ANRH) pour les cours d'eau d'Algérie. Cette méthode est donnée par la relation suivante pour la zone d'étude (grand bassin 05) :

$$Q_{pt} = e^{0,95u} \cdot Q_p \left(m^3 / s \right) \dots\dots\dots (III.50)$$

Q_{pt} : Débit de pointe fréquentiel (m^3/s).

u : Variable réduite de Gauss.

Q_p : Débit de pointe annuel (m^3/s).

Le débit de pointe moyen annuel est calculé par la relation de Bennie/Athkins :

$$Q_p = 0,000781 * S^{0,688} * P^{1,275} \dots\dots\dots (III.51)$$

Pour Oued Chaaba, Le débit de crue moyen annuel est égal à :

$$Q_p = 0,000781 \cdot S^{0,688} \cdot P_{an}^{1,275} = 0,000781 * (9,8)^{0,688} * (321,3)^{1,275} = 5,64 m^3/s$$

P : Pluie moyenne annuelle reçue par le bassin versant (mm).

S : Surface du bassin versant en Km^2

Tableau. III.36 : Débit de crues fréquentielles d'Oued chaaba :

T ans	10	20	50	100	1000
U	1,28	1,64	2,05	2,32	3,09
$Q_{f\%}$	19,03	26,79	39,54	51,11	106,21

Les résultats obtenus par les différentes formules sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau. III.37 : Débit des crues fréquentielles d'Oued Chaaba pour les différentes formules

Les résultats obtenus sont :

Periode de retour	10	20	50	100	1000
Formule de sokolovsky	15,81	21,7	29,93	36,49	59,9
Formule de TURRAZA	16,3	19,3	22,44	56,53	75,93
Formule de MALLET- GAUTHIER	46.2	52.71	60.2	65.32	79.9
TAIBI-ANRH	19,03	26,79	39,54	51,11	106,21

La Méthode de TURRAZA tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (intensité de la pluie, le temps de concentration, c'est une formule sont les résultats sont très fiables (pour le cas des bassins urbanisés et des bassins de de petite surface) car elle dépend du coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant,) les résultats de cette dernières sont proche de la Formule de SOKOLOVSKY qui est d'usage très répandu par les hydrologues du Nord d'Afrique.

Ceci dit par mesure de sécurité nous adopterons les valeurs du débit donné par la formule de TURRAZA .

Tableau. III.38 : Débit des crues fréquentielles d’Oued Chaaba

Periode de retour (ans)	10	50	100	1000
Q_{max} m ³ /s	16.3	22.44	56.53	75.93

III.7.2.Hydrogramme de crue :

L’Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous détermine ses caractéristiques principales qui sont:

- ✓ Le volume.
- ✓ La durée.
- ✓ Le débit maximum (débit de pointe).
- ✓ Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

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

a) Pour le temps de montée:

$$Q_{montée} = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots (III.52)$$

$T_m=t_c =1,07$ h : Temps de montée.

b) Pour la décrue:

$$Q_{déc.} = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots (III.53)$$

Avec: $T_d= \delta t_m$ (Sokolovsky)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin les valeur sont donnée dans le tableau

Tableau. III.39 : coefficient de forme de l’hydrogramme de crue δ

Description du cours d’eau	Valeur de δ
Petits cours d’eau et vallons dans des bassins versants dénudées et faiblement perméables	2-2,5
Petits cours d’eau et vallons dans des bassins versant brisés ou perméables, moyen cours d’eau avec terrasses de lit majeur normales	3,0-4,0
Grands et moyens cours d’eau avec des terrasses de débordements étendues	4,0-7,0

Etant donné que notre cour d’eau des faiblement perméables On prend $\delta=2.5$

Donc : $T_d= 2 *1,73=2,68$ h

$T_d = 2,68$ h

C.temps de base :C’est la durée du ruissellement direct, c'est-à-dire la longueur sur l'abscisse des temps de la base de l'hydrogramme dû à l'écoulement de surface.

$$T_b = T_m + T_d$$

$$T_b = 3,75h$$

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (100; 50 ; 20 ; 10) Sont donné dans le tableau suivant :

Tableau. III.40 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps

Débits de crue					
Période de retour	10	20	50	100	1000
Temps (h)	Q(m3/s)	Q(m3/s)	Q(m3/s)	Q(m3/s)	Q(m3/s)
0	0	0	0	0	0
0,2	0,58	0,67	0,78	1,98	2,66
0,35	1,77	2,07	2,4	6,05	8,13
0,5	3,62	4,21	4,9	12,34	16,6
0,65	6,12	7,12	8,28	20,86	28,06
0,8	9,27	10,79	12,54	31,6	42,5
0,95	13,07	15,21	17,69	44,56	59,93
1,07	16,58	19,3	22,44	56,53	76,03
1,15	3,07	3,58	4,15	10,47	14,09
1,3	2,25	2,62	3,04	7,68	10,33
1,45	1,59	1,85	2,15	5,43	7,3
1,6	1,08	1,25	1,45	3,67	4,93
1,75	0,69	0,8	0,93	2,34	3,14
1,9	0,4	0,47	0,54	1,37	1,85
2,05	0,21	0,25	0,29	0,72	0,97
2,2	0,09	0,11	0,13	0,32	0,43

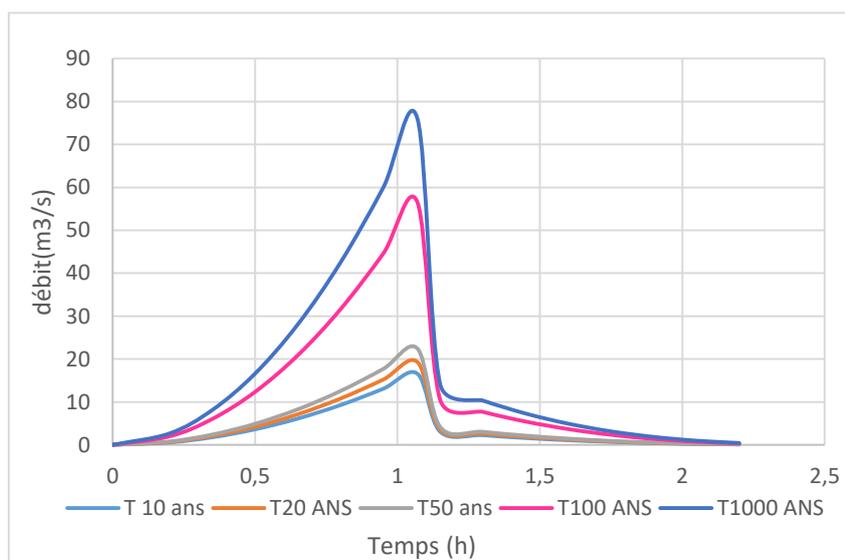


Figure. III.25: Les Hydrogrammes de crues probables en fonction du temps

III.8.Choix de la crue de projet:

La crue de projet est la crue maximale que l’ouvrage doit être capable d’évacuer souvent elle considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable

Le passage de cette crue doit se faire sans causer à l’ouvrage de dommage qui pourrait avoir des conséquences graves pour l’aval. En outre le laminage de la crue par la retenue ne doit pas provoquer de submersion dommageable à l’amont.

Pour son estimation nous nous reportons aux recommandations de plusieurs comités (R.Rolley, 1977), on site :

- ✓ Le comité national australien des grands barrages (CNAGB)
- ✓ Le CEMAGREF (ex : C.T.G.R.E.F).

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

1-/ Méthode du gradient des valeurs extrêmes.

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

Recommandations du comité national Australien des grands barrages

Tableau. III.41 : Classification des dommages selon ANCOLD, 1986(RIBEIRO, 2009)

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

Tableau. III.42: Crue de projet recommandée selon ANCOLD, 1986(RIBEIRO, 2009)

Catégories des dommages	Crue de projet recommandée probabilité de dépassement annuelle
Elevés - Perte de vie; - Dommages 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

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie perméabilité...). On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres

$$\text{tel que : } I_g = I_a \times I_d \times I_r .$$

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

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

I_r : représente les risques.

Lorsque :

- Le risque est faible ($I_g = 1$), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.
- Le risqué est moyen ($I_g = 2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification ave la crue cinq centennale et parfois millénaire.
- Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau. III.43: Choix de la crue de projet selon ANCOLD, 1986(RIBEIRO, 2009)

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{\max(1\%)+revanche}$	$Q_{\max(1\%)+revanche}$ majorée avec vérification pour	$Q_{\max(0.1\%)}$

Pour le cas de la retenue collinaire Oued Chaaba on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume

d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennale :

D'où $Q_{1\%} = 56,53 \text{ m}^3/\text{s}$ (obtenue par la Formule de TURRAZA)

III.8.1. Choix de la crue du Chantier:

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

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

En cas de dépassement de celle-ci, des dégâts seront très probables, elles seront provoquées par les crues lors de la phase de réalisation. Les conséquences seront lourdes sur les coûts de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement ainsi que sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, alors qu'une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage.

La fréquence du débit maximal attribuée à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau, tandis que, l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues cinquantenales ou même centennale, mais en Algérie, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans.

Cependant, lorsque le batardeau est inclut dans la digue, on peut lui attribué une petite surélévation, car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre, si le batardeau est indépendant de la digue, là il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est posé provisoirement.

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

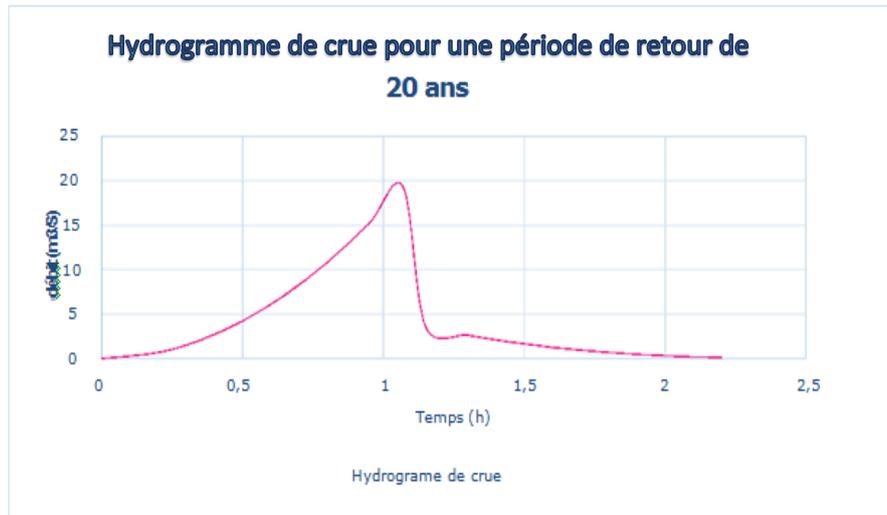


Figure. III.26 : L’hydrogramme de crue probable pour une période de retour de 20 ans

III.8.2. Calcul du volume de la crue :

Le volume est déterminé sur la base de l’hydrogramme de crue en considération que ce dernier est sous forme triangulaire et on calcule la surface sous l’allure de l’hydrogramme de crue afin de pouvoir estimer le volume de crue pour une période de retour centennale

Le volume est donné par la formule suivante.

$$V_{crue} = Q_{max,1\%} \cdot \frac{T_b}{2} \dots\dots\dots(III.53)$$

Avec :

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

T_b . Temps de base (3,75h)

D’où :

$$V_{crue} = 0,382 \text{ Mm}^3$$

III.9. La régularisation :

L’étude de régularisation de la retenue projeté sur l’Oued Chaaba pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant qui nous servira à l’élaboration et l’exécution d’un programme d’exploitation des ressources en eau, cette mesure comprend également le dimensionnement des ouvrages de mobilisation des ressources superficielles et de leurs exploitations.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle

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

La régularisation interannuelle est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuer lors des saisons sèches. Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

1. Les répartitions mensuelles des apports, d’évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
2. La courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d’eau provenant de dépouillement de la carte topographique de la cuvette.

3. Les besoins en eau des utilisateurs de différents secteurs.

III.9.1. Répartition mensuelle de l'apport 80% :

Tableau. III.44 : Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel (80%) :

C	Sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
Pmm	31,4	28,2	31,1	37,1	30,3	27	38,5	33,3	37,3	14,6	4,7	7,8	321 ,3
A%	9,8	8,7	9,7	11,5	9,4	8,4	12	10,4	11,6	4,6	1,5	2,4	100
A(hm 3	0.022	0.019	0.021	0.025	0.021	0.018	0.026	0.023	0.026	0.01	0.003	0.005	0,22
A80% (hm 3)	0,01009 4	0,0089 61	0,0099 91	0,0118 45	0,0096 82	0,0086 52	0,012 36	0,0107 12	0,0119 48	0,004 738	0,001 545	0,0024 72	0,103

III.9.2. Répartition mensuelle des besoins :

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation. La question posée consiste à déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irriguant. Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois : avril, mai, juin, juillet et août, durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation.

Les besoins mensuels exprimés en m³ pour une surface irriguée de 10ha, figureront dans le tableau suivant :

Tableau. III.45: Répartition mensuelle des besoins en eau :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	ju	Aout	Année
Bi%	6,1	1,39	0	0	0	0	0	4,74	12,94	21,07	29,73	23,72	100%
Besoin (Mm ³)	2128	667	0	0	0	0	0	2176,8	3010	10101,6	20010,4	19050	59816

Source : D.H.W Batna

III.9.3. Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces» :

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

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

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

: surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m²

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

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

Le Tableau III-30 donne les caractéristiques topographiques de la retenue :

Courbe capacité-hauteur H=f (V)

Courbe surface-hauteur. H=f(S)

Tableau. III.46: Courbe topographiques et volumétriques :

Côte [m]	Hauteur [m]	ΔH [m]	Surface [m ²]	Surface moyenne [m ²]	Volume [m ³]	Volume cumulé [m ³]
1024,48	0	0	0		0	0
1025	0,48	0,48	9,49	4,75	2,28	2,28
1026	1,48	1	445,05	227,27	227,27	229,55
1027	2,48	1	926,26	685,66	685,66	915,2
1028	3,48	1	1549,39	1237,83	1237,83	2153,03
1029	4,48	1	2184,28	1866,84	1866,84	4019,86
1030	5,48	1	3056,04	2620,16	2620,16	6640,02
1031	6,48	1	3890,9	3473,47	3473,47	10113,49
1032	7,48	1	5036,66	4463,78	4463,78	14577,27
1033	8,48	1	6337,52	5687,09	5687,09	20264,36
1034	9,48	1	8031,34	7184,43	7 184,43	27 448,79
1035	10,48	1	10069,74	9 050,54	9 050,54	36 499,33
1036	11,48	1	13018,26	11 544,00	11 544,00	48 043,33
1037	12,48	1	16280	14 649,13	14 649,13	62 692,46
1038	13,48	1	20980	18 630,00	18 630,00	81 322,46
				10 490,00		

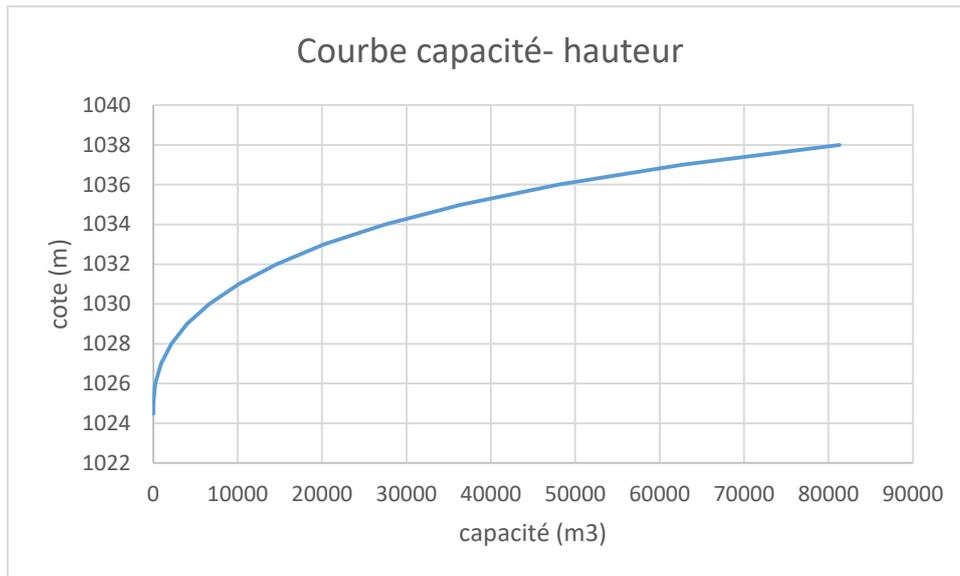


Figure. III.27 : Courbe capacité-hauteur

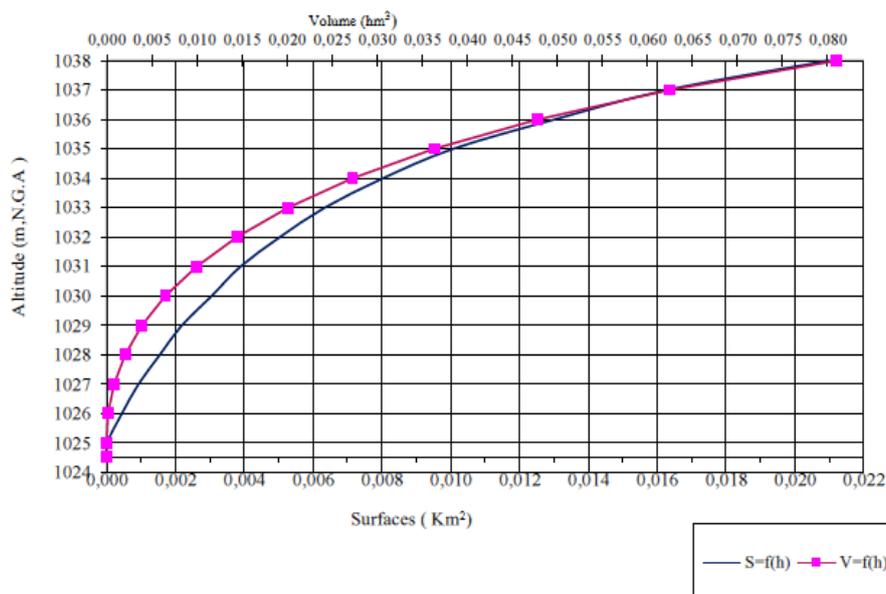


Figure. III.28 : Courbes de remplissage

III.9.4. Calcul du volume utile :

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

La régularisation ou la répartition de l’écoulement se fait en appliquant deux consignes : 1ère Et 2ème consigne.

Donc le calcul du volume utile nécessite la connaissance du deux types de fonctionnement de la retenue :

- ✓ 1ère consigne d'exploitation :

Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue(NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

Mois	sept	oct	Nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	Aout	annuel
A80% (hm 3)	10090	8960	9990	11850	9680	8650	12360	10710	11950	4740	1550	2470	103000
besoin (hm3)	2130	670	0	0	0	0	0	2180	3010	10100	20010	19050	59820
A-U (hm3)	7960	8290	9990	11850	9680	8650	12360	8530	8940	-5360	-18460	-16580	43180

Tableau. III.47:Bilan apports-consommation :

- ✓ 2ème Consigne d'exploitation :

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

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

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

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

En analysant le bilan Apport –Consommation on constate que la période à bonne hydraulicité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois de mai.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$.

III.9.4.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau (III.48).

Tableau. III.51 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Mois	A(80%)	U20%	A-U	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf	Vri	s	Vrf	Vri	s
sept	0,01	0,002	0,008	0,007328	0,007328			0,007328	
oct	0,009	0,001	0,008	0,015294	0,015294		-0,00064	0,007328	0,008
nov	0,01	0	0,01	0,023588	0,023588		-0,00097	0,007328	0,008
déc	0,012	0	0,012	0,033579	0,033579		-0,00266	0,007328	0,01
janv	0,01	0	0,01	0,045424	0,045424		-0,00419	0,007328	0,012
fevr	0,009	0	0,009	0,055106	0,055106		0,00766	0,007656	
mars	0,012	0	0,012	0,063758	0,055823	0,0079	0,01734	0,017338	
avr	0,011	0,002	0,009	0,068183	0,055823	0,0124	0,02599	0,02599	
mai	0,012	0,003	0,009	0,064358	0,055823	0,0085	0,03835	0,03835	
jui	0,005	0,012	-0,007	0,064761	0,055823	0,0089	0,04688	0,046885	
juil	0,002	0,021	-0,02	0,048561	0,048561		0,05582	0,055823	
aout	0,002	0,024	-0,022	0,028906	0,028906		0,04856	0,048561	
somme			0,038	0,007328	0,007328		0,02891	0,028906	
						0,038	0,00733	0,007328	0,038

Du Tableau (III.48) on a :

$$V_s = 0,08623 H m^3 = 86263 m^3$$

$$V_d = 48294,7 m^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ D'ou : $V_u = V_d$ Alors :

$$V_u = 48294,7 m^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots \dots \dots (III.55)$$

Alors :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 48294,7 + 7328 = 55822,700 m^3$$

$$V_{NNR} = 0,0558227 Mm^3$$

III.9.4.2. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

a- Pertes par évaporation :

Le volume mensuel perdu par évaporation est donné par :

$$V_{ep} = EV \cdot S_{moy} \dots \dots \dots (III.56)$$

Avec:

EV: Evaporation mensuelle (mm) ;

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen, tirée de la courbe (capacité-hauteur).

b- Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots \dots \dots (III.57)$$

Avec V_{moy} c'est le volume moyen donné par :

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \dots \dots \dots (III.58)$$

δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

Tableau. III.49 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique :

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

Pour notre bassin on prend $\delta=1$ (notre bassin est de perméabilité faible à moyenne).

III.9.4.3. Evaporation :

L'évaporation représente un paramètre essentiel dans l'analyse de la ressource en eau. Dans ce cas, sa bonne estimation est nécessaire dans les calculs de la régularisation des apports au site de la retenue collinaire.

Tableau. III.50 : Evaporation station BATNA :

Mois	Sept	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Août	Som
E mm	97,7	75,8	60,5	77,8	51,4	59,3	63,8	60,2	88,7	255,9	109,4	197,1	110,2

Source : D.H.W Batna

Tableau. III.51 : Calcul des pertes dans la retenue

Mois	Vmoy (m ³)	Smoy (m ²)	EV (mm)	Vep (m ³)	Vinf (m ³)	$\pi=Vep+Vinf$ (m ³)	$\pi=Vep+Vinf$ (m ³)
sep	11311,00	2100	97,7	205,17	113,11	318,28	0,00031828
Oct	19441,00	5200	75,8	394,16	194,41	588,57	0,00058857
Nov	28583,50	8500	60,5	514,25	285,835	800,085	0,00080009
Dec	39501,50	10600	77,8	824,68	395,015	1219,695	0,0012197
Jan	40265,00	13000	51,4	668,2	402,65	1070,85	0,00107085
Fev	59432,00	14000	59,3	830,2	594,32	1424,52	0,00142452
Mars	65970,50	15000	63,8	957	659,705	1616,705	0,00161671
Avril	66270,50	16500	60,2	993,3	662,705	1656,005	0,00165601
Mai	64559,50	16400	88,7	1454,68	645,595	2100,275	0,00210028
Juin	56661,00	1500	109,4	134,1	566,61	700,71	0,00070071
Juil	38733,50	10500	197,1	1019,55	387,335	1406,885	0,00140689
Aout	18117,00	5300	110,2	584,06	181,17	765,23	0,00076523

Tableau. III.52 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes Du Tableau (III.50) on a :

Mois	A (80%)	U20%	A-U	π	A-U-PI	1ere consigne			2eme consigne		
						Vrf	Vri	s	Vrf	Vri	s
sept	0,010	0,002	0,008	0,000318	0,008	0,00733	0,00733			0,00733	
Oct	0,009	0,001	0,008	0,000589	0,008	0,01498	0,01498		-0,00032	0,00733	0,008
nov	0,010	0,000	0,010	0,000800	0,009	0,02268	0,02268		-0,00038	0,00733	0,008
déc	0,012	0,000	0,012	0,001220	0,011	0,03331	0,03331		-0,00186	0,00733	0,009
janv	0,010	0,000	0,010	0,001071	0,009	0,04192	0,04192		0,00777	0,00733	0,000
fevr	0,009	0,000	0,009	0,001425	0,007	0,05053	0,05053		0,01840	0,01840	0,000
mars	0,012	0,000	0,012	0,001617	0,011	0,05776	0,05776		0,02701	0,02701	
avr	0,011	0,002	0,009	0,001656	0,007	0,06850	0,05870	0,0098	0,03424	0,03424	
mai	0,012	0,003	0,009	0,002100	0,007	0,06557	0,05870	0,0069	0,04498	0,04498	
Jui	0,005	0,012	-0,007	0,000701	-0,008	0,06553	0,05870	0,0068	0,05186	0,05186	
juil	0,002	0,021	-0,020	0,001407	-0,021	0,05073	0,05073		0,05870	0,05870	
aout	0,002	0,024	-0,022	0,000765	-0,022	0,02967	0,02967		0,05073	0,02391	
somme					0,024	0,00733	0,00733		0,02967	0,02967	
								0,024	0,00733	0,00733	0,024

$$V'_s = 75467,815m^3.$$

$$V'_d = 51367,53m^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V'_s > V'_d$ D'où : $V'_u = V'_d$ Alors :

$$V'_u = 51367,53m^3.$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V'_{NNR} = V'_u + V_m = 51367,53 + 7328 = 58695,53 m^3.$$

$$V'_{NNR} = 0,058695 Mm^3.$$

➤ Estimation de l'erreur :

$$\epsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \dots\dots\dots (III.59)$$

V_u : Volume utile sans tenir compte des pertes.

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

Si la condition $1\% < \epsilon < 2\%$ n'est pas vérifié on doit faire des itérations.

$$A.N : \epsilon = \frac{51367,53 - 48294,7}{48294,7}$$

$$\epsilon = 6.3\%$$

Vu que la condition est non satisfaite, nous devons faire de nouvelles approximations :

Tableau. III.53 : Calcul des pertes dans la retenue (2ème approximation)

Mois	Vmoy(m ³)	Smoy (m ²)	EV(mm)	Vep (m ³)	Vinf (m ³)	$\pi = V_{ep} + V_{inf}$ (m ³)	$\pi = V_{ep} + V_{inf}$ (Hm ³)
Sep	11151,86	2000	97,7	195,4	111,5186	306,9186	0,00030692
Oct	16828,34	3200	75,8	242,56	168,28335	410,84335	0,00041084
Nov	22993,60	7000	60,5	423,5	229,936025	653,436025	0,00065344
Dec	32611,83	8900	77,8	692,42	326,1183	1018,5383	0,00101854
Jan	41222,98	11000	51,4	565,4	412,2298	977,6298	0,00097763
Fev	49142,30	12000	59,3	711,6	491,42295	1203,02295	0,00120302
Mars	58127,68	16000	63,8	1020,8	581,276825	1602,07683	0,00160208
Avril	62037,03	16200	60,2	975,24	620,37025	1595,61025	0,00159561
Mai	60553,89	16110	88,7	1428,957	605,53885	2034,49585	0,0020345
Juin	53132,93	13200	109,4	1269,48	531,329325	1800,80933	0,00180081
Juil	35201,82	10100	197,1	980,71	352,018225	1332,72823	0,00133273
Aout	13499,42	4800	110,2	528,96	134,99415	663,95415	0,00066395

Tableau. III.54 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2eme approximation)

Mois	A(80%)	U20%	A-U	Π	A-U-PI	1ere consigne			2eme consigne		
						Vrf	Vri	s	Vrf	Vri	s
sept	0,010	0,002	0,008	0,000307	0,008	0,00733	0,00733			0,00733	
oct	0,009	0,001	0,008	0,000411	0,008	0,01499	0,01499		-0,00033	0,00733	0,008
nov	0,010	0,000	0,010	0,000653	0,009	0,02287	0,02287		-0,00055	0,00733	0,008
déc	0,012	0,000	0,012	0,001019	0,011	0,03380	0,03380		-0,00201	0,00733	0,009
janv	0,010	0,000	0,010	0,000978	0,009	0,04250	0,04250		0,00155	0,00733	0,006
fevr	0,009	0,000	0,009	0,001203	0,008	0,05121	0,05121		0,01247	0,01247	
mars	0,012	0,000	0,012	0,001602	0,011	0,05965	0,05633	0,0033	0,02118	0,02118	
avr	0,011	0,002	0,009	0,001596	0,008	0,06719	0,05633	0,0109	0,02963	0,02963	
mai	0,012	0,003	0,009	0,002034	0,008	0,06427	0,05633	0,0079	0,04049	0,04049	
jui	0,005	0,012	-0,007	0,001801	-0,007	0,06423	0,05633	0,0079	0,04843	0,04843	
juil	0,002	0,021	-0,020	0,001333	-0,020	0,04933	0,04933		0,05633	0,05633	
aout	0,002	0,024	-0,022	0,000664	-0,022	0,02934	0,02934		0,04933	0,02391	
somme					0,030	0,00710	0,00710		0,02934	0,02934	
								0,030	0,00710	0,00710	0,030

$$V''_s = 85234,95m^3.$$

$$V''_d = 49000,61m^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V''_s > V''_d$ D'ou : $V''_u = V''_d$ Alors :

$$V''_u = 49000,61 m^3.$$

Le volume normalde la retenue sera :

$$V'_{NNR} = V'u + V_m = 49000,61 + 7328 = 56328,61 m^3.$$

$$V'_{NNR} = 0,056328 Mm^3.$$

➤ Estimation de l'erreur :

$$\epsilon = \frac{4,900061 - 4,82947}{4,82947} \cdot 100. \quad \text{donc : } \epsilon = 1.4\%$$

La condition est vérifiée donc le volume normal de la retenue est de :

$$V_{NNR} = 56328.61m^3$$

Tableau. III.55 : Récapitulatif des résultats :

Désignation	Unité	Quantité
Volume mort	m ³	7327.95
Volume utile	m ³	49000,61
Volume NNR	m ³	56328,61
Cote V _M	m	1031
Côte NNR	m	1036
Besoin	m ³ /ha	59816
Surface à irriguer	ha	10

III.10. Laminage des crues :

Le phénomène de submersion représente le plus grand danger surtout pour les barrages en matériaux locaux .La submersion cause la rupture rapide du barrage. Celle-ci est due aux crues qui dépassent la capacité d'évacuation de l'évacuateur de crues.

L'étude de laminage consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue NVF (niveau du volume forcé), la hauteur d'eau maximale déversant par l'évacuateur de crue et sa variation dans le temps tout au long du passage de la crue.

Le laminage permet donc de réduire les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire sa largeur ainsi que la lame d'eau qui sera déversée, ces dimensions doivent faire l'objet d'un calcul par optimisation, car que le cout de l'evacuateur de crue représente environ 50% de celui du barrage mais sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

Il existe plusieurs procédés de laminage (MUSKINGAM, La méthode de X₀, KOTCHERINE, Blackmore , Step by Step et autres méthodes graphiques).

Ce type de calcul optimise la capacité déstockage 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 suite :

$$Qdt = qdt + Sdh..... (III.57)$$

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 :

$$Q - q = S \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III.60)$$

D'où :

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

Il existe plusieurs procédés de laminage des crues entre autres : Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, step by step,... Nous traitons dans ce travail la méthode de Muskingum.

III.10.1. Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993) :

III.10.1.1. 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 :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial X} = gA (S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \dots\dots\dots (III.61)$$

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q \dots\dots\dots (III.62)$$

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.59) est la suivante :

- a) 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 m³ /s à 2m³ /sen une heure, ce terme vaut (1 m³ /s - 2m³ /s) / 3600s =0 ,000277m³ /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.
- b) 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.
- c) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.
- d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (S₀) et les forces de frottement (S_f).
- e) Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2est 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 59 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation 59 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \dots\dots\dots (III.63)$$

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

$$I - O = \frac{dS}{dt} \dots\dots\dots(III.64)$$

Ou : I(INPUT ou In flow) désigne le débit d'entrée Q_E.

O(OUTPUT ou Out flow) désigne le débit de sortie Q_S.

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

L'équation 29 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.

III.10.1.2. calcul de la capacité scotchée:

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t₁ et t₂, l'équation 29 s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \dots\dots\dots(III.65)$$

Pour un petit intervalle de temps Δt = t₂ - t₁, on peut écrire :

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \dots\dots\dots(III.66)$$

La résolution du problème consiste à déterminer O₁ et O₂, connaissant I₁ et I₂.

L'équation 32 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S₁ et S₂.

III.10.1.3. Principe de la méthode de solution :

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

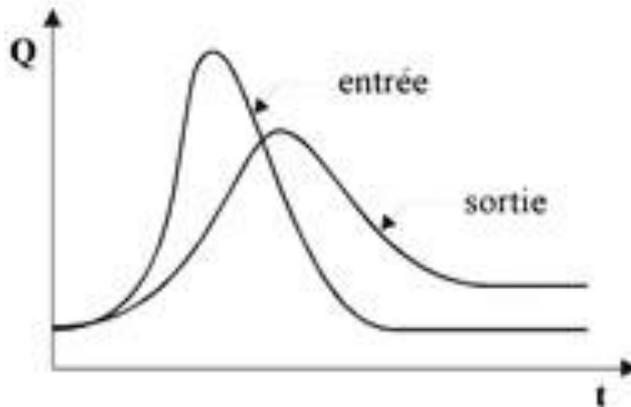


Figure. III.29 :Laminage à travers un barrage

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

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

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue [2S₂ /Δt + O₂] 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 I₁ et I₂, 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 . S₁ et O₁ sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent

avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1 sont connus à cause de la récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

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

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

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

Tableau. III.56 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

h1	S1	O1	$2S_1 / \Delta t + O_1$
h2	S2	O2	$2S_2 / \Delta t + O_2$
h3	S3	O3	$2S_3 / \Delta t + O_3$
...
hnSnOn			$2S_n / \Delta t + O_n$

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

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

III.10.1.4 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 à surface libre par un déversoir (figure III.29). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

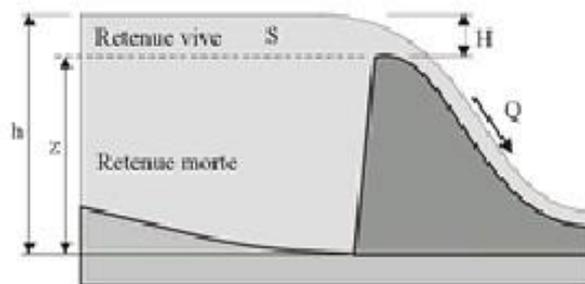


Figure. III.30 : Evacuateur à surface libre

$$Q = CBH^{3/2} = CB (h - z)^{3/2} \dots \dots \dots (III.67)$$

ou : 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 :

$$Q=mA \sqrt{2gh} \dots\dots\dots(III.68)$$

Ou : 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.

III.10.1.5. 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 :

$$S=Ah \dots\dots\dots(III.69)$$

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'emménagement se présentent alors sous la forme :

$$S=a_0+a_1h+a_2h^2+a_3h^3+\dots+a_nh^n \dots\dots\dots(III.70)$$

Les coefficients a₀, a₁, a₂,....., 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 Musingum pour une largeur de déversoir b=6m Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q=mb\sqrt{2gH}^{3/2} \dots\dots\dots(III.71)$$

Pour b=6m et m =0 .49 : Q=13.02 H^{3/2}

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (tableau III.56) avec un coefficient de corrélation r =0.9898 entre les altitudes NNR =1036 m NGA et

NPHE =1038m NGA.

$$S(Mm^3)=4,0918\ln(cotes\ m.NGA)-28,397$$

Tableau. III.57 : Modélisation de la courbe capacité- hauteur :

cote(m.NGA)	Surface (Mm ³)
1036	0,0130
1036,25	0,0135
1036,5	0,0143
1036,75	0,0153
1037	0,0163
1037,25	0,0171
1037,5	0,0182
1037,75	0,0197
1038	0,0209

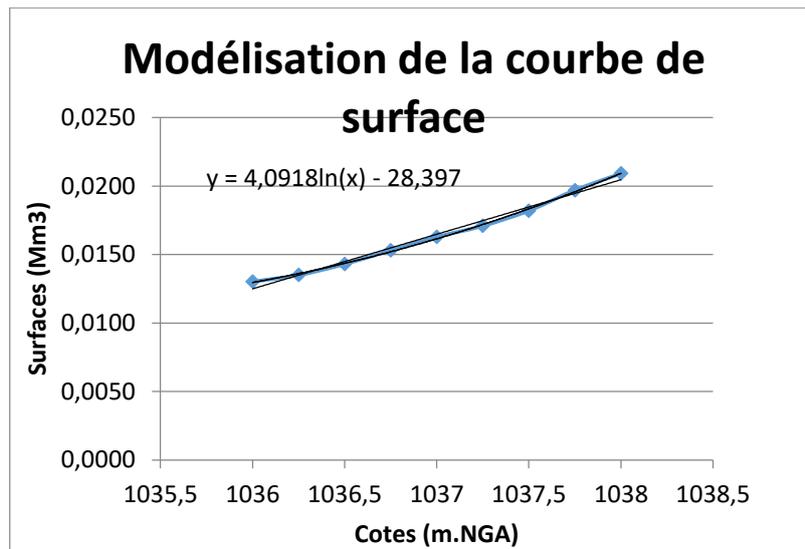


Figure. III.31: Modélisation de la courbe surface-hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$: Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0 \text{ m}$, le volume stocké $V_s = 0 \text{ m}^3$. La valeur maximal de débit d'entrée $Q_e = 56,53 \text{ m}^3/\text{s}$ on trouve $H_{\text{max}} = 2,635 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau III.57

Tableau. III.58. Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

B (m)	H dev max(m)
18	1,276
16	1,379
12	1,668
10	1,881
8	2,180
6	2,635

Pour une largeur du déversoir $b=12\text{m}$

Tableau. III.59. Calcul de la courbe caractéristique de la cuvette

H	Cotes	A(M2)	S (M3)	O(M3/S)	2S/DT+O
0	1036	12868,3297	0	0	0
0,2	1036,2	13658,1762	2731,63525	2,3293138	12,44648138
0,4	1036,4	14447,8703	5779,14814	6,58829434	27,99254669
0,6	1036,6	15237,4121	9142,44724	12,1034696	45,96438526
0,8	1036,8	16026,8015	12821,4412	18,6345104	66,12132961
1	1037	16816,0386	16816,0386	26,04252	88,32414457
1,2	1037,2	17605,1236	21126,1483	34,2337816	112,4787753
1,4	1037,4	18394,0564	25751,679	43,1394953	138,516084
1,6	1037,6	19182,8371	30692,5394	52,7063547	166,3824265
1,66	1037,66	19419,4417	32236,2732	55,6987102	175,0923147

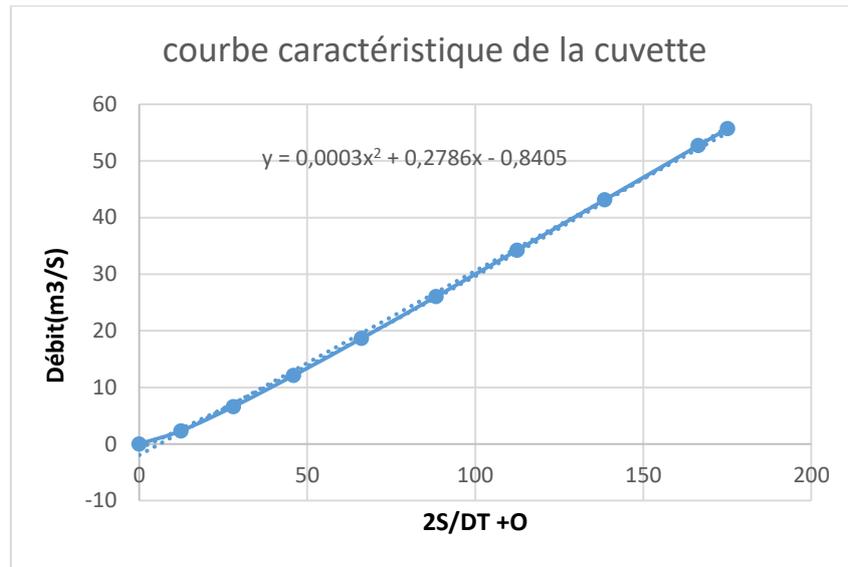


Figure. III.32 :Modélisation de la courbe caractéristique de la cuvette

Tableau. III.60: calcul de débit laminaire correspondant à (l’hydrogramme de sortie pour b=12m)

Temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)- 2O	Q débits m3/s	Qmax (1%)
0	0	0	0	0	0	0
0,15	1,110948554	1,11094855	1,11094855	0,4911875	0,309880529	1,1109486
0,3	4,443794218	5,55474277	6,04593027	2,65520596	1,695362155	4,4437942
0,45	9,99853699	14,4423312	17,0975372	7,39539399	4,851071588	9,998537
0,6	17,77517687	27,7737139	35,1691079	14,8307613	10,16917329	17,775177
0,75	27,77371386	45,5488907	60,379652	24,5486885	17,91548176	27,773714
0,9	39,99414796	67,7678618	92,3165503	35,7643612	28,27609455	39,994148
1,07	56,53	96,524148	132,288509	48,0772021	42,10565355	56,53
1,2	12,74600000	69,276	117,353202	43,7009335	36,8261343	12,746
1,35	9,477279467	22,2232795	65,9242129	26,5836404	19,67028627	9,4772795
1,5	6,869976654	16,3472561	42,9308965	17,9039638	12,51346632	6,8699767
1,65	4,790945453	11,6609221	29,5648859	12,566882	8,49900197	4,7909455
1,8	3,180381529	7,97132698	20,538209	8,84122812	5,848490434	3,1803815
1,95	1,978480551	5,15886208	14,0000902	6,08163843	3,959225889	1,9784806
2,1	1,125438185	3,10391874	9,18555716	4,01674004	2,584408564	1,1254382
2,25	0,561450096	1,68688828	5,70362832	2,50604779	1,598790262	0,5614501
2,4	0,226711952	0,78816205	3,29420984	1,45216503	0,921022407	0,226712
2,55	0,06141942	0,28813137	1,7402964	0,76878607	0,485755166	0,0614194
2,7	0,005768165	0,06718758	0,83597365	0,36974982	0,233111915	0,0057682

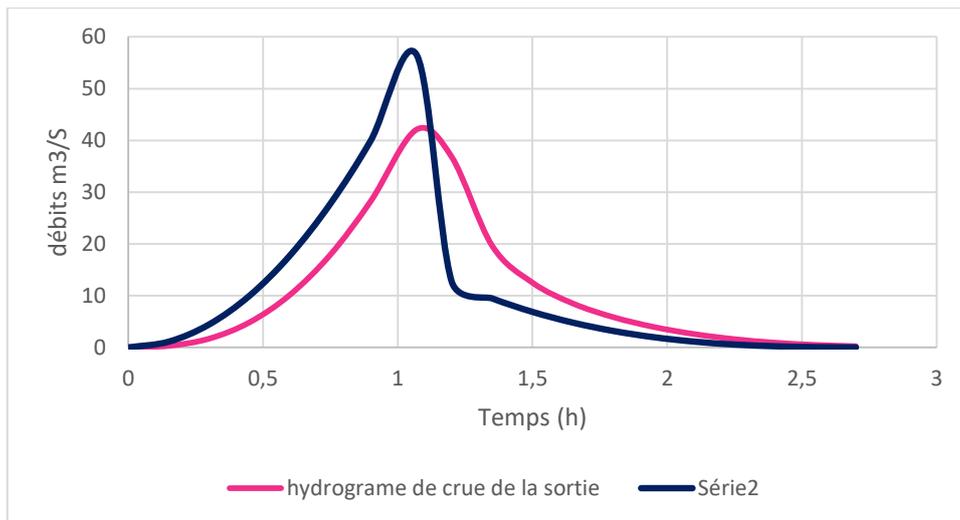


Figure. III.33 : Hydrgramme de sortie pour B=12 m

Le calcul détaillé correspondant aux reste des largeurs déversantes est illustré en ANNEXE

B07.

Tableau. III.61 : Résultat du laminage pour les différentes largeurs déversantes obtenue à l'aide de la méthode de MUSKINGAM

H déversante (m)			2,64	2,18	1,88	1,67	1,38	1,28
Largeur b (m)			b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=16m	b=18m
temps (h)	débit d'entrée	I1+I2	O debits m3/s					
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,15	1,1109	1,1109	0,2940	0,2454	0,1554	0,3099	0,3573	0,3797
0,3	4,4438	5,5547	1,6143	1,3672	0,8890	1,6954	1,9256	2,0327
0,45	9,9985	14,4423	4,6316	3,9805	2,6608	4,8511	5,4228	5,6884
0,6	17,7752	27,7737	9,7224	8,4653	5,8018	10,1692	11,1987	11,6845
0,75	27,7737	45,5489	17,1344	15,0819	10,5508	17,9155	19,4693	20,2231
0,9	39,9941	67,7679	27,0455	24,0250	17,0794	28,2761	30,3676	31,4174
1,07	56,5300	96,5241	40,2443	35,9705	25,8043	42,1057	44,8219	46,2483
1,2	12,7460	69,2760	36,6866	35,3016	28,2760	36,8261	36,4702	35,9044
1,35	9,4773	22,2233	21,0951	23,4046	23,4734	19,6703	17,1160	15,6211
1,5	6,8700	16,3473	13,6156	16,1539	19,1925	12,5135	10,7818	10,0084
1,65	4,7909	11,6609	9,2382	11,3450	15,4538	8,4990	7,3846	6,9569
1,8	3,1804	7,9713	6,3396	7,9689	12,2450	5,8485	5,0980	4,8292
1,95	1,9785	5,1589	4,2917	5,5240	9,5406	3,9592	3,4275	3,2417
2,1	1,1254	3,1039	2,8138	3,7369	7,3054	2,5844	2,1967	2,0627
2,25	0,5615	1,6869	1,7583	2,4431	5,4973	1,5988	1,3156	1,2190
2,4	0,2267	0,7882	1,0312	1,5309	4,0694	0,9210	0,7190	0,6516
2,55	0,0614	0,2881	0,5599	0,9154	2,9711	0,4858	0,3481	0,3038
2,7	0,0058	0,0672	0,2809	0,5248	2,1492	0,2331	0,1457	0,1191

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé le laminage de crues pour déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue donc la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue, le débit maximal déverser par l'évacuateur de surface pour des différents largeur du déversoir.

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux du remblai et du béton pour chaque largeur du déversoir.

III.11. Etude d'optimisation :

III.11.1. Calcul du coût de la digue :

III.11.1.1. Calcul de la revanche :

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

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

A) Formule de Mallet et Paquant :

$$R = h + \frac{v^2}{2g} + S \dots\dots\dots (III.72)$$

$$\text{Avec : } h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \quad \text{et} \quad V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h \dots\dots\dots (III.73)$$

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment à la direction du barrage appelée Fetch (F=0.27 Km) ;

S : marge de sécurité on prend (S=0,5m) ;

A.N : R=1.16 m.

B) Formule de Stevenson- Gaillard :

$$R = 0.75H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III.74)$$

La hauteur des vagues est estimée à l'aide de formule de STEVENSON :

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{L} - 0,26\sqrt[4]{L}$$

Pour un fetch de L = 0.270km, on obtient une hauteur des vagues de H=0,74 m. La vitesse des vagues est donnée par la relation de GAILLARD :

$$V = 1.5 + 2H$$

$$H = 0,74 \text{ m} \quad \text{d'où} \quad v = 2,8\text{m/s}$$

D' où R = 0.95 m (revanche minimum)

C) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \dots\dots\dots (III.75)$$

A.N : R=1.15 m.

L'U.S.B.R (United States Bureau of Réclamation) recommande pour un Fetch < 1,6 km de prendre une revanche comprise entre 0,90 m et 1,25 m.

Pour des mesures pratiques on prendra une revanche de R = 1m.

III.11.1.2. Calcul de la largeur en crête :

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

A) Formule de Knapen

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.76)$$

B) Formule de E- F-Preece

$$b_{cr} = 1.1\sqrt{H_b} + 1 \dots\dots\dots(III.77)$$

C) Formule simplifiée

$$b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(III.78)$$

D) Formule pratique

$$b_{cr} = 1/3\sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.79)$$

H_b : Hauteur de la digue avec :

$$H_b = NNR - C_f + R + H_{dév} + T;$$

Avec :

$$NNR = 1036m.NGA$$

$$C_f : \text{cote du fond de l'oued } 1025m.NGA$$

III.11.2. Tassement :

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

- $T = 0.015 H_b \dots\dots\dots(III.80)$

- $T = 0.001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots(III.81)$

D'où :

T=Tassement de la crête du barrage.

H_b=Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0,20 m.

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci-après :

Tableau. III.62 : variation de la hauteur du barrage :

B	H	NPHE	q (débit laminé)	V forcé	R	T	Cote de la crête	Hb
(m)	(m)	(m)	(m ³ /s)	(Mm ³)	(m)	(m)	(m)	(m)
18	1,12	1037,12	46,25	65000	1	0,2	1038,32	13,32
16	1,18	1037,18	44,82	68000	1	0,2	1038,38	13,38
12	1,38	1037,38	42,11	71000	1	0,2	1038,58	13,58
10	1,50	1037,50	40,18	73000	1	0,2	1038,70	13,70
8	1,62	1037,62	35,73	82000	1	0,2	1038,82	13,82
6	1,79	1037,79	31,20	86000	1	0,2	1038,99	13,99

Tableau. III.63 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête

Formules utilisées	La largeur en crête b(m)					
	6m	8m	10m	12m	16m	18m
KNAPEEN	6,17	6,13	6,11	6,08	6,04	6,02
E .F.PREECE	5,11	5,09	5,07	5,05	5,02	5,01
Simplifiée	5,67	5,64	5,61	5,59	5,55	5,53
En pratique	4,62	4,56	4,52	4,48	4,42	4,40

On opte pour une largeur en crête de $b_{cr}=5.5$ m

III.11.3. Calcul du coût de la digue pour différentes largeurs déversantes :

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

$$V_{digue} = \sum V_i \text{ avec } V_i = \left(\frac{W_i+W_{i+1}}{2} \right) \cdot L_i \dots \dots \dots (III.82)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i ;

W_i : Section transversale correspondante à la coupe i ;

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

Avec: $W_i = \frac{b_{cr}+B_i}{2} H_i \dots \dots \dots (III.83)$

B_i : Largeur de base donnée par : $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr}$ en m;

m_1, m_2 : Les fruits des talus (Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2.5 et 2.5 mètre);

b_{cr} : Largeur en crête en m ;

H_i : Hauteur de la tranche au point i en m.

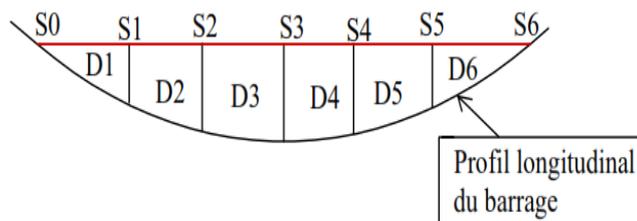


Figure. III.34 : Principe de calcul du volume d’un barrage

Calcul de la surface d'une digue
par sections transversales

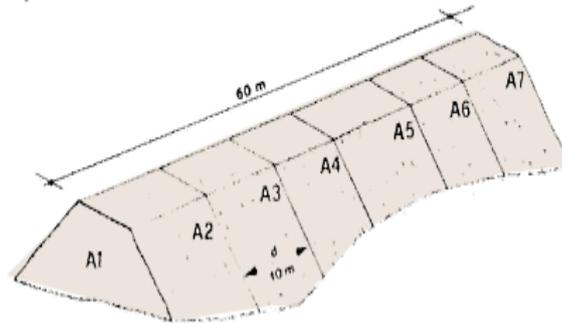


Figure. III.35: Principe de calcul du volume d'un barrage(<http://www.fao.org>)

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

Procédé de calcul :

- ✓ Tracer le profil longitudinal du barrage et on va choisir des sections à travers le barrage ;
- ✓ On détermine la hauteur de la digue H_i connaissant la cote de crête et celle au pied du barrage ;
- ✓ Calcul de la largeur au pied du barrage B_i au droit de la section ;
- ✓ Calcul de la section W_i et W_{i+1} ;
- ✓ Calcul du volume total du barrage V_{digue} .

Sections transversales
à calculer pour un barrage

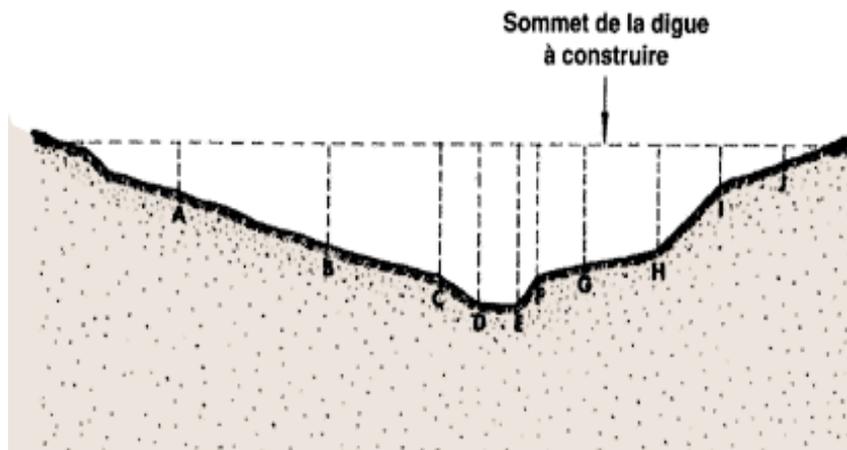


Figure. III.36: Principe de calcul du volume d'un barrage,source(www.fao.org)

Tableau. III.64 : Exemple de calcul du volume de la digue pour (b=12m) :

Digue (b=12m et h _d =1,38m)						
Coupe	H _i	B _i	W _i	W _{i+1}	L _i	V _i
1	0	5	0	84,525	29,55	1248,8569
2	4,9	29,5	84,525	508,01025	20	5925,3525
3	13,29	71,45	508,01025	753,53025	20	12615,405
4	16,39	86,95	753,53025	311,1	20	10646,303
5	10,2	56	311,1	96,725	20	4078,25
6	5,3	31,5	96,725	0	20	967,25
7	0	5	0	/	169,55	35481,417

Le prix du mètre cube de remblai est estimé 500 DA.

Tableau. III.65 : Coût de la digue pour différents largeurs déversantes

Largeur déversant	volume de la digue	Coût de la digue
(m)	(m ³)	(DA)
6	38 539,41	19 269 705,00
8	36 998,53	18 499 265,00
10	36 689,84	18 344 920,00
12	35 481,42	17 740 710,00
16	32 263,08	16 131 540,00
18	31 374,08	15 687 040,00

III.11.4. Calcul du coût de l'évacuateur de crue :

III.11.4.1 Calcul du coût de déversoir :

Le déversoir envisagé est du type « Creager ». Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par.

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H} \right)^n \dots\dots\dots(III.84)$$

Avec K=2,127 et n=1,85

Donc : $Y = 0.47 \frac{X^{1.85}}{H^{0.85}}$

H : Charge sur le seuil en m ;

Y : Ordonnée du profil en m ;

X : Abscisse du profil en m ;

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant.

La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc: $V_{dev}=S.b$.

Avec :

S : section transversale du profil en m^2 ;

b : largeur déversant en m

Tableau. III.66 : Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes

b(m)	H _{dev} (m)	S (m ²)	V déversoir (m ³)	Coût déversoir (DA)
6	1,79	1,1	6,6	184800
8	1,62	1,59	12,72	356160
10	1,5	2,08	20,8	582400
12	1,38	2,9	34,8	974400
16	1,18	3,15	50,4	1411200
18	1,12	4,98	89,64	2509920

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 28.000(DA). (Source : D.H.W Batna)

III.11.4.2.Coût du coursier :

Nous optons pour un coursier de section trapézoïdale, La longueur approximative du coursier est de 70 mètres (selon leplan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{beton}} = S_{\text{beton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots(III.85)$$

L'épaisseur du radier est 0,5 mètre.

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = Q_{\text{lam}}^{0.4} \dots\dots\dots(III.86)$$

Tableau. III.67: Coût du coursier pour les différentes largeurs déversant

B (m)	H _d (m)	Q _{lam} (m ³ /s)	b coursier (m)	S (m ²)	V(m ³)	Cout (DA)
6	1,79	31,202602	3,95982802	3,5440461	248,083226	6 946 330,32
8	1,62	35,725214	4,18013142	3,3859064	237,013451	6 636 376,64
10	1,5	40,179263	4,38127775	3,2859583	230,017082	6 440 478,30
12	1,38	42,105654	4,46412315	3,080245	215,617148	6 037 280,15
16	1,18	44,821908	4,57716044	2,7005247	189,036726	5 293 028,34
18	1,12	46,248339	4,63487959	2,5955326	181,68728	5 087 243,84

III.11.4.3. Le coût de l'évacuateur de crue :

Tableau. III.68 : Coût de l'évacuateur de crue.

B (m)	Hd(m)	Coût déversoir (DA)	Coût coursier(DA)	Coût évacuateur de crue (DA)
6	1,79	184800	6946330,316	7 131 130,32
8	1,62	356160	6636376,638	6 992 536,64
10	1,5	582400	6440478,3	7 022 878,30
12	1,38	974400	6037280,15	7 011 680,15
16	1,18	1411200	5293028,336	6 704 228,34
18	1,12	2509920	5087243,836	7 597 163,84

III.11.5. Le coût total :

Le coût total (Digue+Evacuateur de crues) est donné ci-après :

Tableau. III.69: Coût Total de la retenue :

b (m)	Hd (m)	Coût de la digue	Coût déversoir (DA)	Coût coursier (DA)	Coût évacuateur (DA)	Coût totale (DA)
6,00	1,79	19 269 705,00	184 800,00	6 946 330,32	7 131 130,32	26 400 835,32
8,00	1,62	18 499 265,00	356 160,00	6 636 376,64	6 992 536,64	25 491 801,64
10,00	1,50	18 344 920,00	582 400,00	6 440 478,30	7 022 878,30	25 367 798,30
12,00	1,38	17 740 710,00	974 400,00	6 037 280,15	7 011 680,15	24 752 390,15
16,00	1,18	16 131 540,00	1 411 200,00	5 293 028,34	6 704 228,34	22 835 768,34
18,00	1,12	15 687 040,00	2 509 920,00	5 087 243,84	7 597 163,84	23 284 203,84

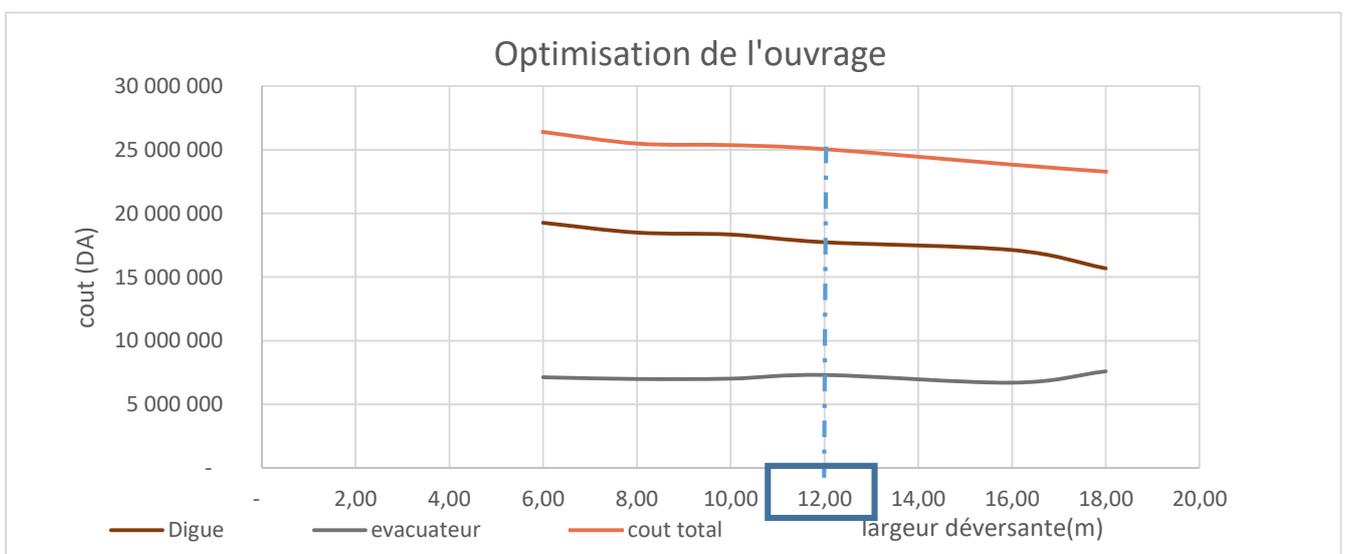


Figure. III.36: Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir.

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total Optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b = 12 \text{ m}$ » pour un débit laminé ; $q_l = 42,12 \text{ m}^3/\text{s}$, et une charge d'eau sur le seuil déversant ; $H_0 = 1,38\text{m}$

Conclusion :

A la fin de ce chapitre on a déterminé tous les paramètres et les caractéristiques hydrologiques nécessaires (bassin versant, précipitation, crues ...) qui seront des éléments fondamentaux dans la conception du barrage ainsi que le coefficient d'amortissement du laminage. tel que :

$$F = \frac{\text{Débit de sortie}}{\text{débit de renté}} \cdot 100 = \frac{42.12}{56.53} = 75.06 \%$$

$F > 60\%$ on considère ainsi que l'écrêtage des crues est fiable

Paramètre	Valeur
Site de la retenue	Oued Chaaba
Destination de la retenue	Irrigation
Bassin versant S_{bv}	9 .8 km ²
Périmètre du bassin versant P	12,64 km
Longueur du thalweg principal L	4.63 km
Apport moyen annuel A	0,22Mm ³
Apport fréquentiel $A_{80\%}$	0,103 Mm ³
Débit max Q_{max} (pour une période de 100 ans)	56,53 m ³ /s
Côte du thalweg	1025 m
Côte du niveau mort NVM	1031 m
Côte du niveau normal de la retenue NNR	1036m
La charge déversante H_d	1,38 m
Côte du niveau des plus hautes eaux NPHE	1037.38 m
Côte Crête Digue	1038.58 m
La revanche R	1 m
Volume mort V_{mort}	3727.95 m ³
Volume utile V_U	49000.61m ³
Volume total de la retenue V_t	56328.61m ³
Hauteur du barrage à partir du thalweg H_b	13.58 m
Largeur en crête bcr	5.5 m
Capacité d'évacuation du déversoir Q_e	42,11 m ³ /s

Chapitre IV

Etude des variantes de la digue

Introduction :

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale du choix de la variante de la digue en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponible au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autre.

L'objectif de ce chapitre est de dégager la variante la plus appropriée sur le plan technico-économique, on se basant sur la comparaison économique des variantes proposées susceptibles d'être projetées sur le site.

IV.1. Généralités :

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de la vallée, des problèmes de transport et d'approvisionnement, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

L'utilisation des digues en terre (ou en remblai) présente certains avantages et inconvénients:

IV.2. Le choix du site du barrage :

Le choix du site de l'ouvrage, doit tenir compte de :

- La convenance technico-économique de sa situation et ses alentours, les secteurs d'irrigation ou d'approvisionnement à la population et les possibles difficultés du transfert de l'eau depuis l'emplacement choisi jusqu'au point de distribution d'eau.
- L'emplacement du barrage où la relation entre le volume utile et le secteur occupé par celui-ci doit être au maximum; sans oublier que le secteur doit être vaste pour satisfaire la régularisation du barrage.
- Aspects économiques tels que : affectations de terrains, d'habitations et d'infrastructures par les inondations.
- Possibilité de voies d'accès au lieu, fourniture d'énergie électrique, approvisionnement d'eau potable, entre autres aspects d'intérêt.

IV.3. Le choix du type de barrage :

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

✓ La topographie du site:

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

✓ La morphologie de la vallée :

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter .Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée .Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations le permettent.

✓ Les conditions géologiques et géotechniques :

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

-Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

-Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

✓ Les matériaux de construction :

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

En se basant sur ces exigences, on peut déterminer la variante la plus économique qui convient à notre site.

IV.4. les variantes à choisir :

Sur la base de l'expérience de la construction mondiale hydrotechnique et l'expérience de la construction des barrages en Algérie et compte tenu des conditions géologiques et géotechniques de la fondation permettant d'envisager un aménagement avec une digue en matériaux locaux, ce qui donne le choix entre les trois variantes :

- Digue en terre homogène en argile.
- Digue en enrochement zonée à noyau d'argile.
- Digue en enrochement avec masque en béton

IV.4.1. Le barrage en terre homogène :

Ce sont des barrages constitués d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité, accompagnée de dispositifs de drainage contre la filtration. Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, sable, etc. Il peut y avoir d'autres matériaux qui ne contribuent pas dans la stabilité du barrage (enrochement et protection du talus et de la crête).

Ce type de barrage est le plus facile à réaliser, mais il y'a lieu de réaliser un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, pour la réalisation d'un tel barrage il faudra disposer d'un volume important de matériaux argileux imperméables.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers.

Barrage en terre compactée, homogène

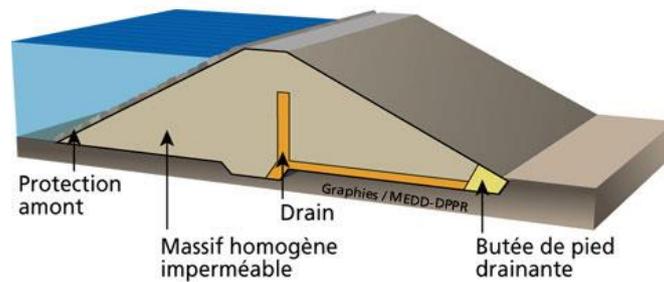


Figure. IV.1 : Digue en terre compactée homogène (source : site planete-tp)

IV.4.2. Le barrage en terre zoné à noyau d'argile :

Ce sont des barrages composés de deux matériaux, l'un imperméable et l'autre résistant, séparés par des couches de transition. Ces derniers peuvent être classés en terre avec enrochement, en terre avec écran, en terre avec noyau ou zoné, etc.

Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le grand avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

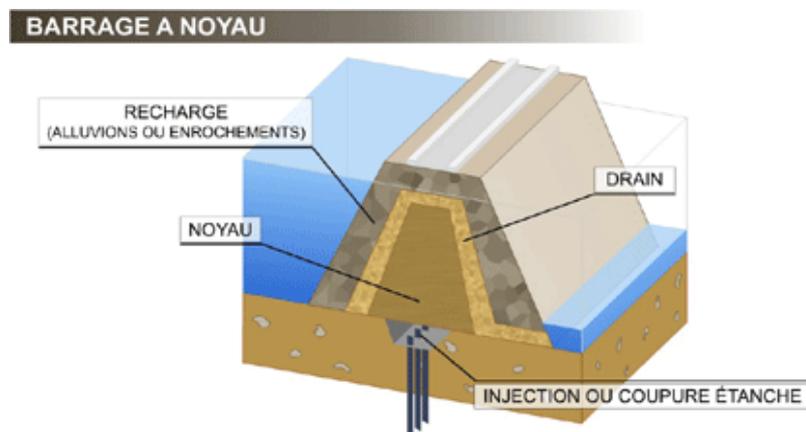


Figure. IV.2 : Digue à noyau (source : site planete-tp)

IV.4.3. Digue en enrochement avec masque en béton :

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre, pour éviter ces difficultés nous pouvons prévoir un barrage avec masque en béton.

La résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors qu'un organe mince tel que une géomembrane ou un masque en

béton armé ou bitumineux est placé plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité.

On peut exécuter le masque après l'édification du remblai. Le masque est facilement réparé lorsqu'il y a des altérations extérieures mécaniques ou thermiques.....etc.

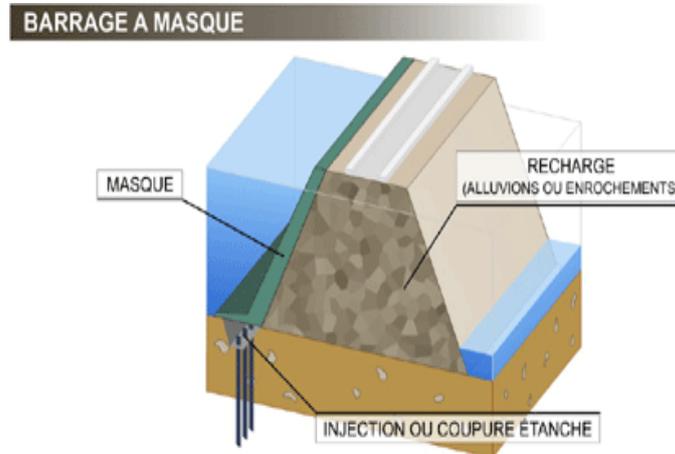


Figure. IV.3 :Digue en enrochements à masque (source : site planete-tp)

IV.5. Profil général de la retenue :

IV.5.1 Hauteur du barrage :

A) Calcul de la revanche :

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation chapitre précédent

$$R = 1\text{m}$$

B) Calcul des tassements :

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 20m on peut préalablement prendre le tassement égal à (0,5 -1,5)% de la hauteur du barrage selon le manuel guide de l'ANBT (ex ANB)

$$T = 0,20 \text{ m (voir chapitre III)}$$

C) Calcul de la cote de crête :

Donc la cote de la crête est :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t \dots \dots \dots (IV.1)$$

$$H_b = 1036 - 1025 + 1,38 + 1 + 0,20$$

$$H_b = 13.58 \text{ m}$$

Nous prenons la hauteur du barrage

$$\boxed{H_b = 13.58\text{m}}$$

IV.5.2. Largeur en crête :

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé $b_{cr} = 5.5\text{m}$

IV.5.3. La longueur de la crête :

Elle est tirée à partir du plan d'aménagement et est égale à : $L = 154.35 \text{ m}$.

IV.5.4 Pente des talus:

Pour déterminer la pente des parements on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenue de la nature des matériaux, et on vérifie par la suite par calcul de

stabilité, on prend le fruit de talus constant pour des digues de hauteur égale ou inférieure à dix mètres.

Pour des digues de hauteurs supérieures à 10 m, il est nécessaire d'élaborer des digues avec des fruits variables, la plus grande valeur à la semelle et la plus petite à la crête.

Le tableau ci-après, donne des valeurs des fruits de talus en fonction du type et de la hauteur du barrage qui devront être confirmés par la suite.

Tableau. IV.1 : Valeurs indicatives des pentes des talus (Belakoniev, 1987)

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	2	3

IV.5.5. Les bermes:

Pour une digue qui dépasse les 15m de hauteur, on est contraint de prévoir des bermes, qui auront un rôle dans la réalisation et la répartition des talus. En outre elles assurent une stabilité à la digue et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur la surface du talus aval, contribuant ainsi à éviter l'érosion. Elles servent d'appui aux revêtements des talus « amont et aval » et à l'accès pour la réparation des talus, Etant donné que notre digue n'atteint pas 15 m, il ne sera pas prévu de bermes dans notre cas.

IV.6. Barrage en terre homogène :

✓ Pentes des talus

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type du barrage. On choisit les caractéristiques suivantes :

Pour un barrage homogène :

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

✓ Revêtement de la crête et des talus de la digue :

Les talus doivent être protégés contre les dangers naturels : l'érosion provoquée par le batillage des vagues, le ruissellement des eaux de pluie, l'action des vents.

Les talus du barrage en terre sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont aux attaques des vagues, il y'a donc lieu de prévoir une protection des talus.

Cette protection prémunie également des dangers externes : les animaux creuseurs de terriers dans le corps de la digue, le piétinement des troupeaux domestiques, et l'agissement de l'homme.

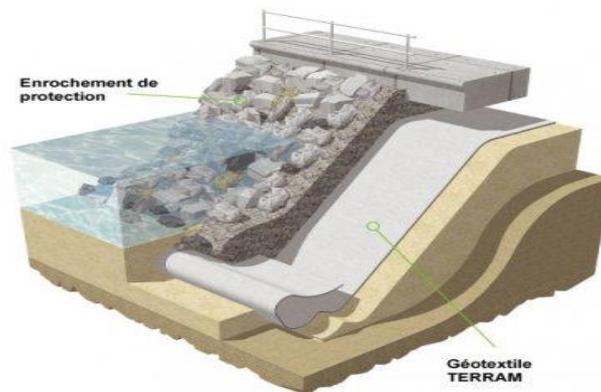


Figure. IV.4 : Revêtement en enrochement avec une transition en géotextile (source : site planete-tp)

Talus aval :

Le talus aval des barrages en matériaux locaux est soumis au processus de l'altération superficielle naturelle, c'est la raison pour laquelle on protège par construction de revêtement le talus aval, en utilisant les matériaux locaux (couche herbeuse ou gravier) qu'on couvrira par une couche de terres végétale.

On utilise le revêtement en sol végétal et à couche herbeuse là où il y'a de bonne conditions de croissance des herbes ou on exécute l'arrosage périodiquement et en saison chaude

Dans les régions à climat chaud il y'a lieu de fixer un revêtement en pierre d'épaisseur de 10 à 20 cm ou 30cm pour plus de sécurité.

Talus amont:

Le revêtement des talus assure essentiellement une protection contre les agents extérieurs d'origine atmosphérique et aussi des vagues, les revêtements les plus employées en pratique hydrotechnique sont : pierre sèche, béton armé, en géomembrane ou bien en pavage. L'enrochement en vrac ou en (Rip Rap) est la solution le plus couramment utilisée et la plus économique pour la protection du talus amont et cela quel que soit le type de digue en terre.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthodes suivantes :

➤ **1^{ère} méthode:**

Méthode T.V.A(Tennesse -Valley -Authority)

Cette méthode est déterminée par la formule suivante :

$$e = cv^2 \dots\dots\dots(IV.2)$$

e: épaisseur de l'enrochement en (m).

v: vitesse de propagation des vagues=2.98 m/s.

C: coefficient dépendant de la pente des talus et du poids spécifique (γ) de l'enrochement.

Tableau. IV.2 : Valeurs de C en fonction des pentes de talus et γ .

Pente du talus	Valeurs de c pour différents poids spécifiques		
	$\gamma = 2.5$	$\gamma = 2.65$	$\gamma = 2.80$
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

Pour $\delta = 2.5$ et une pente du talus amont de 1/3 d'après le tableau $c = 0,028$, donc nous obtenons une épaisseur d'encrochement $e=0,26$ m et pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,3m

$$e = 0,3\text{m}$$

➤ **Deuxième méthode:**

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'encrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction des hauteurs des vagues.

Tableau.IV.3 : Epaisseur de l'encrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur des vagues.

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

Pour notre cas , la hauteur des vagues $H=0,74$ m donc $0.6 < H < 1.2$ m $e = 0,45$ m pour un diamètre $D_{\min} = 0,3$ m.

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,4 m

➤ **Troisième méthode (formule de Chankine) :**

$$e = 1,7 * H \frac{\gamma_w \sqrt{1+m_1^2}}{(\gamma_p - \gamma_w).m_1.(2+m_1)} \dots\dots\dots (IV.3)$$

- H : hauteur des vagues (m)
- γ_w : poids volumique de l'eau (1t/m^3)
- γ_p : poids volumique des pierres (2.5t/m^3)
- m_1 : fruit de talus amont.

AN :

$$e = 1.7 * 0,74 \frac{1\sqrt{1+3^2}}{(2,5-1).3.(2+3)} = 0,24 \text{ m}$$

➤ **Quatrième méthode :**

On peut établir la procédure suivantes en considérant dans le calcul le poids du bloc de la roche nécessaire pour supporter les forces appliquées produites par la pression statique et dynamique de la vague ainsi que l'action érosive des vagues dans le calcul de la stabilité dont les facteurs sont le poids spécifique de la roche , la hauteur de la vague et le talus à protéger.

$$Q = \frac{0,35 \cdot \gamma_p \cdot h^3}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma} - 1\right) \sqrt{1+m^3}} \dots\dots\dots (IV.4)$$

H : hauteur des vagues (m)

γ : poids volumique de l'eau (1t/m³)

γ_p : poids volumique des pierres (2.5t/m³)

m : fruit de talus amont.

AN :

$$Q = \frac{0,35 \cdot 2,5 \cdot 0,74^3}{\left(\frac{2,5}{1} - 1\right) \sqrt{1+3^3}} = 0,019$$

Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus porté à une sphère de diamètre équivalent D_{sph} est calculé par la formule suivante :

$$D_{sph} = \sqrt[3]{\frac{Q}{0,524 \cdot \gamma_p}} \dots\dots\dots (IV.5)$$

AN: D_{sph} = 0,33 m

50 % des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à D_{50%} = K.D_{sph} , ou K est un coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage .

Tableau. IV.4 : Valeur de K en fonction de la classe de l'ouvrage

Catégorie	IV	III	II	I
Coefficient				
k	0,5	0,55	0,6	0,65

Pour k=0,5 D_{50%} = 0,16m

L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante :

$$e = D_{50\%} (2 \div 2,5)$$

avec :

2 est employé en présence d'un bloc cassé

2,5 est employé en présence d'un bloc non cassé

e = 0,32 m

Conclusion:

La protection du talus amont de pente 1/3 sera protégé avec un revêtement de (Rip-Rap) d'une couche d'enrochement d'épaisseur 0.50m avec un poids d'une pierre séparé de $Q = 25$ kg en moyenne et d'un diamètre moyen de $D_p = D_m = 30,00$ cm tout en respectant la granulométrie suivante :

$$D_{50\% \text{ minimum}} = 0,30\text{m}$$

IV.7.Etanchéité de la retenue :

IV.7.1.Le noyau :

Le noyau en matériaux argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité.

Dimensionnement du noyau :

➤ **La hauteur du noyau**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (IV.6)$$

avec :

H_b : hauteur du barrage

H_n : hauteur du noyau

$$H_n = 12.58\text{m}$$

➤ **La largeur en crête du noyau**

La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{c,n} = \frac{1}{6} H_b \dots\dots\dots (IV.7)$$

$$L_{c,n} = 2.2\text{m}$$

➤ **Les fruits des talus du noyau**

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante :

$$\frac{\Delta H}{b_{\text{noy}}} \leq I_{\text{adm}} \dots\dots\dots (IV.8)$$

Avec :

ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval; $\Delta H = H_1 - H_2$

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval, $H_2 = 0$.

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont $H_1 = 10,62$ m.

b_{noy} : Largeur à la base du noyau en m ;

I_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Tableau. IV.5: Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage

Type de sol	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	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre retenue appartient à la IVème classe alors, on prend $I_{adm}=1,95$

- Largeur moyenne en base du noyau

$$b_{moy} \geq \frac{\Delta H}{I_{adm}} = \frac{H_1}{I_{adm}} \dots\dots\dots (IV.9)$$

A.N : $b_{moy}=5.44m.$

- Largeur en base du noyau

$$L_b=2*b_{moy} -L_{c,n} \dots\dots\dots (IV.10)$$

A.N : $L_b=10m.$

- Détermination des fruits des talus :

$$L_b=2*m*H_n+L_{c,n} \dots\dots\dots (IV.11)$$

$$\text{Alors, } m = \frac{L_b - L_{c,n}}{2H_n}$$

On aura : $m=0.31$

- La côte en crête du noyau

$$NC_n=C_{fond}+H_n \dots\dots\dots (IV.12)$$

$NC_n=1037.64 \text{ mNGA.}$

IV.7.2.Les drains :

L'eau possède la capacité à s'infiltrer à travers toutes les structures, d'argile comme de béton. Elle imprègne les barrages et leurs fondations, exerçant des effets insidieux qui peuvent s'avérer lourds de conséquence.

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et de les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

a. Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)

➤ **Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots \dots \dots (IV.13)$$

Avec :

H_b : Hauteur de la retenue ($H_b = 13.58m$)

On prend $H_p = 0,2 H_b$, donc on aura : **$H_p = 2.4m$** .

➤ **Fruit des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2) ; m_2 = (1,5 \div 2,5)$$

Donc, on prend : $m_1 = 1/2 ; m_2 = 1/2,5$

➤ **Largeur au sommet :**

La largeur (b_p) est calculée comme suit :

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots \dots \dots (IV.14)$$

On prend $b_p = 1/4 H_p$; Ce qui donne : **$b_p = 0.6m$** .

Mais d'après (ANB unitee retenue collinaires ,Manuel de conception et projet typique des digue en terre) la largeur du prisme dans sa partie supérieure doit être de 3m pour qu'il puisse être placé et compacté avec les engins de compactage .

➤ **Largeur au sommet :**

$$B = b_p + (m_1 + m_2) \cdot H_p \dots \dots \dots (IV.15)$$

$$B = 12 \text{ m}$$

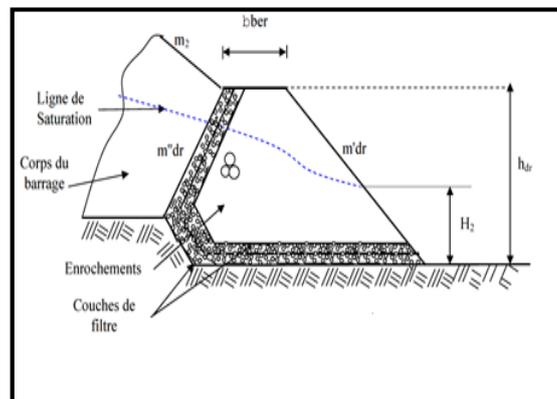


Figure. IV.5 : Coupe d'un prisme de drainage (source : site planete-tp)

Ce drain est constitué d'un massif de forme trapézoïdale en enrochement et d'une couche drainante de 20 cm en graviers et d'une couche de 20 cm de sable de la cote intérieur concomitante à la recharge avale.

➤ **Dimensionnement du drain tapis :**

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, on dispose habituellement dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.

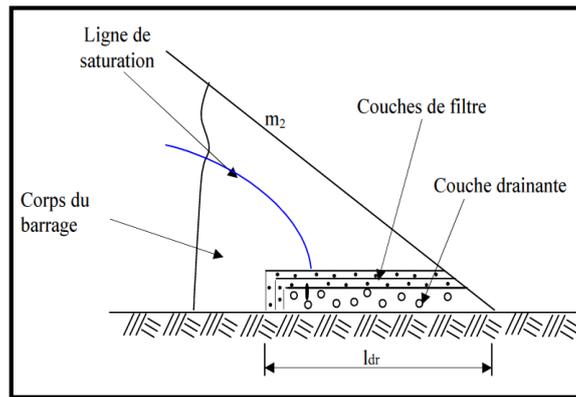


Figure. IV.6 : Coupe d'un tapis de drainage (source : site planete-tp)

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage, on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales e (0.8 à 1) m.

➤ **La longueur du drain tapis :**

$$L_d = L_b / 4 \dots \dots \dots (IV.16)$$

A.N : $L_d = 22m$.

➤ **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.

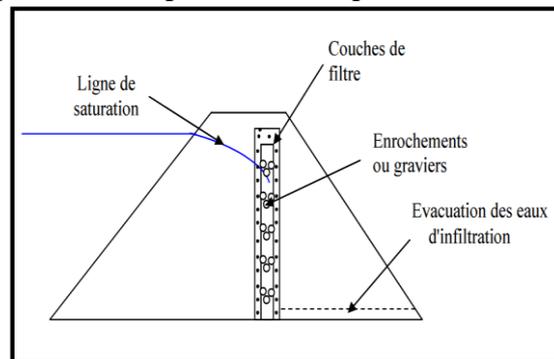


Figure. IV.7 : Schéma d'un drain vertical (source : source : site planete-tp)

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, la méthode USBR considère que la cote du drain vertical doit être au même niveau que celle du NNR mais en pratique on considère que sa hauteur doit correspondre au $NNR + (0.2m \div 0.3m)$

$$N_{dr} = 1036.2m.NGA$$

Hauteur du drain = 10.58m

IV.7.3 : Les Filtres :

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées 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 fins 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 Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de Sherard(1984).

Ils peuvent être situés :

- Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- Sous les recharges drainantes.

➤ **Critères de conception**

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

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

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

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

Règles des filtres : Il est primordial que les filtres aux sols doivent vérifier les conditions de l'absence du renard.

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05) \frac{\eta}{1 - \eta} \dots\dots\dots(\text{IV.17})$$

Avec :

- η: Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, η =D60/D10
- n : Porosité du sol en fonction d'unité n = no -0,1Log η;
- no = 0,4 pour les sols caillouteux ;
- no = 0,45 pour les sols argileux.

Condition 2 :

Condition de (Terzagui ,1942)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots(\text{IV.18})$$

D15 : Diamètre de filtre.

d85 : Diamètre du sol à protéger.

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

$$K=0.35(D_{15})^2 \dots\dots\dots (IV.19)$$

Ou : D_{15} en mm

K : obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables.....0,15 m.
- Couches horizontales de graviers.....0,30 m.
- Couches verticales ou inclinées0,50 m.

IV.8. Etanchéité 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, L'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m, on prend une profondeur de 3m par rapport au terrain naturel et une largeur minimale à la base de $b=4$ m.

Les talus $m_1=m_2=1$.

IV.8.1. Calcul du volume des différents matériaux et estimation des coûts :

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.

Pour cela, on aura à procéder de la manière suivante :

- On trace le profil longitudinal du barrage ;
- On choisit des sections à travers le barrage ;
- Sur chaque coupe, on détermine l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe i.

Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections de coupe.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \text{ Avec } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L_i \dots\dots\dots (IV.20)$$

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

La Surface (m^2) correspond à $\frac{S_i + S_{i+1}}{2}$

IV.8.2. Barrage homogène en argile :

La solution du barrage en terre homogène en argile c'est la variante (type 1) qui s'impose comme la plus économique mais il faut disposée de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai).

Recharge (argile) :**Tableau. IV.6 :** Volume de recharge (barrage homogène en argile)

Coupes	Surface (m ²)	Distance (m)	Volume (m ³)
1	9,91	29,55	292,8405
2	17,32	20	346,4
3	181,92	20	3638,4
4	428,46	20	8569,2
5	176,5	20	3530
6	50,01	20	1000,2
7	8,84	20	176,8
Total	/	169,55	17553,8405

A) Filtres et drains :**Tableau. IV.7 :** Volume du sable (barrage homogène en argile)

Coupes	Surface (m ²)	Distance (m)	Volume (m ³)
1	0,41	29,55	12,1155
2	2,22	20	44,4
3	8,16	20	163,2
4	12,28	20	245,6
5	6,19	20	123,8
6	2,65	20	53
7	0,95	20	19
Total	/	169,55	661,1155

Tableau. IV.8 : Volume du gravier (barrage homogène en argile)

Coupes	Surface (m ²)	Distance (m)	Volume (m ³)
1	0,41	29,55	12,1155
2	2,22	20	44,4
3	8,16	20	163,2
4	12,28	20	245,6
5	6,19	20	123,8
6	2,65	20	53
7	0,95	20	19
Total	/	169,55	661,1155

B) Protection en Rip– Rap (enrochement) :**Tableau. IV.9 :** Volume du rip rap (barrage homogène en argile)

Coupes	Surface (m ²)	Distance (m)	Volume (m ³)
1	5,66	29,55	167,253
2	9,32	20	186,4
3	15,89	20	317,8
4	19,17	20	383,4
5	13,54	20	270,8
6	9,33	20	186,6
7	5,85	20	117
Total	/	169,55	1629,253

IV.8.3.Barrages à zones :

Nous adoptons cette variante lorsque la quantité des matériaux de construction pour une digue homogène est insuffisante. Ce sont des digues formées essentiellement par un noyau en terre imperméable qui assure l'étanchéité de la digue, compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble.

A) Recharge :**Tableau. IV.10 :** Volume de recharge (barrage à zone)

Coupes	Surface (m ²)	Distance (m)	Volume (m ³)
1	0,27	29,55	7,9785
2	98,73	20	1974,6
3	365,59	20	7311,8
4	115,37	20	2307,4
5	49,88	20	997,6
6	18,04	20	360,8
7	2,51	20	50,2
Total	/	169,55	13010,3785

B) Le noyau :**Tableau. IV.11 :** Volume du noyau (barrage à zone)

Coupes	Surface (m ²)	Distance (m)	Volume (m ³)
1	0,27	29,55	7,9785
2	6,73	20	134,6
3	25,59	20	511,8
4	75,37	20	1507,4
5	29,88	20	597,6
6	8,04	20	160,8
7	1,95	20	39
Total	/	169,55	2 959,18

B) Volume des graviers :**Tableau. IV.12 :** Volume graviers talus amont et noyau (barrage à zone)

Coupes	Surface (m ²)	Distance (m)	Volume (m ³)
1	0,61	29,55	18,0255
2	5,15	20	103
3	7,36	20	147,2
4	12,07	20	241,4
5	7,86	20	157,2
6	4,64	20	92,8
7	0,92	20	18,4
Total	/	169,55	778,0255

C) Volume du sable :**Tableau. IV.13 :** Volume du sable (barrage à zone)

Coupes	Surface (m ²)	Distance (m)	Volume (m ³)
1	0,61	29,55	18,0255
2	5,15	20	103
3	7,36	20	147,2
4	12,07	20	241,4
5	7,86	20	157,2
6	4,64	20	92,8
7	0,92	20	18,4
Total	/	169,55	778,0255

C) Volume de l'enrochement (Talus amont) RIP-RAP :**Tableau. IV.14 :** Volume du rip rap (barrage à zone)

Coupes	Surface (m ²)	Distance (m)	Volume (m ³)
1	0,61	29,55	18,0255
2	6,15	20	123
3	17,36	20	347,2
4	29,07	20	581,4
5	17,86	20	357,2
6	9,64	20	192,8
7	0,92	20	18,4
Total	/	169,55	1 638,03

IV.8.4. Barrage en enrochement avec masque en béton :

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers

est trop complexe, on peut recourir une étanchéité artificielle (type 3). Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée. L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivante :

$$e = 0.3 + 0.001 * H \dots\dots\dots (IV.20)$$

H : la hauteur de barrage

A.N : e = 0.30 m

IV.9. Estimation du coût des variantes :

IV.9.1. Estimation du coût la variante N°1 :

Tableau. IV.15 :Coût de la variante N°1

Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaires	Prix Total
remblai en Argile du corps de la digue	m ³	17 553,84	500	8 776 920,25
Talus aval en T,V,O	m ³	413	200	82 600,00
la mise en place de la transition T ₁ y compris				
* talus amont, noyau et prisme:	m ³	661,12	2 500,00	1 652 788,75
la mise en place de la transition T ₂ y compris				
* talus amont et noyau:	m ³	661,12	1 500,00	991 673,25
la mise en place des Rip Rap Digue (Talus amont):	m ³	1 629,25	2 500,00	4 073 132,50
Transition drain du pied gravier	m ³	110	2 500,00	275 000,00
Transition drain du pied sable	m ³	110	1 500,00	165 000,00
Gravier pour tapis drainant	m ³	95	2500	237 500,00
Sable pour tapis drainant		95	1500	142 500,00
Le coût de la variante digue homogène (DA)	16 376 600,00			

IV.9.2. Estimation du coût de la variante N°2 :

Tableau. IV.16 : Coût de la variante N°2

Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaires	Prix Total
Remblai de la digue par couches successives de 20 cm d'épaisseur y compris toutes éventuelles sujétions :				
* Argile du noyau de la digue	m ³	2 959,18	500	1 779 000,00
* Recharges de la digue	m ³	13 010,38	600	7 838 700,00
* Talus aval en T,V,O	m ³	513	200	102 600,00
toutes éventuelles sujétions. Gravier la mise en place de la transition T ₂ y compris toutes éventuelles sujétions. Sable				
* Talus amont et noyau :	m ³	1 277,50	1 500,00	1 916 250,00
la mise en place des Rip Rap y compris toutes éventuelles sujétions				
* Digue (Talus amont) :	m ³	1 638,03	2 500,00	4 051 000,00
Transition drain du pied gravier	m ³	110	2 500,00	
				275 000,00
le coût de la variante 2 : digue variante zoné (DA)	19 280 050,00			

IV.9.3. Estimation du coût de la variante N°3 :

Tableau. IV.17 : Coût de la variante N°3 :

Désignation des travaux	Unité	Quantité	PU (DA)	Montant (DA)
Recharge (enrochement)	m3	17042	1000	17042000
Masque (béton)	m3	1600	15000	24000000
Le coût de la variante 3 (DA)	41 042 000 DA			

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau. IV.18 : Récapitulatif des coûts des différentes variantes étudiées

Variante	Total(DA)
Homogène	16 376 600,00
A noyau	19 280 050,00
En enrochement avec masque en béton	41 042 000,00

IV.9.4.Comparaison des variantes d'étude selon une grille d'évaluation :

Tableau. IV.19 : Coûts des différentes variantes étudiées

Variante	Coût	Délai de réalisation	Faisabilité technique	Zone d'emprunt	Impact environnemental	Total
Digue Homogène	4	3	3	2	1	13
Digue zonée	3	3	4	4	1	15
Digue En enrochement	1	2	2	3	1	9

Conclusion :

Compte tenu de l'étude géologique et de l'état actuel du site, la qualité et la quantité du matériau servant comme recharges et comme notre site est plus au moins allongé. De ce fait, la digue sera modeste et justifiable économiquement.

Comme la quantité des argiles de bonne qualité est insuffisante (cas de dominance du remblai à granulométrie grenue on a écarté la variante homogène même si du point de vue économique c'est la moins chère.

La digue sera du type zoné, sa partie centrale ou noyau sera réalisée avec l'argile verdâtre qui est destinée à la confection du noyau en utilisant les matériaux appartenant à la zone d'emprunt n°1.

Cette zone peut couvrir largement le volume nécessaire, les recharges Amont et Aval seront formés de matériaux appartenant à la zone d'emprunt n°2.

Chapitre V

Etude de l'évacuateur de crue et ouvrages de vidange

Introduction:

La construction d'une digue a pour but de créer une retenue susceptible de satisfaire des besoins bien déterminés, sans présenter aucun obstacle pour une crue de débits importants pouvant la submerger et entraîne sa ruine par conséquent.

Ce type d'avarie sera évité en projetant un évacuateur de crues dans le barrage pouvant évacuer sans risque ces débits et donc protéger la digue.

V.1. Ouvrage d'évacuations de crues :

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles au moment où la retenue est pleine, sans risque de déversement sur la digue ou d'érosion dommageable pour la digue.

V.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue :**V.1.1.1. Evacuateur de crues en puits (tulipe) :**

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s ;
- Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.
- En parallèle ce type d'évacuateurs représente 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.

V.1.1.2. Evacuateur de crues latérales à entonnement latéral :

Ce type d'ouvrage est à écoulement libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une 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.

V.1.1.3. Evacuateur de crue latérale à entonnement frontal :

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages suivants :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.
- Ces inconvénients sont :
- Le coût élevé.
- La difficulté de modification.

V.1.1.4. Evacuateur de crues en siphon :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, une fois posé sur le corps du barrage, il représente les avantages suivants :

- 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

V.1.2. Choix de l'évacuateur de crue :

V.1.2.1. Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues :

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

✚ De point de vue géologique, les deux rives favorisent l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité des rives, bonne géologie).

✚ La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur de déversement

➤ Rive droite

On remarque que l'implantation de l'évacuateur de crues sur cette rive est possible mais avec une présence d'une courbure au niveau du coursier pour acheminer les eaux vers le cours d'eau naturelle. Ceci peut entraîner des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression, instabilité de l'écoulement) à cause des forces centrifuges qui peuvent prendre naissance et qui par conséquent influent sur la stabilité de l'ouvrage et conduit aussi à :

- Un volume de déblai important
- Un coursier à forte pente favorise l'érosion et la vibration des murs bajoyers.

➤ Rive gauche :

Les terrains de la rive gauche du site de la retenue dominés par les dépôts grossièrement détritiques sont moyennement à faiblement inclinés, ils sont fortement érodés mais généralement stables. Ils ne présentent donc aucun phénomène de glissement ou d'éboulement. Paradoxalement, les terrains de la rive droite dont les sols sont de nature argilo marneux présentent un aspect morphologique totalement différent. Les pentes sont généralement fortes, le relief est chahuté et basculé, et des signes d'arrachement et d'instabilité sont bien visibles sur le terrain. Des travaux de confortement de ce versant s'avèrent donc indispensables afin de minimiser l'évolution de l'instabilité et protéger la future retenue contre les risques des éventuels accidents.

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal placé sur la rive gauche.

V.3. Dimensionnement hydraulique :

Les évacuateurs de crue à surface libre, se composent principalement, de l'amont en aval, des ouvrages suivants :

- Canal d'approche ;
- Seuil déversant ;
- Chenal d'écoulement ;
- Coursier ;
- Dissipateur d'énergie ;
- Canal de fuite.

Nous avons optés pour un coursier à une seule pente.

V.3.1 Evacuateur latéral à entonnement frontal :

V.3.1.1. Dimensionnement et calcul hydraulique :

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal constitué en général des éléments suivants (Figure. V.1) :

- Canal d'approche
- Déversoir
- Chenal d'écoulement
- Convergent
- Coursier
- Bassin de dissipation

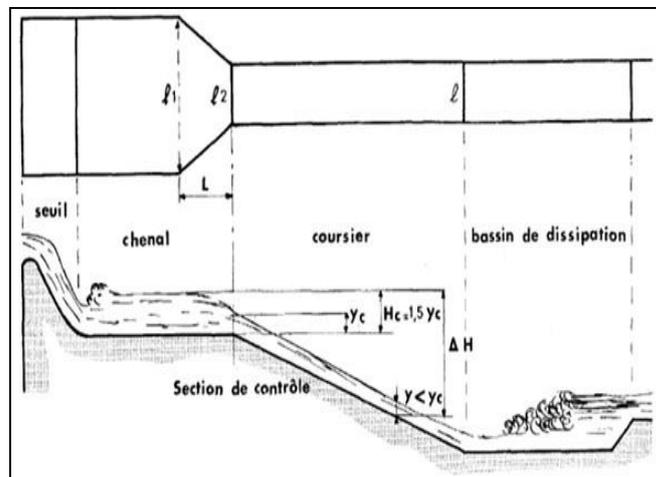


Figure. V.1 : Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal

Caractéristiques de l'évacuateur de crue :

Données du départ :

- Niveau normal de la retenue NNR = 1036 m NGA.
- Niveau des plus hautes eaux : NPHE = 1037,38 m NGA.
- Charge à évacuer : $H_d = 1,38$ m
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 42,11$ m³/s
- Largeur déversante : $B = 12$ m
- $P = 1.0$ m (Hauteur de la pelle).

Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue :**V.3.1.2. Le canal d'approche :**

Le canal d'amené est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_a = \frac{Q_{\text{projet}}}{S} \dots\dots\dots (V.1)$$

Ou : V_a : vitesse d'approche.

Q : Débit de projet évacué (m³/s).

S : section mouillée (section trapézoïdale en m²).

$$S = (B+mH) * H \dots\dots\dots (V.2)$$

$H = H_d + P$

H : Charge total (m)

m : fruit de talus $m=1,5$

B : Largeur de déversoir.

P : Hauteur de pelle. $0.4 < P \leq 1.6$

On va prendre : $P/H=0,75$ et $H = 1,38$ m. donc $P=1$ m

$V_a = 1,14$ m/s

$V_a \leq V_{\text{adm}}$ (4.4 – 10) m/s (Donc pas de risque de l'érosion.)

Pour éviter tout éventuel risque d'affouillement et d'érosion, on conçoit une plateforme en béton avec une pente très faible et une plateforme d'approche juste à l'entrée du canal.

➤ **Hauteur du mur du canal d'approche :**

La hauteur de mur est :

$$H_m = H + R$$

Avec :

$$H_m = 2,38 + 1 = 3,38$$

On adopte une valeur de : **$H_m = 3.5$ m.**

Le chenal en amont du déversoir frontal sera excavé jusqu'à la cote NNR 1036 m NGA.

➤ **Longueur du canal d'approche :** La longueur totale du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 41,38 m.

Afin de réduire le cout du canal d'approche car sa longueur est considérable et pour des raisons de topographie nous allons le deviser en deux partie

La première partie : (section trapézoïdal)

$L=33,92$ m, conception avec du pavage d'épaisseur 0,2 m (pierre +béton)

La deuxième partie :(section rectangulaire)

$L=7,46$ m , conception en béton armé .

➤ **Pente du canal d'approche :**

Pour obtenir un écoulement uniforme il est important de créer une contre pente.

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} * i_0^{1/2} \dots\dots\dots (V.3)$$

De l'équation on obtient : $i_0 = \left(\frac{n*V}{R^{2/3}}\right)^2$

Q : Débit évacué en [m³/s].

S : section mouillée rectangulaire en [m²] ; $S = (B+mH) * H$

i_0 : Pente du fond.

R : rayon hydraulique en [m] ; $R=S/P$.

V : Vitesse d'écoulement en [m/s] ; $V=Q/S$.

P : Périmètre de section mouillée en [m] ; $P= B+2. H\sqrt{m^2 + 1}$

N : Coefficient de Manning en [$\frac{S}{m^{1/2}}$]

- Pour la première partie :

L=33,92 m, conception avec du pavage

AN :

B=12m

S=37.05 m².

P=20.58m.

R= 1.8m.

N=0.030

$V_1=1.13\text{m/s}$

AN : $i_0=0,052 \%$

- Pour la deuxième partie :

L=7,46 m, conception en béton

AN :

B=12m

S=B.H=28.56 m².

P=B+2H=16.76m.

R= 1.70 m.

N=0.014.

$V_2=1.47\text{m/s}$

AN : $i_0=0,012 \%$

La vitesse admissible dans le chenal d'écoulement est $V_{adm} = (0,45 \text{ à } 1,97) \text{ m/s}$

Comme : $V_1 \leq V_{adm}$ et $V_2 \leq V_{adm}$ et les pentes i_0 sont faibles donc l'écoulement sera fluviale y'aura pas de risque de l'érosion et d'affouillement.

V.3.2. Le déversoir :

Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversante. Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical. Il existe plusieurs approches de calculs les plus utilisés sont la méthode de l'USBR et la méthode de Creager

V.3.2.1.Méthode de l'USBR (WES) :

On présente ci-dessous le dessin d'un déversoir de profil de type WES (pratique) avec parement supérieur incliné (3:2) qui va garantir un coefficient de débit

$m_0 = 0.49$.

La figure suivante montre les différents paramètres du profil USBR amont du déversoir.

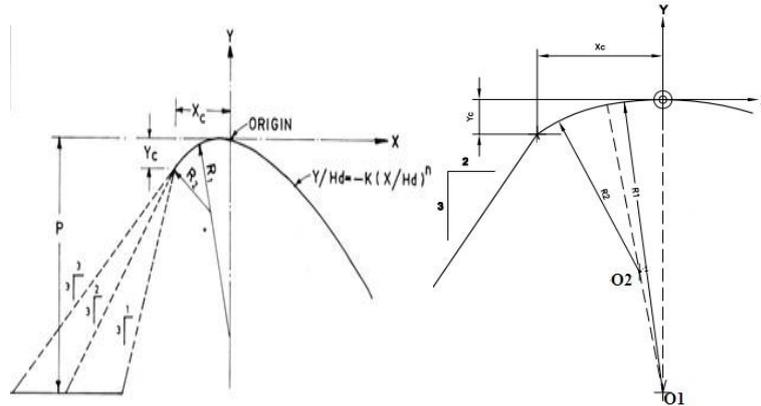


Figure. V.2 : Paramètres du profil amont d'un déversoir USBR (Khatsuria., 2005)

✓ **Quadrant amont** : Selon l'USBR (figure V.2) les paramètres du quadrant amont incliné (2 :3) sont calculés comme suit :

$$X_c = -0.223 * H = -0.31 \text{ m}$$

$$Y_c = -0.06 * H = -0.03 \text{ m}$$

$$R_1 = 0.554 * H = 0.76 \text{ m}$$

$$R_2 = 0.31 * H = 0.43 \text{ m}$$

✓ **Quadrant aval** : La figure suivante montre les différents paramètres du profil USBR aval :

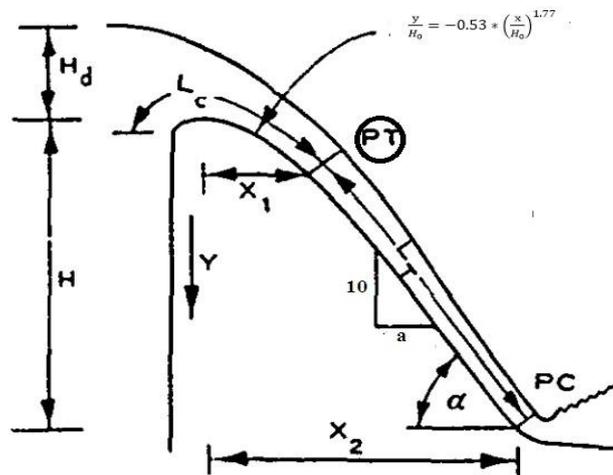


Figure.V.3 : Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR (Khatsuria., 2005)

Les paramètres du profil aval sont : La longueur de la courbure (L_c), Longueur de la tangente (L_t) et l'angle d'inclinaison ($\alpha : 10$).

A) Longueur de la courbure (L_c) :

On adopte une pente de $1 : 0.9$ pour le parement aval donc à partir de la figure V.4a on trouve que :

$$\frac{X_l}{H_d} = 1.25 \text{ et à partir de la figure V.4b on tire le rapport :}$$

$$\frac{L_c}{H_d} = 1.8 \text{ Donc : } L_c = 1.8 H_d = 2.48 \text{ m}$$

B) Longueur de la courbure (L_t) :

À partir de la figure IV.05a :

$$\frac{Y_1}{H_d} = 0,88$$

$$Y_1 = 0,88 H_d = 1,22\text{m}$$

$$Y_2 = 1\text{m}$$

$$Y_2 - Y_1 = 0,22\text{ m}$$

$$\text{Tan}\alpha = \frac{1}{0,9} = 1,11$$

$$\text{Sin}\alpha = 0,74$$

$$L_T = \frac{Y_2 - Y_1}{\text{sin}\alpha} = \frac{0,22}{0,74} = 0,3\text{m}$$

Donc la longueur totale de déversement

$$L = L_c + L_T = 2,48 + 0,3 = 2,78\text{m}$$

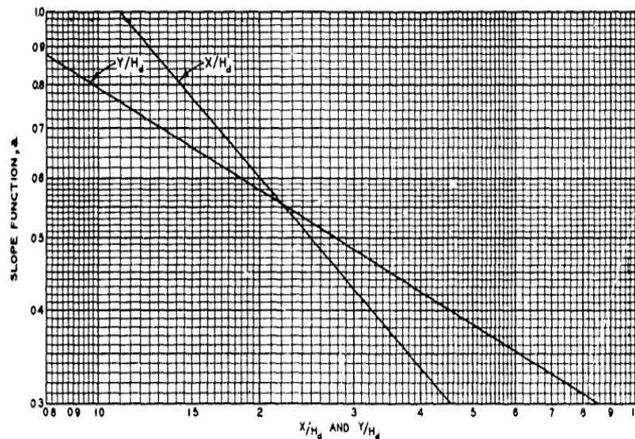


Figure. V.4a Cordonnées du point tangentiel d'un déversoir USBR (Cox, 1973)

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

$$\frac{y}{H_0} = -0,53 * \left(\frac{x}{H_0}\right)^{1,77} \dots\dots\dots (V.4)$$

Les coordonnées du quadrant aval de déversoir pour une charge H=1.38 m sont données dans le tableau V.1.

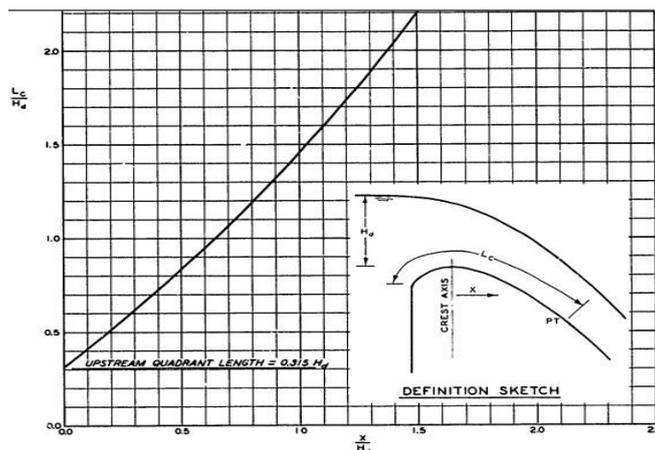


Figure. V.4b :Cordonnées du point tangentiel (Pt)d'un déversoir USBR (Cox, 1973)

Tableau. V.1: Coordonnées de la nappe déversante :

X (m)	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
Y(m)	0	-0,01735853	-0,0816987	-0,16745445	-0,27863666	-0,413589

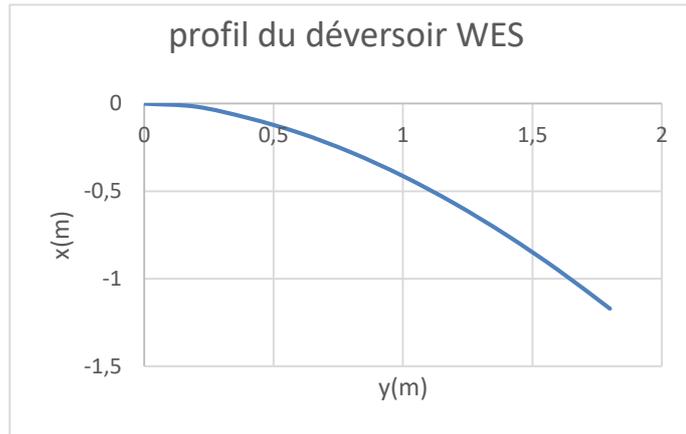


Figure. V.5 :Profil du déversoir type WES

V.3.2.2.Déversoir et canal latéral :

La forme de ce profil dépend de la charge existence, du fruit du parement amont du déversoir et de la vitesse d'approche du courant.

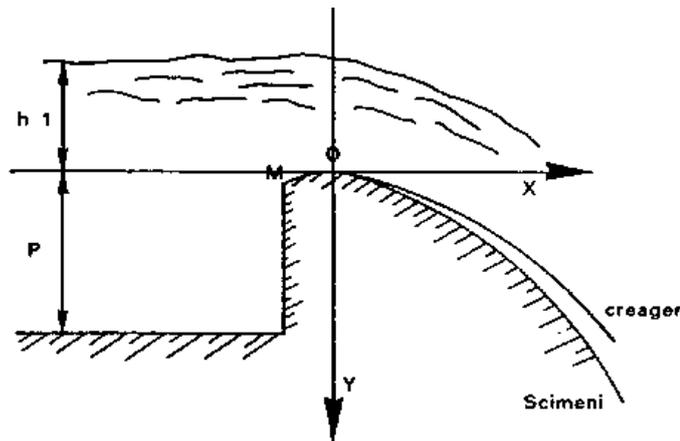


Figure. V.6 : Seuil déversant latéral

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

$$Y/H = 0.47 * (x/H)^{1.85} \dots\dots\dots (V.5)$$

Tableau. V.2 : Coordonnées du quadrant aval de déversoir type Creager :

Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1,38m			
H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
1,38	0	0,17388	-1,14678
	0,138	0,04968	-1,10814
	0,276	0,00966	-1,06536
	0,414	0	-1,0212
	0,552	0,00966	-0,96876
	0,828	0,0828	-0,8556
	1,104	0,20286	-0,70518
	1,38	0,35328	-0,5244
	1,656	0,54234	-0,30222
	1,932	0,7797	-0,0414
	2,346	1,20474	0,4209

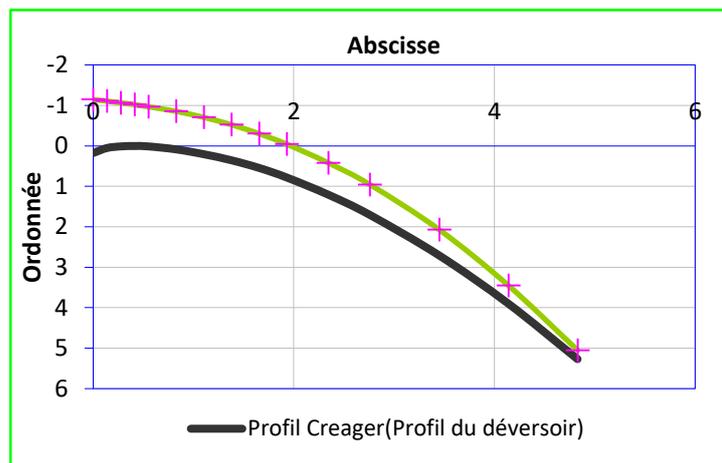


Figure. V.7 : Profil Creager du déversoir H=1,38 m

b. Quadrant amont :

La figure suivant représente la proposition pour le parement amont du déversoir

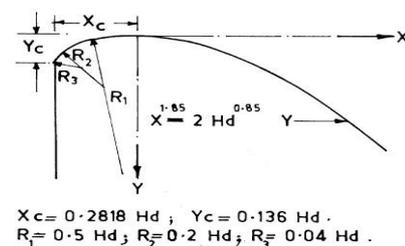
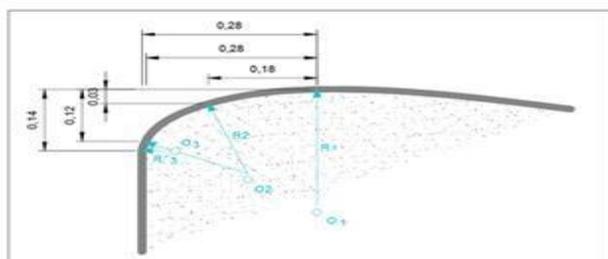


Figure.V.8: Détail du quadrant amont, l'USCE (USArmy, Corps of Engineers,1958).

Le tableau suivant montre les origines O, rayons de courbure R et domaines de validité relatifs à Hd pour le quadrant amont

Tableau. V.3 : Détail quadrant amont de déversoir (Les origines O, rayons de courbure R) :

I	O _i	R _i
1	(-0.5682/-0.3196)	0,094
2	(-0.2467/-0.5146)	0,47
3	(0/-1,175)	1.175

Le parement amont peut être modifiée aménageant une saillie, c.-à-d. une masse importante peut être éliminée si elle n'est pas requise pour la stabilité de l'ensemble de la structure

Selon l'USCE les recommandations pour le déversoir à parement amont surplombant sont :

$$\frac{M}{N} = \frac{1}{2} \text{ et } \frac{M}{H_d} \geq 0,6$$

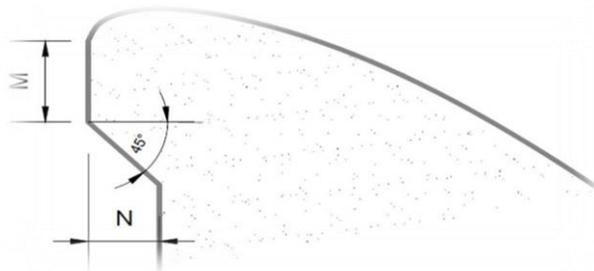


Figure. V.9 : Déversoir à parement amont surplombant

On prend :M=1.6m,etN=2m.

$$AN \frac{M}{H_d} \geq 0,6$$

Avec Hd=1,38m

c. Rayon de raccordement du déversoir

Dans le cas où P<10monprend R=0.5*P.

On a :P =1m<10m.

D'où :R=0.5*1c e qui

Donne :R=0,5m.

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir sont dépendantes de la forme géométrique de ce dernier, Nous avons opté pour un déversoir à paroi mince de profil Creager dont la cote vas correspondre a celle du (NNR =1036 m) pour mieux anticiper les chutes et éviter l'érosion régressive et le phénomène de cavitation.

V.3.3.Chenal d'écoulement :

Le chenal suit directement au déversoir, il est en général de section rectangulaire, comme dans notre cas. Il est de forme prismatique, ayant une largeur b_{ch}= 12 m, une pente i=0,10% et une longueur L_{ch}= 5 m (conditions topographiques).

L'écoulement dans le chenal doit être fluvial, pour permettre le passage à l'écoulement torrentiel, à l'extrémité avale (début de coursier).

La profondeur d'eau au début du chenal est la même que la profondeur d'eau à la fin du convergent.

V.3.3.1.Profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots(V.6)$$

Ou :

Q : débit de projet lamine (Q = 42.11 m³/s);

b : la largeur de déversoir.

A.N :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \left(\frac{42,11}{12}\right)^2} = 1,08 \text{ m}$$

V.3.3.2.Pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée [m²];

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

Pour une section rectangulaire.

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(V.7)$$

A.N :

$$I_{cr} = \left[\frac{42,11 \cdot (12 + (2 \cdot 1,08))^{2/3}}{71 \cdot (12 \cdot 1,08)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,23\%$$

V.3.3.3. la hauteur normale :

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots(V.8)$$

Q= le débit à évacuer ; Q= 34,72 m³/s

S : section du chenal ; S=b.h_n.

I : pente du chenal ; I=0,1 % .

C : coefficient de Chezy ; C=R^{1/6}/n .

n=0.014

R : rayon hydraulique $R = \frac{S}{p} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b}$;

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot (b + h_n)^{\frac{5}{3}} \cdot (2h_n + b)^{-\frac{2}{3}}$$

.....(V.9)

Tableau.V.4: Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement :

H _n (m)	(b*H _n) ^{5/3}	(2H _n +b) ^(-2/3)	Q m ³ /s
0,3	8,384210071	0,187825883	3,93692916
0,4	13,5163819	0,185883748	6,28118931
0,5	19,57632091	0,183991342	9,0046839
0,6	26,49548929	0,182146657	12,065162
0,7	34,22186036	0,180347793	15,4295925
0,8	42,71400035	0,178592954	19,0710487
0,9	51,93778618	0,176880437	22,9669458
1	61,86440901	0,175208631	27,097946
1,1	72,4690763	0,173576007	31,4472322
1,2	83,73012448	0,171981113	36
1,3	95,62838763	0,170422572	40,7430894
1,31	96,8525856	0,170268666	41,1274014

Donc :

$$h_n = 1.31 \text{ m}$$

✓ Calcul V_n :

$$Q = V_n \cdot S_n \quad V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n} = \frac{42.11}{12 \cdot 1.31} = 2.67 \text{ m/s}$$

$$V_n = 2.63 \text{ m/s}$$

- Calcul des paramètres hydraulique :
 - ✦ Sc=b.h_{cr} = 12*1.08= 12.96 m²
 - ✦ Pc=(2.h_{cr}+b) = (2*1.08+12) =14.16 m
 - ✦ Rc=Sc/Pc = $\frac{12.96}{14.16}$ = 0.92 m
 - ✦ C=(1/n) .R^{1/6} = 24.65
- Interprétation des résultats :

On a

$$I = 0.1 \% \quad \text{et} \quad I_{cr} = 0.23\%$$

$$h_n = 1.31 \text{ m} \quad \text{et} \quad h_{cr} = 1.08 \text{ m}$$

$$\Rightarrow I < I_c \quad \text{et} \quad h_n > h_c$$

Le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

V.3.3.4. Convergent :

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier afin de guider les filets d'eau jusqu'au coursier ; passant d'un écoulement fluviale à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

Les détails typiques de la contraction sont montrés dans la figure V.10. Les caractéristiques de l'écoulement dans le convergent sont :

1. Le régime de l'écoulement dans le convergent est torrentiel.

2. Si le nombre de Froude $F > 1.5$ à la fin de la contraction on adopte des murs latéraux curvilignes, sinon on adopte des murs latéraux rectilignes. (Figure V.10).

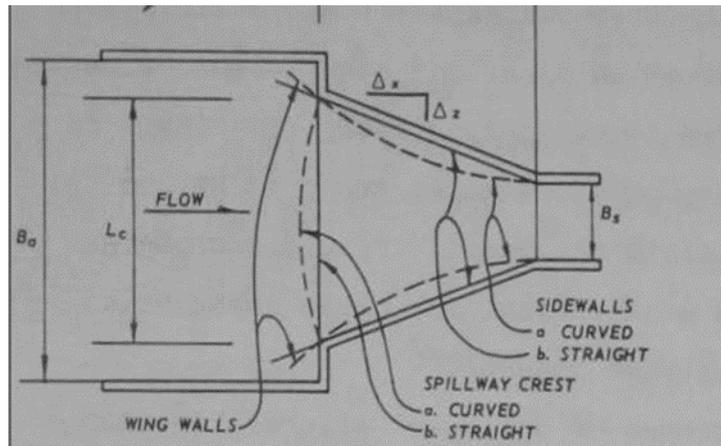


Figure. V.10 : Forme du seuil et la contraction des murs du chenal d'écoulement (USACE, 1990)

• **Calcul du nombre de Froude dans la première section :**

Données à la sortie du chenal d'acheminement :

- Largeur à l'entrée du convergent $l_1 = 12\text{m}$
- Largeur à la sortie du convergent $l_2 = Q^{0,5} = 5\text{m}$
- $H_c = 1.08\text{m}$
- $H_n = 1.31\text{m}$
- $V_n = 2,63\text{m/s}$

$$Fr_1 = \frac{V_n}{\sqrt{g \cdot h_n}} = 0,73$$

• **Calcul du nombre de Froude dans la deuxième section :**

$$\frac{Fr_1}{Fr_2} = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{b_2}{b_1}\right)$$

AN : $Fr_2 = 0,52$

Comme $Fr_2 < 1.5$ à la fin de la contraction on adopte des murs latéraux rectilignes.

• **Calcul de la hauteur d'eau à la sortie du convergent Y_2 :**

$$Fr_2 = \frac{V_2}{\sqrt{g \cdot Y_2}} = \frac{Q}{b_2 Y_2 \sqrt{g \cdot Y_2}} = 0,52$$

$Y_2 = 1,66\text{m}$

$V_2 = 2,09\text{ m}$

• **Calcul de l'angle de contraction du convergent :**

$$\theta = \text{tg}^{-1} \frac{1}{2Fr_1} \left(\frac{b_1}{b_2} - 1 \right) \dots\dots\dots (V.10)$$

AN $\theta = 43,79^\circ$

• **La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :**

$L = 2,5 (l_1 - l_2)$

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle

$l_2 = Q^{0,4} = 42,11^{0,4} = 5\text{m}$

A.N : $L = 2,5 (12 - 5) = 17,5\text{ m}$

On conclusion, on opte pour un convergent de type FUNNEL pour les raisons suivantes, comme le nombre de Froude est inférieure à 1.5 en fin de contraction on adopte des murs latéraux rectilignes, le convergent de type FUNNEL c'est le convergent plus simple a réalisé.

V.3.3.5. Le coursier :

Le coursier fait suite au convergent, c'est un ouvrage de raccordement, nécessaire pour conduire l'eau à flot jusqu'au point de restitution à l'aval du barrage, les coursiers peuvent être en bois, en enrochement, en béton et autres ...

a. Profondeur critique :

La profondeur critique pour une section trapézoïdale est calculée avec la formule suivante :

$$Fr^2 = \frac{Q^2 B}{g S^3} = 1 \dots\dots\dots (V.11)$$

$$H_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2 (b + 2mhc)}{g (b + mh_c)^3}} \dots\dots\dots (V.12)$$

$$B = b + 2mh_c$$

$$S = b \cdot h_c + m \cdot h_c^2$$

B : la largeur du miroir (m)

m :Fruit de talus (m=1.5)

b :la largeur de base du coursier (b=5m)

S : la surface mouillé (m²)

H_c : la profondeur critique du coursier (m)

H_c est obtenue par calculé itératif

Tableau.V.5: Calcul itératif de la hauteur critique dans le coursier :

Hc(m)	B(m)	b+mh _c (m)	(b+mh _c) ³ (m)	Hc(m)
0,3	5,9	5,45	161,878625	1,89624951
0,6	6,8	5,9	205,379	1,87056091
0,9	7,7	6,35	256,047875	1,84482858
1,3	8,9	6,95	335,702375	1,81077424
1,7	10,1	7,55	430,368875	1,71728939

b. Pente critique

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \times (b + (2 \times h_c \sqrt{1 + m^2})^{2/3})}{K \times (b + mh_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (V.13)$$

Donc :

$$I_{cr} = \left[\frac{42.11 \times ((5 + 2 \times 1.89)^{2/3})}{80 \times (6 \times 1.89)^{5/3}} \right]^2 = 0.00269 \text{ m/m} \qquad I_{cr} = 0.0026 \text{ m/m}$$

c. Profondeur normal

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = C.S.\sqrt{RI} \dots\dots\dots (V.14)$$

avec :

Sn : section du coursier $S=(b+mh_n)h_n$;

I : pente du terrain I=1% (voir le profil

C_n : coefficient de Chézy $C_n = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$

n : coefficient de rugosité n=0,014 (revêtement en béton).

b : la largeur de base du coursier (b=5m)

R : rayon hydraulique $R = \frac{S}{P}$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

Par itération on trouve : $h_n=0,94$ m

Tableau.V.6:Calcul itératif de la hauteur normale dans le coursier :

Hauteur normale $h_n(m)$	$S_n(m^2)$	Périmètre mouillé normal (m)	Rayon hydraulique moyen (m)	coefficient de chezy	\sqrt{RI}	Débit (m3/s)
0,30	1,7700	6,08166538264	0,29103870217	58,14746293310	0,053948	1,61595832
0,40	2,4800	6,44222051019	0,38496043345	60,92210691677	0,06204518	3,60869965
0,50	3,2500	6,80277563773	0,47774616907	63,15460720841	0,06911918	6,7777293
0,60	4,0800	7,16333076528	0,56956744477	65,03237950594	0,07546969	11,4053218
0,70	4,9700	7,52388589282	0,66056291533	66,65884337148	0,08127502	17,7862931
0,80	5,9200	7,88444102037	0,75084587287	68,09739597390	0,08665136	26,2287992
0,88	6,7232	8,17288512241	0,82262259891	69,14149804090	0,09069854	34,6829292
0,94	7,3508	8,38921819894	0,87621990818	69,87269804204	0,09360662	42,1271224

➤ **Classification du mouvement et du régime d'écoulement :**

I=1% ($h_n=0.94m$), $I_{cr}= 0,26\%$ ($h_{cr}=1,7m$)

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que $I>I_{cr}(h_n<h_{cr})$ alors le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente

➤ **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :**

• **Méthode indirecte d'intégration numérique**

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux Prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant $Dq/dx= 0$, est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2} \dots\dots\dots (V.15)$$

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 :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}}{1 - (Q^2 B) / g A^3} \dots\dots\dots (V.16)$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux Profondeurs y_i , et on calcul la profondeur moyenne :

$$y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \dots\dots\dots (V.17)$$

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 S2).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. V.7 : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau :

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Yn (m)	Yc (m)
42,11	71	0,01	0,94	1,7

➤ **Calcul la ligne d'eau dans le coursier :**

A) Calcul de la ligne d'eau avec la méthode indirecte d'intégration numérique :

- **L :** la longueur du coursier **L = 70 m**
- $\Delta x = \Delta y \frac{1 - Fr^2}{S_0 - S_f} \dots\dots\dots (V.18)$
- $S_f = \frac{n^2 Q^2}{S_{moy}^2 * R_{moy}^3} \dots\dots\dots (V.19)$
- **L = L₀ + (-1)Δx**(V.20)

Avec :

Sf : pente de la ligne d'énergie

S0 : pente du fond=1%

On prend un pat de :Δy=0,035m

Tableau.V.8 :Calcul de ligne d'eau du coursier :

y(m)	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr ²	1-FR ²	n ² Q ² /A ² R ⁴ (4/3)	I0-G1	DELTAx	L(m)
1,7										
1,665	1,6825	12,6587094	11,06634	1,143893044	0,3822878	0,617712164	0,001813011	0,25818699	0,09569997	0,09569997
1,63	1,6475	12,3088844	10,9401457	1,125111555	0,4158174	0,584182569	0,001960326	0,25803967	0,09055702	0,18625698
1,595	1,6125	11,9627344	10,8139514	1,106231561	0,4529679	0,547032139	0,002122776	0,25787722	0,08485156	0,27110855
1,56	1,5775	11,6202594	10,6877571	1,087249572	0,4942097	0,505790259	0,002302268	0,25769773	0,07850907	0,34961762
1,525	1,5425	11,2814594	10,5615628	1,068161932	0,540086	0,459914004	0,002500997	0,257499	0,07144323	0,42106085
1,49	1,5075	10,9463344	10,4353685	1,048964809	0,5912248	0,408775209	0,002721497	0,2572785	0,06355373	0,48461458
1,455	1,4725	10,6148844	10,3091743	1,029654181	0,6483551	0,351644851	0,002966704	0,2570333	0,05472363	0,53933821
1,42	1,4375	10,2871094	10,18298	1,010225829	0,7123258	0,287674166	0,003240026	0,25675997	0,04481605	0,58415425
1,385	1,4025	9,96300938	10,0567857	0,990675322	0,7841283	0,21587166	0,003545442	0,25645456	0,03367016	0,61782441
1,35	1,3675	9,64258438	9,93059137	0,970998002	0,8649249	0,135075051	0,003887603	0,2561124	0,02109621	0,63892063
1,315	1,3325	9,32583438	9,80439707	0,951188972	0,9560832	0,043916831	0,004271975	0,25572802	0,0068693	0,64578993
1,28	1,2975	9,01275938	9,67820278	0,931243081	1,0592182	-0,05921821	0,004705007	0,25529499	-0,0092784	0,65506833
1,245	1,2625	8,70335938	9,55200849	0,911154904	1,1762456	-0,17624562	0,005194333	0,25480567	-0,02766746	0,68273578
1,21	1,2275	8,39763438	9,42581419	0,890918727	1,3094469	-0,30944687	0,005749038	0,25425096	-0,04868369	0,73141947
1,175	1,1925	8,09558438	9,2996199	0,870528523	1,4615516	-0,46155161	0,006379982	0,25362002	-0,07279419	0,80421367
1,14	1,1575	7,79720938	9,1734256	0,849977938	1,6358413	-0,63584134	0,007100212	0,25289979	-0,10056811	0,90478177
1,105	1,1225	7,50250938	9,04723131	0,829260259	1,8362809	-0,83628094	0,007925482	0,25207452	-0,13270377	1,03748554
1,07	1,0875	7,21148438	8,92103701	0,808368395	2,0676869	-1,06768686	0,008874927	0,25112507	-0,17006456	1,2075501
1,035	1,0525	6,92413438	8,79484272	0,78729485	2,3359433	-1,33594334	0,009971926	0,25002807	-0,21372693	1,42127703
1	1,0175	6,64045938	8,66864842	0,766031687	2,648283	-1,64828302	0,011245221	0,24875478	-0,26504544	1,68632247
0,965	0,9825	6,36045938	8,54245413	0,744570504	3,0136535	-2,01365351	0,012730393	0,24726961	-0,32574218	2,01206465
0,93	0,9475	6,08413438	8,41625983	0,722902393	3,443201	-2,443201	0,014471806	0,24552819	-0,39803185	2,4100965
0,895	0,9125	5,81148438	8,29006554	0,701017905	3,9509137	-2,95091371	0,016525208	0,24347479	-0,48479987	2,89489637
0,86	0,8775	5,54250938	8,16387124	0,678907005	4,5544869	-3,55448691	0,018961235	0,24103876	-0,58986146	3,48475783
0,825	0,8425	5,27720938	8,03767695	0,656559029	5,2764982	-4,27649817	0,021870206	0,23812979	-0,71834743	4,20310526
0,79	0,8075	5,01558438	7,91148265	0,633962633	6,1460225	-5,14602249	0,025368722	0,23463128	-0,87729523	5,08040048
0,755	0,7725	4,75763438	7,78528836	0,611105736	7,2008801	-6,20088006	0,029608923	0,23039108	-1,07658337	6,15698386
0,72	0,7375	4,50335938	7,65909407	0,587975462	8,4672509	-7,46725086	0,034628708	0,22571229	-1,3200048	7,519701843
0,685	0,7025	4,25275938	7,53289977	0,564558072	9,984512	-8,9845117	0,04054793794	0,22062621	-1,619803905	8,9195682234
0,65	0,6675	4,00583438	7,40670548	0,540838891	11,83571	-10,8357099	0,047394511	0,215160549	-1,973235429	10,41917663
0,615	0,6325	3,76258438	7,28051118	0,516802225	14,557178	-12,557178	0,0547755247	0,209124475	-2,419103909	12,019103909

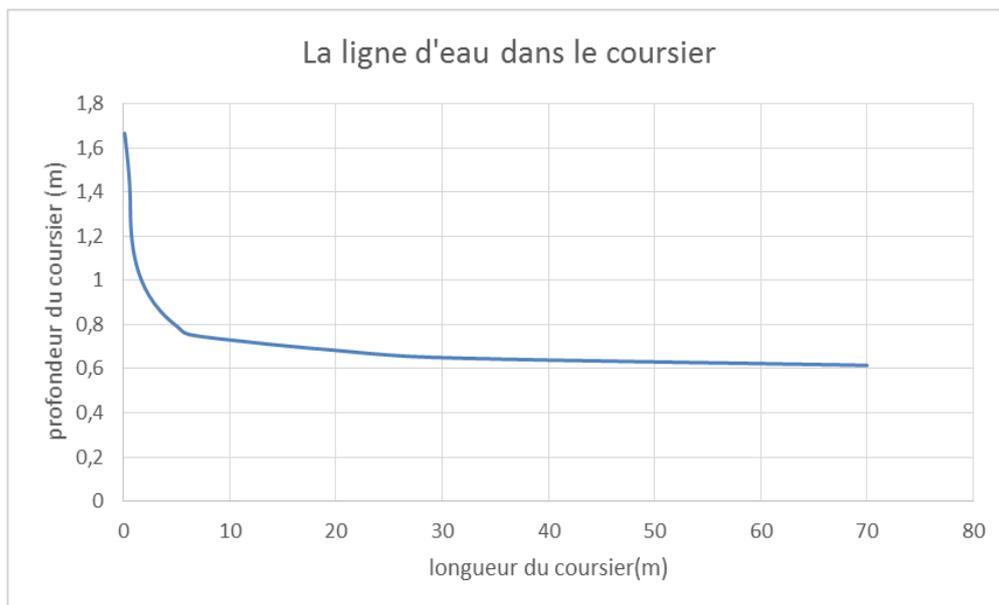


Figure. V.11 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.

B) Calcul de la vitesse à la sortie du coursier

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots(V.21)$$

V : Vitesse de sortie du coursier tel que.

S : surface a la sortie du coursier (m²)

AN :

$$s = \left(5 + \frac{3}{2} \cdot 0,615 \right) \cdot 0,615 = 3,64m$$

$$V = \frac{42,11}{1,7} = 11,56m/s$$

C) Calcul du nombre de Froude à la sortie du coursier :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}} \dots\dots\dots(V.22)$$

$$Fr = \frac{11.56}{\sqrt{9,81 \cdot 0,615}} = 4.71$$

D) Hauteur des murs bajoyers :

Les hauteurs des murs bajoyers sont détermine comme suit :

$$H_{baj} = H + R \dots\dots\dots(V.23)$$

Avec :

R : Revanche (m).

V :la vitesse d'eau dans le coursier (m/s) , $V = \frac{Q}{S}$

$$R = 0.61 + 0,14 \cdot V^{(1/3)}$$

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. V.9 :Hauteur des murs bajoyers dans le coursier :

L (m)	H (m)	V(m/s)	R (m)	Hbaj
0	1,7	3,280872614	0,817946922	2,517946922
2	0,72	9,61942617	0,907520372	1,627520372
4	0,825	8,183154187	0,891923086	1,716923086
6	0,755	9,094958734	0,902017366	1,657017366
12	0,72	9,61942617	0,907520372	1,627520372
20	0,685	10,19899669	0,913373517	1,598373517
30	0,65	10,84261345	0,919619033	1,569619033
70	0,615	11,56125702	0,926306939	1,541306939

La hauteur des murs bajoyers dans le coursier passe de 2.51m à 1.54m en fin de ce dernier.

E) Aération de coursier :

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présente un risque élevé de dégâts liés à l'érosion du fond suite à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section où $V > V_{cr}$.

V_{cr} est donnée par la formule de Voinitch Syanogensky :

$$V_{cri} = 6,63 \times \sqrt{g \times R \times \cos \theta} \times \sqrt{1 + 0,001/R^2} \times \left(\frac{8,71 \times n}{R^{1/6}} + 1 \right) \dots \dots \dots (V.24)$$

Avec : V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier.

R : Rayon hydraulique.

N : Coefficient de rugosité. (n=0.014).

Le calcul de V_{cr} pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau. V.10 : Vérification de phénomène d'aération dans le coursier :

sections	Y(m)	V(m/s)	R (m)	Vri	Vcr > V
0	1,7	3,28087261	0,81794692	21,4032561	Vérifié
1	0,72	9,61942617	0,90752037	22,3571772	Vérifié
2	0,825	8,18315419	0,89192309	22,1943235	Vérifié
3	0,755	9,09495873	0,90201737	22,2998691	Vérifié
4	0,72	9,61942617	0,90752037	22,3571772	Vérifié
5	0,685	10,1989967	0,91337352	22,4179545	Vérifié
6	0,65	10,8426135	0,91961903	22,4826066	Vérifié
7	0,615	11,561257	0,92630694	22,5516119	Vérifié

La condition d'écoulement non aéré à la fin coursier est largement vérifiée la vitesse de l'écoulement est inférieure à la vitesse admissible ceci s'inscrit dans la suite logique de notre dimensionnement vu qu'on a une faible charge déversante .

F) Vagues roulantes:

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé. Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{h} < (10 \div 12) \\ F^2 < 40 \end{array} \right.$$

Avec :

b : Largeur du coursier,

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

F : Nombre de Froude.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{5}{0,615} = 8,13 < 10 \\ F^2 = 4.71^2 = 22.17 < 40 \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'existe aucun de risque d'apparition des vagues roulantes dans le coursier.

V.3.3.6. 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 « *The Bureau of Reclamation* » : le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut.

Tableau.V.11 : Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR :

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq F_r \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq F_r \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq F_r \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq F_r \leq 9$	Ressaut stable
$F_r \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

Pour notre cas on a :

$v_1 = 12,69$ m/s; vitesse d'entrée dans le bassin.

$h_1 = 0.615$ m ; première profondeur conjuguée.

$$F_r = 4.71$$

$4.5 \leq Fr \leq 9$ Ressaut Stable

On a $V_1 < 15$ m/s et $Fr > 4,5$; l'U.S.B.R (United States Bureau Of Reclamation) recommande le bassin de type II

Calcul de la deuxième profondeur conjuguée

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1 \right) \dots \dots \dots (V.25)$$

Avec :

h_1 : Tient d'eau avant le ressaut en (m).

h_2 : Tient d'eau après le ressaut en (m).

$$AN : h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1 \right) = 3,8m$$

Et donc $V_2 = \frac{Q}{S} =$

- **Calcul de la longueur de bassin amortisseur :**

La longueur de bassin amortisseur est déterminée à l'aide de l'abaque de la figure V.12

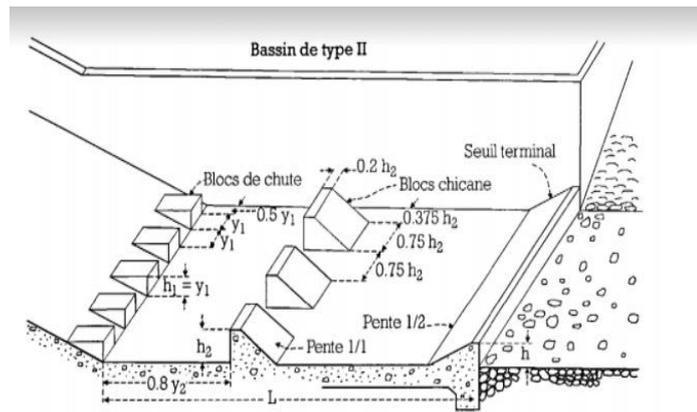


Figure. V.12 : Schéma de bassin de dissipation USBR type II (livre technique des petits barrage en Afrique Sahélienne et Equatorial)

V.3.3.7. Dimensionnement du bassin :

On a $Fr = 4.71$ et $y_1 = 0,615m$

donc de l'abaque.

D'où $y_2 = 3,8m$

Longueur du bassin On a : $\frac{L}{y_2} = 2,4$

Donc : $L = 9,12m$. On prend : $L = 9.2 m$

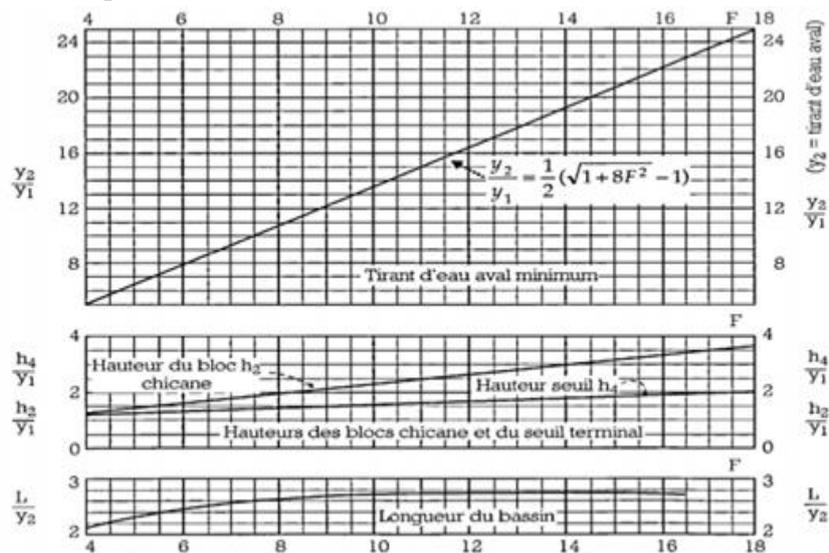


Figure.V.13 :Graphe correspondant de bassin de dissipation USBR type II (livre technique des petits barrage en afrique Sahelienne et Equatorial)

❖ Dimensionnement des blocs Chicanes :

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,615 m$.
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,615m$.
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0,615 m$.
- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2 Y_2 = 0,76 m$.
- La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 Y_2 = 0,57 m$.
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0,15 Y_2 = 0,57 m$.

Le nombre des blocs chicanes est 6 blocs.

❖ **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 : $b = 5 \text{ m}$

Coefficient d'écartement des talus : $m = 1,5$

Pente du canal : $i=3.714\%$

Coefficient de Manning Strickler: $K = 1/n = 30 \text{ m}^{1/3/s}$

❖ **Profondeur critique**

➤ **La hauteur critique :**

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105\sigma_{cr}^2 \right) \dots\dots\dots(V.26)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots(V.27)$$

$$\text{Et } \sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b} \dots\dots\dots(V.28)$$

m : fruit des talus du canal de fuite $m=1.5$

b : largeur du canal de fuite (m)

Ce qui donne : $K=1,93$, $\sigma_{cr} = 0,58$ d'où

$h_{cr}= 1,62 \text{ m}$.

➤ **La pente critique :**

$$\text{Elle est donnée par : } I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots(V.29)$$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

Sc : section critique $Sc=m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$;

Rc : rayon critique $Rc=Sc/Pc$;

Pc : périmètre critique $Pcr = b + 2 \cdot h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

Cc : coefficient de Chezy

n : coefficient de rugosité du sol $n=0,03$

Ce qui donne :

- $Sc = 12,03 \text{ m}^2$;
- $Pc = 10,84 \text{ m}$;
- $Rc = 1,11 \text{ m}$;
- $Cc = 30,52 \text{ m}$.

La pente critique est :

$I_{cr} = 1,53 \%$

➤ **Profondeur normale dans le canal :**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Pour la hauteur normale on a :

- $S_c = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$
- $P_n = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2}$
- $R = S_n / P_n$
- $C_n = R^{1/6} / n$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b h_n)^{5/2} \cdot (2 h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (V.30)$$

Le résultat du calcul par itération dans le tableau suivant :

Tableau.V.12 : Résultats du calcul par itération :

Hn (m)	$(m h_n^2 + b h_n)^{5/2}$	$(2 h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2}$	Débit(m ³ /S)
1,01	6,58015	111,0681363	16,2120322
1,11	7,39815	148,8702204	20,4374791
1,21	8,24615	195,2666503	25,2734747
1,31	9,12415	251,4670234	30,7540349
1,41	10,03215	318,7755786	36,9136228
1,43	10,21735	333,691909	38,2300899
1,48	10,6856	373,2478222	42,1480479

h_n=1,48m

➤ **Vitesse dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n} \dots\dots\dots (V.31)$$

D'où

V=3,94m

V.4. Ouvrage de vidange:

Afin d'édifier le barrage à l'abri de l'eau courante dans l'oued ou d'une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d'écoulement au débit quel que soit leur provenance .Ce chemin d'écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Destination de la vidange de fond :

- Assurer de l'eau pour les besoins d'irrigation.

- Vidange Totale ou partiel de la retenue en cas de défaillance susceptible d'endommager le barrage (glissement du talus, Renards) ou pour entretien.
- Evacuer la crue de chantier dans certains cas.

Le débit de projet est déterminé en fonction :

- De la condition de la vidange du volume utile durant 7-90 jours
- De la condition d'amenée d'eau pour l'irrigation suivant la condition de la vidange.

❖ Estimation du temps de vidange :

Données de base :

- Côte de la conduite à l'entrée correspond à la cote de NVM=1031.00 m, N.G.A.

Tableau. V.13 : Le temps de vidange :

Niveau d'eau dans la retenue	Volume Correspondant V _{cote}	Volume évacué V _i	Hauteur d'eau H	Débit évacué	Débit moyen Q _{moy}	Temps de vidange
m NGA	m ³	m ³	M	m ³ /s	m ³ /s	s
1036	47839	-	11,32	0,34	-	-
1035	36326	11513	10,32	0,32	0,33	34856,88
1034	27295	9031	9,32	0,31	0,31	28702,42
1033	20127	7168	8,32	0,29	0,3	24040,08
1032	14453	5674	7,32	0,27	0,28	20211,84
1031	10001	4452	6,32	0,25	0,26	16984,51
1030	6536	3465	5,32	0,23	0,24	14313,35
1029	3928	2608	4,32	0,21	0,22	11843,18
1028	2070	1858	3,32	0,18	0,2	9485,23
1027	846	1224	2,32	0,15	0,17	7285,87
1026	175	671	1,32	0,12	0,13	5000,38
1025	2	173	0,32	0,06	0,09	2009,15
1024,68	1	1	0,12	0,03	0,05	21,83
						ΣT _v = 174754,71s=2J

- Côte de la conduite à la sortie (cote aval) est de 1024.68 m, N.G.A.
- Pente de la conduite est de : I = 3.13 %.
- Longueur de la conduite de vidange L =74.00 m.
- Rugosité des parois de la conduite $\eta = 0,013$

Avec :

V_{cote} :le volume correspondant à chaque niveau d'eau dans la retenue (m³)

V_i :le volume évacué v_i (m³)

H : Hauteur d'eau (m) , H=V_{cote}-V_{aval}

Q : débit évacué (m³/s) , $Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH}$

T_v :temps de vidange (s) , $T = \frac{Q_{moy}}{V_i}$

Le vidange de la retenue collinaire oued Chaaba du niveau normal (NNR = 1036 m) au niveau aval (1024,6 m) se fera en deux jours, et quarante Cinq minutes.

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la dérivation provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

❖ **Calcul hydraulique :**

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la digue provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots(V.32)$$

Q_{vf} : débit de vidange (en m³/s).

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite (en m³).

Z : charge d'eau à compter du niveau normal jusqu'à l'axe de la conduite de fond

Φ : diamètre de la conduite de vidange $\Phi = 300mm$.

$$Z = 1036 - (1024.53 + 0,15) = 11,32m.$$

V.4.1. Calcule du temps de vidange :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \dots\dots\dots(V.33)$$

avec:

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (égal au débit moyen annuel).

V : volume utile ($V=0.0478$ Mm³).

T : temps de vidange $\sum T_v = 174754,71s$

$$Q_{vf} = \frac{0,0478 \cdot 10^6}{0.1747 \cdot 10^6} + 0.319 = 0,34654 \text{ m}^3/s$$

$$Q_{vf} = 0,34654 \text{ m}^3/s$$

V.4.2. Calcule du diamètre de la conduite de vidange :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \dots\dots\dots(V.34)$$

Avec: $Z = 11,32$ m

Préalablement on prend: $\mu = 0,8$

On trouve : $S = 0.029m^2$

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (V.35)$$

D'où: d=0,199 m.

Pour des raisons pratiques nous adopterons une conduite d= 200 mm

Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\epsilon_s+\frac{\lambda}{4R}}} \dots\dots\dots (V.36)$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

ϵ_{vanne} : Coefficient de résistance d'une vanne, $\epsilon_{vanne} = 0,2$

$\epsilon_{entrée}$: Coefficient de la résistance à l'entrée, $\xi_{ent}= 0,52$

ϵ_{sortie} : Coefficient de résistance à la sortie de l'orifice noyé $\epsilon_{sortie} = 1$

ξ_{grille} : Coefficient de résistance de la grille $\xi_{grille}= 0,23$

Donc: $\sum \xi_s=1,95$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{4R} \dots\dots\dots (V.37)$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 74 m.

d: diamètre de la conduite de vidange 300 mm.

λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{87n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots$$

(V.38)

n: rugosité de la conduite en acier (n=0,013).

On trouve: $\lambda = 0.025 \Rightarrow \sum \xi_L = 5,18$

Ce qui nous donne: $\mu = \frac{1}{\sqrt{1,95+5,18}} = 0.2$

On trouve : $S = 0.0706m^2$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à d=300 mm

La conduite étant en acier d'un diamètre de 300mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes: $V_s = Q_{vt}/S_{con}$

Ça donne $V_s = 4.908m/s$

Généralement on prévoit un fonctionnement en charge pour les grand barrage et un fonctionnement à surface pour les retenues, pour notre cas la conduite de vidange sera en charge (conduite en acier $\theta=300mm$) placé dans un lit de béton ($e=0,2m$), Des palplanches anti renards au nombre de douze (5) sont prévus le long du tracé de la conduite à des intervalles réguliers de 12 m, pour prolonger le chemin d'infiltration et réduire le gradient de sortie évitant ainsi le risque de renard .

V.4.3. La prise d'eau :

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

L'implantation du regard de prise d'eau est déterminée compte tenu de l'exploitation maximale de la retenue (volume d'eau stocké dans la cuvette).

Ce regard est muni d'une grille en acier afin d'assurer la protection contre les débris flottants végétaux, solides ou autres.

Pour faciliter la manœuvre des équipements hydrauliques de la chambre des vannes et pour aussi la stabilisée, on a préconisé une plateforme d'accès arasée à la cote 1025,45 m à base de terre compactée aux alentours de la paroi des murs.

Dimensionnement de la conduite de prise d'eau :

Pour une durée d'irrigation de 20h / jour

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{59816}{31 * 3600 * 20} = 0,026 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

μ : coefficient de débit $\mu=0,3$.

S : section de la conduite en m^2 .

V_{\max} = volume d'eau stocké dans la cuvette (m^3)

H : Charge d'eau correspondante à la prise la plus basse $H=1,50 \text{ m}$.

On trouve : $S=0,0159 \text{ m}^2$ le diamètre de la prise d'eau sera égal à $d=142 \text{ mm}$

Donc On prend : $d=200 \text{ mm}$

Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a : $V=Q/S$

$V= 1,63 \text{ m/s}$.

V.4.4. La chambre des vannes :

Implantée en aval immédiat de la digue, la chambre de vanne est le lieu du branchement de la conduite de service et de vidange ainsi que des fermetures des robinets vannes. elle est destinée à abriter les robinets de fermeture de la vidange de fond et de la prise d'eau sa section est de $(3 \times 3 \times 2.5) \text{ m}$ et dans laquelle sont disposées 2 vannes.

V.5. Autre ouvrages:**V.5.1. Routes d'Accès :**

L'accès vers la retenue collinaire est assuré par une route carrossable en rive gauche menant vers les terres agricoles avoisinantes afin de permettre le lien avec les champs et les sentiers usuels avant et après la réalisation de la digue future.

Elle donne aussi la possibilité d'accès vers la zone d'emprunt et l'emprise de la digue durant la construction, et aussi pour l'exploitation de la retenue collinaire.

V.5.2. Aménagement d'une plateforme aval :

Nous envisageons l'aménagement d'une plateforme aval pour faciliter l'accès à l'ouvrage de la chambre des vannes.

Conclusion:

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisqu'ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage.

Dans ce chapitre, et après avoir analysé la topographie du site, nous avons opté pour un évacuateur de crues à entonnement frontale implanté sur la rive gauche.

Pour le dimensionnement de cet évacuateur, la vitesse d'approche maximale est de 1,4 m/s. Pour ce qui est du déversoir, il a été dimensionné selon un profil de type Craeger pour mieux anticiper les chutes et éviter l'érosion régressive.

L'évacuateur de crues se termine par un bassin d'amortissement à ressaut de type II, et de longueur égale à 9 m avec des blocs de chute.

Etant donné la capacité de la retenue (inférieure à un million m³), la vidange de fond (confondue avec la prise de fond) a été dimensionnée pour un diamètre de 300 mm.

Chapitre VI

Etude de stabilité de la digue

Introduction :

Un barrage en matériaux locaux est un massif étendu, l'étude de stabilité de ses talus (amont et aval) ne comprends pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un système sans faire des hypothèses.

Il existe plusieurs méthodes de calcul suivant la nature des hypothèses faite sur les interactions entre les tranches et sur la pression interstitielle, la méthode la plus couramment utilisée est celle de FELLENIUS perfectionné par BISHOP.

VI.1. Etude de la variante retenue :

Le système de drainage est préconisé pour les digues de hauteur supérieure ou égale supérieure à six mètres, pour la digue zonée on prévoit un système de drainage combiné (prisme avec drainage à surface)

Latéralement, on dispose de part et d'autre du noyau un drain filtre qui aura pour rôle de recueillir les eaux de percolation (coté aval), d'absorbé les eaux de ressuyage après la vidange (coté amont).

VI.1.1. Définition de profil général du barrage :

La digue de la retenue sur Oued Chaaba est constituée d'un noyau en argile imperméable, avec une hauteur totale de 13.58m. La largeur en crête est de 5.5m et les fruits des talus amont et aval sont données successivement de (3 ; 2,5).

VI.1.2. Conception de la digue :**VI.2. Etude des infiltrations :**

Une fois que le profil général du barrage a été établi sur des critères mécaniques, il convient alors de procéder à une étude des infiltrations d'eau dans l'ouvrage et dans ses fondations. Ces infiltrations conditionnent la stabilité et le redimensionnement du barrage en cours de travaux.

Dans le cas de notre étude, nous avons sélectionné un profil critique ; ce profil est celui de la zone où la hauteur d'eau est la plus importante. C'est en effet dans ces zones que les risques de pertes de stabilité sont les plus importants.

Aussi faible que soit la perméabilité de notre barrage en terre (10^{-8} m/s), il y a toujours infiltrations d'eau. Il faut être capable des les déterminer pour pouvoir les combattre.

VI.2.1. Objectif de calcul d'infiltration :

L'étude des infiltrations consiste essentiellement en la détermination des équipotentiels et des lignes de courant qui permettent ensuite de trouver les éléments suivants :

La ligne de saturation du massif du barrage, qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique et représente le niveau de la surface libre dans le corps du barrage ou plus exactement elle représente la limite entre la partie sèche/humide et la partie saturée d'eau du barrage. La bonne connaissance de cette ligne est capitale pour pouvoir effectuer les calculs de stabilité de la digue.

La pression de l'eau interstitielle dans le massif, qui peut être déterminée à partir d'un réseau de lignes équipotentiels, c'est-à-dire de lignes reliant les points d'égal potentiel hydraulique au sein du barrage et des fondations. Une augmentation de cette pression peut être dangereuse pour la stabilité, elle peut être notamment la cause d'apparition de renards dans la partie amont du barrage.

Le débit de fuite dû aux infiltrations, qui peut s’obtenir à partir du réseau de lignes de courant, orthogonales aux équipotentielles. Ces lignes de courant représentent théoriquement la trajectoire de l’eau à travers le barrage. Si ce débit est trop important, le barrage ne fait pas son office, il faut alors augmenter la taille des parties imperméables du corps de digue.

VI.2.2. 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.

VI.2.3. Positionnement de la ligne de saturation :

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l’appelle aussi « ligne phréatique ».Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, et elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d’eau du barrage.

Son tracé permet d’estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant La zone d’émergence de l’eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse. Il est indispensable d’établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l’intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l’équation est :

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Tel que :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (VI.2)$$

Avec :

d : Etant la distance du foyer du noyau au point A, d=23.8m

S : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont S=31.77m (Voir fig.VI.1).

AB=0.3*S=9.60m

h : La hauteur d’eau en amont (He=10.62m).

$$y_0 = \sqrt{10.62^2 + 23.8^2} - 23.8$$

on trouve y₀=2.26 m

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

$$y^2 = 2xy_0 + y_0^2 \quad \text{on aura} \quad y^2 = 4.52x + 5.11$$

La parabole coupe le plan d'eau en un point A. Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

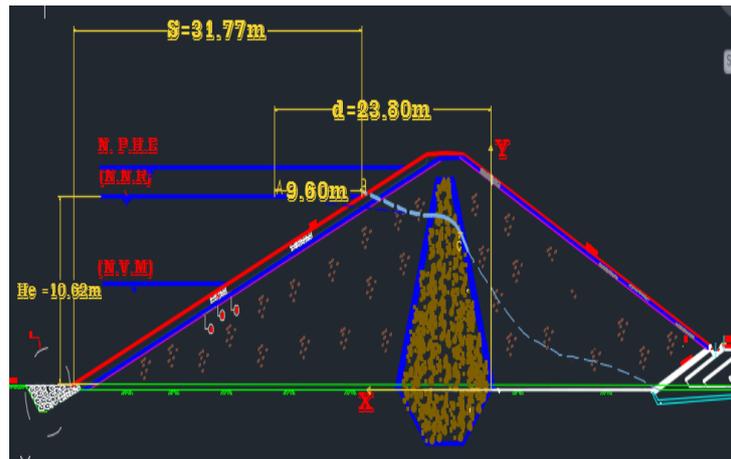


Fig. VI.1 : Positionnement de la ligne de saturation de la digue zoné de la retenue Oued Chaaba

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

Les coordonnées des 3 point élémentaires pour le traçage de la ligne de saturation suivant l'axe (x ;y)

- A = (32,16 ; 10,62)
- B = (22,56 ; 10,62)
- C = (3,3 ; 8,52), il représente l'intersection de la parabole avec le talus aval du noyau.

Tableau. VI.1 : Coordonnées de la parabole de KOZENY :

X(m)	-0,5	0	0,4	0,6	1	1,4
Y(m)	2,86	5,12	6,928	7,832	9,64	11,448

La ligne de saturation de la parabole de KOZENY est représentée dans la planche N° 06.

Cette ligne est une représentation approximative de la réalité, mais elle est suffisante pour notre étude. Notre but n'est pas de dire que le noyau suffit. Quoi qu'il arrive après en sortie de noyau, la construction de drains est obligatoire sur chaque face. Ces filtres permettent de garder l'intégrité du noyau en interdisant le lessivage des matériaux.

VI.2.4. Calcul du débit de fuite par infiltration :

a) Digue :

Connaissant le point de résurgence de la nappe dans le noyau, on calcule le débit unitaire, ce débit est un débit par unité de longueur de noyau/barrage

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le corps de la digue.

q =K.I.A (VI.3)

Avec :

q : débit d'infiltration (m³ /s/ml);

I : gradient hydraulique ;

K : Coefficient de perméabilité de la digue. (K=0.31.10⁻⁸ m/s);

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I=\frac{dy}{dx}$ et A = y.l

Donc :

$$q = K.y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots(VI.4)$$

Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$; ($y_0=2.26m$)

D'où: $q = K.y_0$ ($m^3/s/ml$)

Le débit total à travers le barrage sera : $Q= q.L$

A.N: $q=0.31.10^{-8} * 2.26=7.06 * 10^{-9} m^3/s/ml$

Donc $Q_I = q.L=7.06 * 10^{-9} * 84.35=5.9 * 10^{-7} m^3/s$

$Q_I=5.9 * 10^{-7} m^3/s$

b) Fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy.

$$q = K.I.A \dots\dots\dots(VI.5)$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité de la fondation. ($K=4.10^{-8}m/s$)

$$I=H_e/L_b \dots\dots\dots(VI.6)$$

($H_e=$ charge de la retenue= $10.62mce$, $L_b= 84.35m$ L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A=T.1$ ($T=3m$ Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q = K.I.T$

A.N : $q=4.10^{-8} * \frac{10.62}{84.35} * 3 = 1,51. 10^{-8} m^3/s/ml$

Donc $Q_F=q.L=1,51. 10^{-8}.84, 35= 1,27.10^{-6} m^3/s$

$Q_F=1,27 10^{-6} m^3/s$

c) Débit total d'infiltration :

$$Q=Q_F+ Q_I = 9,53 * 10^{-8} + 1,27 * 10^{-6} = 1,36.10^{-6} m^3/s$$

$Q=1.36.10^{-6} m^3/s$

Le débit calculé est faible ce qui est dû à une bonne imperméabilité de l'argile du noyau. Cependant l'existence de ce débit montre bien que l'étanchéité n'est pas totale ; l'eau peut toujours s'infiltrer créer des glissements dans le corps du barrage. D'où la nécessité de drainer efficacement la structure.

VI.2.5 Calcul des filtres :

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entrainement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction, principale est de retenir ces particules du sols drainé tout en permettant a l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de mâtereaux grossiers

Ces filtres peuvent être situés :

- ✓ Entre deux couches du sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- ✓ Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains ;

- ✓ A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- ✓ Sous et au-delà du pied aval du barrage;
- ✓ Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

La conception du filtre doit obéir à certaines conditions

- Le filtre ne doit ni se dégrader par entrainement de ses éléments ni se colmater
- Il doit posséder une perméabilité supérieure à celle du matériau à protéger
- Il doit être suffisamment fin pour éviter le phénomène de renard.

• **Règles des filtres**

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

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1+0.05\eta) \cdot \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots(VI.7)$$

D'où :

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

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log}\eta$.

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux.

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2 :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots(VI.8)$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

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

En tenant compte des règles suivantes :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots(VI.9)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots(VI.10)$$

Avec :

D_{50} : diamètre de filtre

D_{15} : diamètre du sol à protéger.

• **Granulométrie de sol a protégé**

$d_{15} = 0.0007\text{mm}$

$d_{50} = 0.008\text{mm}$

$d_{85} = 0.06\text{mm}$

❖ La première couche de filtre est entre le Corps du barrage et la première couche de drain à des limites suivantes :

- $0.008\text{mm} < D_{15} < 0.028\text{mm}$

- $0.096\text{mm} < D_{50} < 0.464\text{mm}$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.018\text{mm}$$

$$D_{50} = 0.280\text{mm}$$

- ❖ La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$dR15R = 0,0004 \text{ mm.}$$

$$dR50R = 0,005 \text{ mm.}$$

$$dR85R = 0,03 \text{ mm.}$$

$$- 0.0048\text{mm} < D_{15} < 0.016\text{mm}$$

$$- 0.06\text{mm} < D_{50} < 0.29\text{mm}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$$D_{50} = 0.18\text{mm}$$

$$D_{15} = 0.010\text{mm}$$

Filtre N° 01 :

- **Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres :**

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1+0.05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (VI.11)$$

D'après la courbe granulométriques de F₁ :

$$d_5 = 0.0011\text{mm} ; \quad d_{10} = 0.0010\text{mm}$$

$$d_{17} = 0.0018\text{mm} ; \quad d_{60} = 0.013\text{mm}$$

$$AN : \quad \eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 8.125 \text{ coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n = 0,4 - 0,1 \cdot \log \eta = 0.30$$

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.61 > 0.23$$

La condition de est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

- **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.021}{0.06} < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

Filtre N° 02 :

- **Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres :**

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1+0.05\eta) \frac{n}{1-n}$$

Avec :

$$D_5 / D_{17} = 0.54 > 0.47 \text{ pour } n = 0.36 \text{ et } \eta = 13.76$$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD inexistant.

- **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0.36 < 4 \text{ La condition est vérifiée.}$$

L'épaisseur minimale des couche du filtres inversés est donnée par :

$$t_{\min} \geq (5-7) D_{85}$$

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 :

Pour les filtres édifiés à la main : $t_{min} \geq 10cm$

Pour les filtres édifiés à la machine : $t_{min} \geq 20cm$

Pour les filtres édifiés par remblayage à eau : $t_{min} \geq 75cm$

Conclusion :

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur 20 cm.
- La deuxième couche en gravier d'épaisseur 20 cm.
- L'enrochement (rip-rap) d'épaisseur = 50 cm.

VI.2.6. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots \dots \dots (VI.12)$$

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. VI.2 : 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, argileux	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

Notre barrage appartient à la classe IV

Tableau. VI.3 : 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

$I_{adm}=1,95$

Donc: $\Delta H=10.62 m$; $\delta n=52.87 m$; $I = 0, 2 \leq I_{adm}$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée

VI.3. Etude de stabilité :

VI.3.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est celle de la stabilité de son talus amont et de son talus aval sur sa fondation, les méthodes les plus courantes pour la calculer sont celles de FELLENIUS, BISHOPB, SPENCER, JANBU. Toutes sont des méthodes d'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.

Plusieurs configurations doivent être analysées à savoir :

a) Fonctionnement normal (talus aval) :

Le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités.

b) Fin de construction (talus aval et amont) :

Pas encore d'action de la retenue mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées.

c) Vidange rapide (talus amont)

Après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont.

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de la classe du barrage sont groupés dans le Tableau V-4.

Tableau.VI.4 : Coefficient de stabilité admissible des talus :

Combinaison 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 III, les coefficients admissibles seront donc :

- Sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,1$
- Avec séisme : $K_{as,adm} = 1,1 - 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule 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} ».

VI.3.2. Méthode de Fellenius :

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC (voir Figure IV.) est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur, l , et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables.

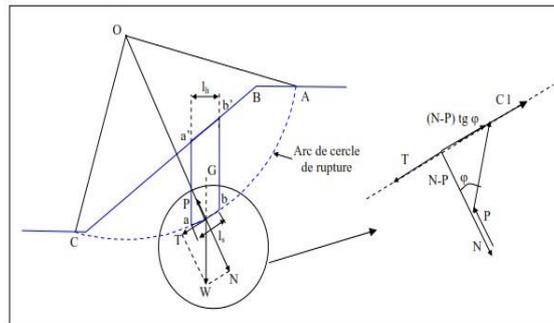


Fig. VI.2 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

VI.3.3. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

Il n'existe pas de méthode globale pour calculer la stabilité d'un ouvrage de cette ampleur. Nous sommes obligés de faire quelques hypothèses pour y parvenir. Pour arriver à un résultat, on est obligé de se donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. On prend en général une surface cylindrique circulaire à axe horizontal, qui apparaît comme un cercle appelé « cercle de glissement » dans une coupe verticale de la digue., on considère d'autre part qu'il n'y a aucune interaction dans la 3ème dimension transversale du barrage à la vallée, pour que cette approximation soit valable, la longueur du barrage le long de cette 3ème dimension doit représenter 2 à 3 fois la longueur de l'arc de rupture, cette hypothèse étant faite on trace sur une coupe transversale du barrage plusieurs cercles de glissement et on cherche le cercle le plus critique, autrement dit celui qui présente le coefficient de sécurité le plus faible.

Méthodologie d'approche :

- ✓ Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- ✓ Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- ✓ Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2

Avec :

$$R_1 = K_1 H_b \text{ et } R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 13,58\text{m}$).

(K_1 - K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau VI.5

Tableau. VI.5 : Les différentes valeurs de K_1 et K_2 :

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	13.85	31.85
Aval	2,5	0,88	2,03	11.95	27.51

- ✓ Le centre des rayons étant le point « B »
- ✓ L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

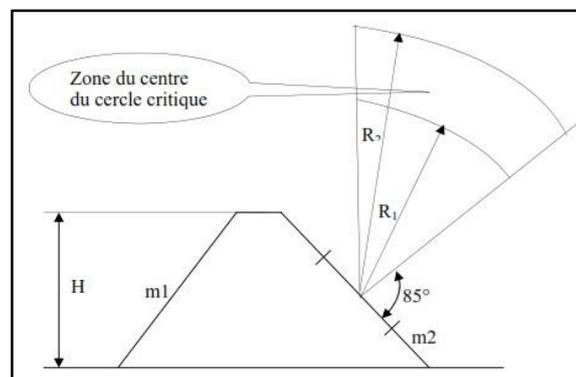


Fig. VI.3:Zone du centre du cercle critique selon le principe de Fondeev

- ✓ On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).
- ✓ Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :
 1. Poids de la tranche « G ».
 2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
 3. Forces de pressions interstitielles.
 4. Forces de Cohésion.
 5. L'effort du séisme.
- ✓ Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

1. Composante normale (forces stabilisatrices) :
 $N = G_n \cos \alpha \dots\dots\dots (VI.13)$

2. Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :
 $T = G_n \sin \alpha \dots\dots\dots (VI.14)$

Avec :

α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

VI.3.4. Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau VI.6 suivant

Tableau. VI.6 : Caractéristique géotechnique :

Paramètres	Unité	Digue	fondation
φ°	degré	16.69	14.5
C	t/m3	1,21	0,585
γ_{sat}	t/m3	1,66	1,21
γ_d	t/m3	1.85	1.8

La densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$.

VI.3.5. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a) Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. Elle est donnée par la formule suivante :

$$G_n = b (\gamma_1 . h_1 + \gamma_2 . h_2 + \gamma_3 . h_3) \dots \dots \dots (VI.15)$$

Avec :

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

b) Force de pression interstitielle :

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U . dl = \gamma_w . h . dl \dots \dots \dots (VI.16)$$

Avec :

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

c) Forces de cohésion

$$F_c = c . dl \dots \dots \dots (VI.17)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d) Forces dues au séisme :

$$T = a . G_n \dots \dots \dots (VI.18)$$

a : Coefficient de séisme (a=0.08)

G_n : Poids de la tranche.

VI.3.6. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

a. Force de frottement :

$$F_1 = Nntg\phi - U dl \, tg\phi \dots\dots\dots (VI.19)$$

Avec :

ϕ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \, dl \dots\dots\dots (VI.20)$$

Avec : $dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$

R : rayon de la courbe de glissement. ($R = \frac{\cos \phi}{b}$)

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(Nn - U \, dl) \, tg\phi + c \, dl] \, R \dots\dots\dots (VI.21)$$

➤ **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 :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (VI.22)$$

VI.3.7. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

a) Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_n - P_i)tg\phi_i + \sum C_i dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (VI.23)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_n - P_i)tg\phi_i + \sum C_i dl}{(1/R) \sum G_n a_n d_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (VI.24)$$

Avec:

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \, tg\phi + \sum C \, dL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (VI.25)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \, tg\phi + \sum C \, dL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (VI.26)$$

c) Vidange rapide

$$K_{SS} = \frac{\sum N_n \text{tg}\phi_i + \sum C_i \text{dl}}{\sum T_{ni}} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (VI.27)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg}\phi_i + \sum C_i \text{dl}}{\sum T_{ni} + (1/R) \sum G_{nan_i} \text{dn}_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (VI.28)$$

Les coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement. Sont représenté dans l'Annexe C

Tableau.VI.7 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement :

Cas de sollicitation		Kas
Fin de construction	Talus aval	
	R1=27.62°	1.30
	R2=17.65°	1.59
	R3=23.08°	1.50
Fonctionnement normal	Talus aval	
	R1=27.62°	1.30
	R2=17.65°	1.59
	R3=23.08°	1.50
Vidange rapide	Talus amont	
	R1=31.73°	1.49
	R2=27,85°	1.56
	R3=23,61°	1.85

Conclusion :

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible

Donc la stabilité est assurée pour les deux pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre VII

Etude d'organisation des travaux de chantier

Introduction :

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en oeuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, avant d'aller sur chantier, et de commencer la réalisation des travaux, pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique.

L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en oeuvre 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 tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte 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.

VII.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'installation générale d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin 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.

On peut distinguer les installations suivantes :

VII.1.1. Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux Agrégats :

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons. Pour le sable il est important de vérifier la teneur en éléments fins par un essai d'équivalent de sable.

Si les agrégats sont sales ou enrobés d'une couche d'argile ou autres, il serait préférable de les laver avec une eau douce avant leur utilisation. Le pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats est donné par le tableau suivant :

Tableau. VII.1 : Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats

Matière indésirable	% maximum du poids des plus gros granulats
Argile, limon, vases	1%
Charbon, bois	1%
Matériaux tendres	8%
Autres substances -nuisibles-	1%

Les différents sables et les graviers seront stockés en tas mélange. Vu que leurs densités sont différentes un mélange risque de fausser la pesée. On opte pour une méthode de stockage en étoile.

➤ **Le Ciment et les aciers**

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos, son lieu de fabrication n'est pas très éloigné du site, on prévoit de le prendre à partir de la cimenterie de DE AIN TOUTA qui se situe à quelque km du site. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire.

➤ **L'eau de gâchage**

L'eau destiné au gâchage du béton doit satisfaire aux normes en :

Tableau .VII.2. Tableau des normes :

Métiers	Normes en (g/l)
Matières organiques	0,1
Matières en suspension	0,2
Sels dissout	1,5
Sulfates	1,0
Acide humique	0,05
Acide sulfhydrique	0,05
Chlorures	0,1

➤ **Le Béton**

Le béton est matériau artificiel dont on fait la plus grande consommation de nos jours en travaux publics et de bétonnage en général.

les ouvrages d'arts exigent que le béton utilisé soit de caractéristique parfaitement définies telles que la résistance à la compression fixée à l'avance, autrement dit sa fabrication ne peut être fait d'une manière empirique, on doit d'une part s'assurer des dosages exacte des différents constituants et d'autre part assurer une fabrication rationnelle et contrôlée.

➤ **Fabrication des granulats**

Les granulats sont fabriqués dans les stations de concassage ils seront acheminés jusqu'à l'aire de stockage par des camions benne .

➤ **L'alimentation en eau potable**

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera réalimenté quotidiennement.

➤ **L'alimentation en carburant**

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même. Un atelier suffisamment bien équipé a pour rôle d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.1.4. 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.1.5. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un petit barrage il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

a) Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale dont le 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.

b) Le maître d'oeuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des 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'oeuvre 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.

c) 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.

VII.2. Terrassement au niveau des installations de chantier :**a) Exécution des voies d'accès :**

La desserte est composée de 2 routes principales N 78 et W 9 . Des ponds provisoires seront construits par des buses pour la traversée de l'oued des deux cotés de l'ouvrage (aval et amont). Ces buses seront posées et revêtues en béton.

b) Détermination des engins nécessaires :

Pour les l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur au de la carrière d'alluvions dont le rendement est :

$$R = \frac{60.G.K_r.K_t}{T.K_f} \dots\dots\dots(VII.1)$$

Où : G : capacité du godet.

Kr : coefficient de remplissage de godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

K_f : coefficient de foisonnement.

R (m^3/h)

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60.G.K_t}{T}$$

R_c (m^3/h)

Où : G : capacité de la benne du camion.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin

T : durée d'un cycle.

Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer d'un rendement :

$$R_b = \frac{60.G.K_t}{T}$$

R_b (m^3/h)

Où : G : capacité de la lame.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voix d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important. Comme le délai d'exécution étant relativement important il est nécessaire de faire appel à un autre bulldozer et ceci dans le but d'accélérer les travaux.

VII.3. Exécution de la digue :

Le remblayage des différentes zones de la digue sera exécuté avec les matériaux prévenant des diverses zones d'emprunt se trouvant à des distances relativement acceptables. Ces matériaux doivent répondre aux exigences du projet d'étude du point de vue granulométrie, perméabilité, propriété, ...etc.

Pour l'excavation des matériaux on pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

➤ Les engins nécessaires :

- Pelle brute
- Camion benne
- Bulldozer

a) Exécution du remblai de la digue :

Avant de commencer le terrassement du remblai, un remblai d'essai sera prévu. Le remblai d'essai a pour objet de déterminer l'épaisseur des couches à compacter, le nombre de passes de rouleaux et le type des rouleaux à utiliser. Etant donné que la digue est composée de différentes zones, il y a lieu de respecter l'ordre de mise en place des matériaux respectifs.

➤ Mise en place des terres dans le corps de la digue :

Une fois la fondation de la digue préparée, on procède à la mise en place des terres dans le corps de la digue. Cette opération consiste à l'épandage (régalage) des matériaux du remblai, suivi d'un nivellement, humectation puis compactage jusqu'à l'obtention du degré de

compactage exigé par le projet. Avant de la mise de la couche suivante on prévoit la scarification de la surface exécutée.

➤ **Technologie d'exécution des différentes opérations :**

1- Déchargement :

Le déchargement doit s'effectuer régulièrement en respectant la distance entre deux déchargements successifs et ceci pour faciliter leur régalaage.

2- Régalaage des terres :

Le régalaage sera assuré par un bulldozer.

3- Humectage des terres :

L'humectage se fera au moyen d'un camion citerne.

4- Compactage :

Le compactage des matériaux sera assuré par un compacteur aux rouleaux lisses avec vibration.

➤ **Mise en place des filtres et drains :**

Elle est également identique au massifs du la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux qui favorise l'augmentation des fines et par conséquent elle influe sur la fonction du filtre.

b) Enrochement de protection des paramètres :

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'air libre et à l'eau. Ces matériaux proviennent d'une carrière se trouvant près de l'axe de l'ouvrage, et dont la granulométrie sera conformés aux limites indiquées dans le projet.

Les enrochements sont simplement déversés des camions et régalaés ensuite à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs, cette opération se répète au fur et à mesure de la montée du remblai et ce tous les 3m.

N.B/ La même pelle mécanique sera utilisée pour le nivellement des talus.

VII.4. Planification :

VII.4.1. 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.4.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau,
- Méthodes basées sur le graphique,

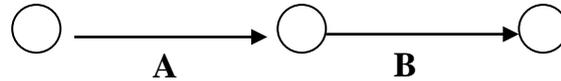
VII.4.2.1. Méthodes basées sur le réseau :**A) Définition du réseau :**

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.

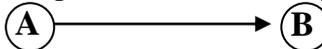


L'opération **A** précède l'opération **B**

✿ **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

B) Construction du réseau : 

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

◆ **Etablissement 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.

VII.4.2.2. 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 :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.4.2.3. 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.

VII.4.2.4. Méthode P.D.M (Procédure Diagram Méthode) :

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) 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).

VII.4.2.5. Méthodes basées sur le graphique :

◆ **Méthode linéaire (ligne of balance technic)**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

◆ **Méthode à barres**

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

VII.4.3. Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VII.4.3.1 Collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VII.4.3.2 Décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII.4.3.3 Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.5. Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR : temps de réalisation ;
- DCP : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP : date de commencement au plus tard ;
- DFP : date de finition au plus tôt ;
- DFPP : date de finition au plus tard ;
- MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases} \dots\dots\dots(VII.2)$$

VII.5.1. 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 :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases} \dots\dots\dots(VII.3)$$

VII.5.2. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n} \dots\dots\dots(VII.4)$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII.6. Les plannings :

Il existe trois types de plan de travail

VII.6.1. Plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.6.2. 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).

VII.6.3. Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u 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.7. Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes taches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne éscience la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution

des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.8. Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : symboles des opérations :

Phases des Travaux	opérations	Durée (mois)
Phase01: Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier);	A	1
Phase02: Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage;	B	2
Phase03: Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite devidange;	C	1
Phase04: Excavations de l'évacuateur de crues;	D	1
Phase05: Préparation des zones d'emprunt;	E	2
Phase06: Réalisation (coffrage+coulage) de l'évacuateur de crues;	F	2
Phase07: Déboisement de la cuvette;	G	3
Phase08: Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations;	H	1
Phase09: Approvisionnement du filter ;	I	2
Phase10: Mise en place D'un système de drainage;	J	1
Phase11: Remblai compacté;	K	4
Phase12: Revêtements de talus ;	L	3
Phase13: Equipements hydraulique;	M	1
Phase14: Travauxdesfinitions;	N	2

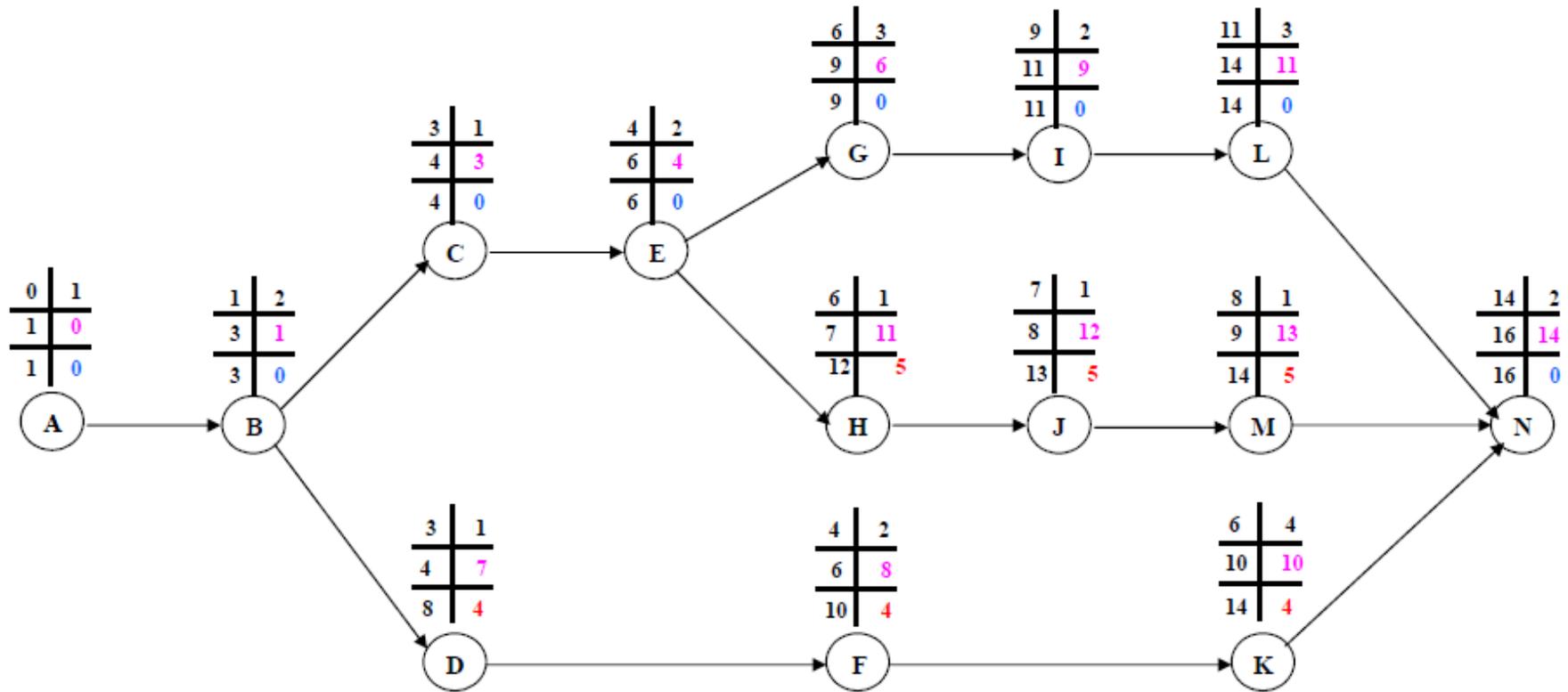


Figure. VII.1 : Réseau à nœuds

VII.9. 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).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3: Détermination des chemins critiques :

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	2	1	3	1	3	0
C	1	3	4	3	4	0
D	1	3	4	7	8	4
E	2	4	6	4	6	0
F	2	4	6	8	10	4
G	3	6	9	6	9	0
H	1	6	7	11	12	5
I	2	9	11	9	11	0
J	1	7	8	12	13	5
K	4	6	10	10	14	4
L	3	11	14	11	14	0
M	1	8	9	13	14	5
N	2	14	16	14	16	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire sur oued Chaaba est égal à 16 mois.

Tableau VII.4 : programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire sur oued Chaaba

Phase de réalisation	Mois01	Mois02	Mois03	Mois04	Mois05	Mois06	Mois07	Mois08	Mois09	Mois10	Mois11	Mois12	Mois13	Mois14	Mois15	Mois16
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier);	1															
Phase02 :Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage;		2														
Phase 03 : Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange;				1												
Phase 04 : Excavations de l'évacuateur de crues;				1												
Phase 05 : Préparation des zones d'emprunt;					2											
Phase 06 :Réalisation (coffrage +coulage) de l'évacuateur de crues;					2											
Phase 07 :Déboisement de la cuvette ;							3									
Phase08 :Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations ;							1									
Phase 09 :Approvisionnement du filtre ;									2							
Phase 10 : Mise en place un système de drainage;								1								
Phase 11 :Remblai compacté;						4										
Phase 12 :Revêtements de talus;												3				
Phase 13 :Equipements hydraulique ;									1							
Phase 14 :Travaux des finitions;															2	

VII.10. Le devis estimatif et quantitatif du barrage :

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour le barrage, l'évacuateur de crues, le batardeau et la dérivation provisoire les résultats sont donnés sous forme de tableaux :

VII.10.1 Le coût de la digue :**Tableau VII.5 :** Calcul des volumes des travaux de la digue :

		Volumes des Travaux									
		Argiles		Enrochement		Gravier		Sable		Décapage	
Coupe	Li	Si	Vi	Si	Vi	Si	Vi	Si	Vi	Si	Vi
N°	[m]	[m ²]	[m ³]	[m ²]	[m ³]	[m ²]	[m ³]	[m ²]	[m ³]	[m ²]	[m ³]
0		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	29,55	0,27	7,9785	0,61	18,0255	0,61	12,1155	0,41	12,1155	6,66	196,803
2	20	6,73	134,6	6,15	123	5,15	18,0255	0,61	18,0255	13,32	266,4
3	20	35,59	711,8	17,36	347,2	7,36	103	5,15	103	19,89	397,8
4	20	85,37	1707,4	29,07	581,4	12,07	147,2	7,36	147,2	28,17	563,4
5	20	39,88	797,6	17,86	357,2	7,86	241,4	12,07	241,4	15,54	310,8
6	20	8,04	160,8	9,64	192,8	4,64	157,2	7,86	157,2	11,33	226,6
7	20	1,95	39	0,92	18,4	0,92	92,8	4,64	92,8	6,85	137
8	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Total	115,87		3559,18		1638,03		771,741		771,74		2098,803

Tableau VII.6 : Devis estimatif de la digue :

Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaires	Prix Total
Remblai de la digue par couches successives de 20 cm d'épaisseur y compris toutes éventuelles sujétions :				
* Argile du noyau de la digue	m ³	3 559,18	500	1 779 000,00
* Recharges de la digue	m ³	13 010,38	600	7 838 700,00
* Talus aval en T,V,O	m ³	513	500	256 500,00
toutes éventuelles sujétions. Gravier la mise en place de la transition T2 y compris toutes éventuelles sujétions. Sable				
* talus amont et noyau :	m ³	1 277,50	1 500,00	1 916 250,00
la mise en place des Rip Rap y compris toutes éventuelles sujétions				
* Digue (Talus amont) :	m ³	1 638,03	2 500,00	4 051 000,00
Transition drain du pied gravier	m ³	110	2 500,00	275 000,00
Déblai au niveau de la clé d'ancrage	m ³	1871	300	561 300,00
décapage des terres végétales	m ³	2098,803	200	419 760,60
le cout de la variante 2 : digue variante zoné (DA)	19 406 010,60			

Volume total de la digue : 24077.59m³

VII.10.2. Le coût de l'évacuateur de crue :

Le calcul est basé sur les coupes en travers de la digue

Tableau VII.7 : Devis estimatif de l'évacuateur de crues :

Travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire [DA]	Prix total [Million DA]
Béton Armé	m ³	240,14	28000	6723920
Béton propreté	m ³	63,65	5000	318250
Lit de sable	m ³	47,02	900	42318
Déblais	m ³	3792,5	400	1517000
Joint water stop	ml	559	200	111800
				8 713 288,00

Tableau VII.8 : Le cout total de l'aménagement :

Désignations	Prix (D.A)
- I) Digue:	19 406 010,60
- II) Evacuateur de crue :	8 713 288,00
- III) Prise d'eau et Vidange de Fond :	5 529 000
- IV) Travaux divers :	1 648 200
Prix Total de l'aménagement DA:	35 296 498 ,60

Les travaux divers tel que (l'installation du chantier, aménagement des pistes au site et à la zone d'emprunt, l'énergie électrique, alimentation en eau , équipement hydromécaniqueetc) sont estimés d'après l'importance de l'ouvrage à 5% du montant de réalisation de la digue , l'évacuateur de crue et vidange de fond .

$$19\ 406\ 010,60 * 0,05 = 970300,53\text{DA}$$

Conclusion :

Donc le montant totale de la retenue collinaire est de : **35 296 498 ,60 DA.**

Les conditions topographiques et économiques du site, nous avons élaboré les indices suivants :

- $I_1 = \text{Capacité totale (m}^3\text{)} / \text{Volume de la digue (m}^3\text{)}$
- $I_3 = \text{Coût estimé du projet (D.A)} / (\text{Volume utile (m}^3\text{)} \times 10)$
- $I_4 = \text{Coût estimé du projet (D.A)} / (\text{Capacité totale (m}^3\text{)} \times 10)$.

Avec :

Volume NNR : 56328,61 m³

Capacité totale de la retenue : 82000 m³

Volume de la digue : 24077,59 m³

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.9 : Indices indicatifs de la rentabilité de l'ouvrage

Indice	Valeur
I_1	3.44
$I_3 \text{ (D.A/m}^3\text{)}$	74,43
$I_4 \text{ (D.A/m}^3\text{)}$	64,68

Si on se réfère au coefficient d'efficacité on peut dire que le site d'oued Chaaba a une rentabilité **bonne**, avec un impact positif pour la région et sa population du fait de la disponibilité de l'eau que va engendrer cet ouvrage pour l'agriculture et le cheptel et pour pallier l'insuffisance des ressources dans la zone.

Le site est techniquement faisable et moyennement rentable économiquement

Chapitre VIII

Etude de l'impact sur l'environnement

Introduction :

Le présent chapitre s'attache à évaluer les effets positifs et négatifs de ce projet sur son environnement naturel et humain et à proposer des modalités de réalisation, de fonctionnement ou d'accompagnement susceptibles de réduire significativement les effets négatifs.

VIII.1. Le champ d'application de l'évaluation :

Les impacts prévisibles du projet de la retenue sur l'environnement sont liés aux différentes phases de réalisation du projet. En effet, on distingue des effets en relation avec :

- les chantiers de construction des ouvrages, y compris zones d'emprunts.
- la création de la retenue de stockage d'eau,
- les usages de l'eau, en outre l'utilisation de la ressource.

D'autres effets sont permanents et définitifs : par exemple la disparition d'un espace utilisé par l'agriculture du fait de la mise en eau de la cuvette, la transformation des sites et du paysage.

Enfin, certains effets sont qualifiés de permanents mais ils sont réversibles ou adaptables : il s'agit par exemple de la modification des débits à l'aval de la retenue de Oued chaaba.

L'autre caractéristique amène à différencier :

- les impacts positifs
- les impacts négatifs

Certaines actions ou situations pouvant d'ailleurs renfermer en même temps des aspects négatifs et des aspects positifs.

VIII.2. Les Impacts En Phase « Réalisation » :

Il s'agit avant tout des effets des chantiers. Ils concernent aussi bien le secteur du barrage et zones d'emprunts.

VIII.2.1. Faune et flore :

Les travaux nécessaires à la réalisation des pistes de chantiers, à la création des ouvrages, et à l'implantation temporaire des installations de chantiers vont détruire des végétaux, des groupements d'espèces et des habitats pour les espèces animales qui fréquentent les espaces correspondants.

Il en sera de même lors des défrichements nécessaires aux reconnaissances et implantations des ouvrages et lors de la mise en eau de la cuvette.

La destruction de ces espaces naturels correspond pour la faune à une destruction d'habitats, c'est-à-dire à des zones de refuge, de nourrissage et/ou de reproduction.

En parallèle, la submersion de quelques surfaces de terres cultivées aura le même type de conséquences pour les espèces qui leur sont liées.

La présence d'une masse d'eau (lac) peut également créer un effet de coupure dans les dynamiques de déplacement des espèces animales.

Il n'existe pas d'alternative à cette situation. Par contre, on peut considérer que la présence de la retenue va entraîner la création de nouveaux biotopes et favoriser l'installation d'espèces inféodées à l'eau et adaptées aux conditions de fluctuation du niveau de la retenue. Il y aura donc transformation des conditions de milieux et des écosystèmes locaux associés.

Les chantiers provoqueront en outre des dérangements pour la faune : bruit, poussière, vent et vibration...

Ces nuisances pousseront les animaux qui le peuvent à se déplacer et à rechercher de nouveaux espaces d'accueil aux environs de la retenue.

Ceci ne sera possible que dans la mesure où ils retrouveront le même type d'habitat pour les espèces les plus spécialisées ou les moins opportunistes et dans la limite des phénomènes de territoires.

VIII.2.2. Déplacement de population et foncier :

La zone d'emprise de la cuvette de la retenue n'est pas habitée. L'enquête parcellaire n'a pas identifié le nombre de personnes résidant de façon permanente dans la zone de la future retenue.

VIII.2.3. Equipements et infrastructures :**a) Zone du barrage :**

Au niveau du barrage, la retenue va interrompre les routes qui empruntent la cuvette et desservent les localités éparses.

Le trafic camion nécessaire aux approvisionnements des chantiers du barrage entraînera inévitablement des dégradations de chaussées.

On notera toutefois que l'essentiel des agrégats nécessaires à la construction de la digue sera extrait dans la cuvette, soit depuis la carrière et central à béton située en aval du barrage, ce qui réduira d'autant les rotations de camions provenant de l'extérieur.

b) Activités productives :

Les effets potentiels dans ce domaine concernent essentiellement les environs du barrage.

Deux types d'effets peuvent être identifiés :

➤ sur l'agriculture

Deux effets négatifs peuvent être imputés au projet :

- d'une part la disparition des terres agricoles correspondant à l'emprise de la cuvette de la retenue.

- d'autre part, la réduction de la disponibilité en eau d'irrigation pour les terres cultivées

Cet effet va être particulièrement sensible pendant toute la période de remplissage du réservoir, puisque l'essentiel du débit va être stocké. Mais cet effet sera également sensible en période de fonctionnement normal de la retenue « impacts en phase exploitation ».

➤ sur l'activité économique liée aux chantiers

Les travaux de construction des ouvrages constituent une source potentielle importante :

- d'emplois locaux. Les entreprises en charge des travaux devraient vraisemblablement faire appel à de la main d'œuvre locale,

- d'activité économique induite, par exemple pour l'hébergement et la restauration des équipes des chantiers,

- de débouchés pour les ressources naturelles locales en complément des matériaux extraits dans la cuvette du barrage.

Les compétences nécessaires à la réalisation des ouvrages vont être recherchées aussi bien sur place qu'à l'extérieur de la région pour les emplois les plus spécialisés ou pour l'encadrement. Les personnels non résidant dans la région seront à l'origine de dépenses de type hébergement, restauration, transports qui seront injectées dans l'économie locale.

c) Nuisances pour les riverains :

Comme tout chantier de construction, ceux-ci vont entraîner des nuisances pour les riverains :

- bruit
- poussière et pollution atmosphérique
- encombrement sur les routes d'accès
- modification des conditions de circulation
- interdiction d'accès à certaines zones
- etc.

Des dispositions relatives à l'organisation des travaux et à l'information de la population contribueront à réduire les effets négatifs.

1/ Le bruit :

Les principales sources de bruit provenant des chantiers sont

- Les travaux de défrichage de la zone de la cuvette
- Les travaux de terrassements nécessaires à l'édification de plates-formes.
- Le flux de trafic routier pour l'approvisionnement des chantiers, l'évacuation des déblais, le transport des ouvriers.

En matière de bruit, on peut signaler les caractéristiques suivantes :

- Niveaux sonores de certains engins de chantier :

- une pelle mécanique émet généralement des niveaux sonores de l'ordre de 100 dB à 7 m,
- le passage d'un camion en charge mesuré à 30 m représente une puissance acoustique de 80 dB
- les niveaux sonores d'engins de terrassement peut atteindre 100 dB à la source.
- la propagation du bruit se fait essentiellement par voie aérienne et son intensité décroît progressivement en fonction de la distance entre le point d'émission et les points de réception. On admet une atténuation de 6 dB chaque fois que la distance double (si le bruit s'échappe dans toutes les directions en même temps). Mais le vent, la topographie, la végétation... modifient cette propagation. le bruit peut entraîner, pour les personnes qui y sont exposées, stress, troubles divers tels que perturbation du sommeil, fatigue, palpitations, agressivité, repli sur soi... . La dangerosité proprement dite n'est toutefois pas avérée pour les valeurs inférieures à 85dB

L'OMS a donné les indications suivantes sur le bruit ambiant :

Tableau. VIII.1 : indications sur le bruit ambiant (organisation mondial de santé) :

Nombre dB	Sensation auditive	Bruit extérieur
40 à 50	Assez calme	Bruits minimaux dans une rue
50 à 60	Bruits courants	Rue tranquille, résidentielle
65 à 75	Bruyant mais supportables	Circulation importante (70 dB)
85 à 95	Pénible à entendre	Circulation intense
120	Seuil de douleur	Moteur d'avion à quelques mètres

Joueront un rôle dans la propagation et la dispersion de ces poussières. Ces poussières peuvent créer des gênes et nuisances aux habitants telles que

- effets induits sur les productions maraîchères familiales ou agricoles.
- poudrage des véhicules
- effets induits sur la circulation, les transports ;
- effets induits sur la santé.

L'intensification du trafic peut être à l'origine d'une élévation du niveau de pollution atmosphérique de même que l'utilisation d'engins de chantier mal réglés, émetteurs de gaz d'échappement indésirables.

Cette intensification du trafic est liée :

- au transport quotidien des personnels sur les chantiers.
- aux transports courants des approvisionnements des chantiers en matériaux et en matériels. Les rotations moyennes sont estimées à une dizaine par jour.
- acheminement et au repliement des installations et des matériels les plus importants.

2/ Santé publique :

Les effets potentiels de la phase de réalisation des ouvrages sur la santé publique sont à mettre en relation avec les nuisances, telles que décrites ci-dessus, que vont occasionner les chantiers aux riverains.

Les chantiers peuvent également être à l'origine :

- d'accroissement des risques d'accidents de la circulation, à la fois à cause de :
- l'augmentation du trafic camions ;
- les salissures de chaussées provoquées par les camions, qui peuvent rendre les routes glissantes ;
- les modifications temporaires des conditions de circulation,

La maîtrise de ces nuisances et les dispositions prises pour assurer la sécurité des personnes limiteront les risques et les effets négatifs.

3/ Paysages :

Les travaux, installations de chantiers, présence d'engins vont modifier considérablement le paysage local dans la cuvette du barrage

Cette modification va être progressive, au fur et à mesure de l'avancement de l'implantation

VIII.3. Les impacts en phase « exploitation » :**VIII.3.1. Erosion :**

En conséquence, le projet de barrage n'aura pas d'effet aggravant sur les phénomènes d'érosion existants.

Par rapport à l'aval, une retenue a toujours un effet de stockage d'une partie du transport solide apporté par les eaux. Ceci a pour conséquence :

- de réduire la capacité utile de la retenue,
- d'envisager éventuellement à terme une phase de vidange,

VIII.4. Récapitulatif des impacts principaux :

Il s'agit d'effets possibles négatifs en l'absence de mesures de précaution. Les effets positifs sont signalés comme tels.

Tableau VIII. 2 : Récapitulation des principaux impacts

Domaine	En phase travaux	En phase exploitation
Faune - flore	Faible	Faible
Déplacement de population	0 famille dans la zone d'emprise	Néant
Activité agricole	Faible Disparition de 9.8km ² dans l'emprise de la cuvette	Positif disponibilité en eau pour l'irrigation de 213 h
Activité économique globale	Positif présence des personnels aux chantiers consommant de l'hébergement et de la restauration, contrats pour les entreprises	Positif Assurer l'irrigation dans le périmètre irrigable

VIII.5. Mesures pour minimiser les impacts négatifs éventuels :**VIII.5.1. Présentation :**

Les effets potentiellement négatifs découlant de la réalisation et de l'exploitation de la retenue Oued Chaaba sont liés aux problèmes suivants :

- nuisances de voisinage liées aux chantiers.
- modification des paysages locaux par les pistes.
- réduction du débit transitant en aval des ouvrages en phase de remplissage.

Certains effets ou l'apparition des risques peuvent être réduits par la mise en œuvre de mesures de précautions, qui sont décrites et recommandées ci-dessous.

VIII.5.2. Nuisances au voisinage des chantiers :

La recommandation principale pour pallier ces nuisances consiste à organiser le fonctionnement des chantiers en tenant compte des habitudes de vie et des contraintes des habitants proches des sites à aménager et à faire une information ciblée auprès de la population.

On rappelle que peu de population permanente est susceptible de subir les nuisances de type bruit, poussière, pollution atmosphérique due aux chantiers.

Pour limiter les nuisances sonores, il est recommandé :

- De retenir des horaires de chantier diurnes et pour les jours ouvrés exclusivement dans les secteurs à proximité des habitations, les nuisances sonores étant mieux supportées en période d'activité de jour qu'en période nocturne de repos. Les horaires habituels sont 8h-12h et 13h-17h.
- De localiser les plates-formes "bases de vie", parc de matériels, zones de stockage des matériaux à l'écart des lieux habités.
- D'utiliser des engins qui répondent aux normes en vigueur en matière de limitation des émissions sonores.
 - d'informer la population sur les travaux et leur avancement.
 - D'étudier des plans de circulation qui permettent de maintenir des accès pour les habitants.
 - D'adopter des horaires qui permettent de décaler les utilisations de voies d'accès si nécessaire.
 - De procéder à des nettoyages de chaussée en cas de risque de chaussée rendue glissante ;
 - De remettre en état les chaussées dégradées, à la fin des travaux ;
 - D'informer la population sur les plans de circulation, par exemple par voie d'affichage dans les lieux habités et sur les voies d'accès.

VIII.5.3. Paysage :

En matière de paysages, il conviendra de veiller au nettoyage des zones de chantiers à la fin des travaux de façon à ne pas laisser sur place des matériaux, vieux matériels, etc.... susceptibles d'être assimilés à des déchets ou rebuts.

Adapter la gestion de la retenue :

La gestion de la retenue doit être conduite de façon à éviter l'alimentation par la prise d'eau en période de crues, pour limiter les apports en matières en suspension,

VIII.6. Précautions lors des travaux :**VIII.6.1. Précautions vis-à-vis des personnels :**

Les précautions à prendre pour assurer la sécurité des ouvriers seront conformes aux dispositifs réglementaires en vigueur et imposées aux entreprises.

L'intervention d'un coordonnateur - ou d'une cellule de coordination - pourra améliorer la sécurité générale. Ce coordonnateur sera en mesure de proposer des adaptations en fonction d'évolution de la situation ou d'évènements imprévisibles.

VIII.6.2. Précautions pendant la phase chantier :

Diverses dispositions seront prises et imposées aux entreprises pendant les travaux pour limiter les risques de pollution des cours d'eau pendant les chantiers de construction.

Dans tous les cas les entreprises auront l'obligation d'assurer (ou de faire procéder) le stockage provisoire, le transport et l'élimination des déchets selon les règles en vigueur (des dispositions différentes pourront être retenues selon la nature des déchets produits) et, dans tous les cas d'éloigner ces déchets des cours d'eau.

De même, les entreprises auront l'obligation de procéder à une vérification périodique des matériels tant au niveau des émissions de gaz d'échappement que des niveaux sonores et de l'étanchéité des réservoirs d'huile et de carburant.

VIII.6.3. Précautions par rapport au risque de rupture du barrage :

Toutes les précautions seront prises pour réduire le risque de rupture de la retenue d'Oued chaaba à une probabilité infinitésimale.

Pour éviter qu'une telle catastrophe ne se produise, les moyens à mettre en œuvre interviennent à plusieurs stades de la vie du projet : lors des études, de la construction, de l'exploitation.

1/ au stade des études :

➤ Le dimensionnement du barrage doit être effectué dans les règles de l'art ; l'étude de stabilité est un point clef du dimensionnement pour laquelle les différents cas de charges normaux et extrêmes (prise en compte du risque sismique) doivent être examinés ;

➤ Les études d'exécution doivent être menées rigoureusement en adaptant si nécessaire le projet compte tenu des conditions géologiques réelles rencontrées. Dans le cas de Oued chaaba, la bonne qualité de la fondation est un élément favorable indéniable ;

2/ au stade des travaux :

➤ S'assurer que l'ouvrage est construit conformément aux spécifications techniques du marché de travaux et acter de toutes les modifications apportées au cours de l'exécution.

➤ A ce titre l'établissement des plans « conformes » à exécution et d'une monographie exhaustive de la construction (Rapport de Travaux) est l'assurance de pouvoir comprendre après coup l'origine de tout incident qui surviendrait ;

➤ S'assurer que le dispositif d'auscultation préconisé est effectivement mis en place et opérationnel de suite ;

➤ Suivre et analyser la phase critique de première mise en eau, qui est toujours très révélatrice de désordres cachés, en respectant les paliers de mise en eau recommandés

3/ au stade de l'exploitation :

➤ Surveiller régulièrement le comportement du barrage et le fonctionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crues, vidange de fond), par le biais des dispositifs d'auscultation et de visites et fonctionnements périodiques des dispositifs de vannage.

➤ Avant l'annonce d'une crue, dans les situations critiques au cours desquelles le barrage pourrait déverser, il est primordial d'assurer une gestion anticipée du réservoir

➤ Mettre en œuvre, à l'aval du barrage, un dispositif d'alarme, destiné à prévenir les populations à l'aval, en cas de risque majeur. Cela suppose la mise en œuvre d'un plan global de sensibilisation du public et d'évacuation.

VIII.7. Altérations hydrologiques et biologiques :

Plusieurs études ont fait appel à la modélisation hydrologique de bassin pour mieux cibler l'impact cumulé des altérations hydrologiques sur les poissons ou les macroinvertébrés. Par exemple, (Carlisle et al. 201160) ont extrapolé statistiquement des débits naturalisés aux USA (forêts aléatoires) pour estimer des altérations hydrologiques observées près des sites d'échantillonnages biologiques. Ils suggèrent que des diminutions des débits extrêmes (étiages et crues) favorisent les organismes typiques des lacs ou courants faibles, préférant des substrats fins ou présentant des stades aériens. Bien que la qualité de l'eau puisse jouer sur ces résultats, ils indiquent un effet cumulé de l'altération des débits dans le sens ou une altération à large échelle génère un impact écologique à large échelle.

VIII.8. Effets rétroactifs :

(Exemple de l'influence de la création de retenues d'irrigation sur les systèmes de culture)

La création de retenues a clairement un impact sur les cultures du bassin versant (en amont et/ou aval de la retenue). En effet, la mise à disposition de l'agriculteur d'un volume d'eau supplémentaire et « assuré » permet à celui-ci de choisir d'implanter une diversité plus importante de cultures (introduction de cultures irriguées dans un assolement préalablement en sec), ou d'augmenter ses surfaces en cultures irriguées, ou encore d'accéder à des cultures sous contrat (impliquant souvent un accès sécurisé à une ressource en eau) . La modification de l'assolement modifie les flux d'eau et de polluants. Chaque parcelle cultivée génère des flux de ruissellement et drainage différents selon la période de couverture du sol et l'intensité du couvert végétal et la conduite de la culture : la protection phytosanitaire et la fertilisation auront un impact sur la qualité de l'eau drainée et ruisselée, la conduite de l'irrigation aura un impact sur l'intensité d'utilisation de l'eau du sol (et donc sur la quantité de ruissellement et de drainage généré). Par ailleurs, l'arrangement spatial des cultures au sein du bassin versant peut favoriser ou au contraire limiter les flux de ruissellement (en jouant notamment sur la localisation et la période des zones en sol nu et en végétation). Ces flux ruisselés et drainés peuvent alimenter la retenue qui a généré le changement d'assolement ou des retenues situées plus en aval. Selon le mode de fixation des éléments (nitrates, phosphore, phytosanitaires) aux sédiments et le mode de vidange de la retenue, celle-ci aura soit un rôle tampon positif qui améliorera la qualité de l'eau des cours d'eau en aval, soit un rôle négatif en transmettant les polluants en aval, voire en amplifiant cet impact négatif en cas d'eutrophisation, avec relargage de cyanobactéries et de matière organique. Il faut noter également que les systèmes de culture ont un effet sur le niveau des retenues non seulement par le biais de leur contribution plus ou moins forte au remplissage de celles-ci par le biais des flux de ruissellement ou sub-surface du bassin versant amont, mais aussi par leur contribution à la vidange de la retenue par pompage pour l'irrigation. Cet effet sur la dynamique de remplissage/vidange des retenues sera différent selon la part de cultures irriguées (vs. pluviales), le type de conduite de l'irrigation (restrictive vs. excessive) et la variabilité du climat (qui va conditionner les dates de semis, les choix de culture et de précocité, choix de culture et donc la période d'utilisation de l'eau).

Généralement Impacts du projet sur l'environnement ;

- Impacts paysagers et mesures pour les diminuer
- Impacts sur la flore terrestre et mesures pour la diminuer
- Impacts sur la faune terrestre et mesures pour la diminuer
- Impacts sur la qualité des eaux et mesures pour la diminuer

Conclusion :

La construction de retenues collinaires peut être indispensable dans certains cas, notamment dans un contexte d'explosion démographique. Il est difficile de trouver un site qui n'occasionnera aucun impact sur le milieu environnant, les contraintes topographiques, géologiques et hydrologiques étant très importantes en milieu montagnard. Si les enjeux économiques sont jugés prédominants, il peut exister des mesures visant à réduire les impacts ou à les compenser. Lors de la présentation du projet, des mesures compensatoires sont proposées par l'Agence Nationale pour la Conservation de la Nature (ANN) pour notre site ainsi qu'une étude d'impacts complète qui fera un de nos objectifs principaux.

Conclusion générale

Le présent travail, nous a permis de réaliser une étude plus ou moins satisfaisante, sur la faisabilité de projeter une retenue collinaire sur Oued Chaaba dans la wilaya de Batna dont le but principal sera d'irriguer les surfaces avoisinantes.

Un petit barrage doit rester un ouvrage de conception simple, de réalisation simple, d'entretien simple. Mais ce critère de simplicité doit toujours laisser le pas au critère de sécurité.

La bonne estimation du débit de crue s'avère très importante pour la prévention contre les éventuels risques de rupture et de fissuration qui peuvent endommager définitivement le bon fonctionnement de notre ouvrage. Et c'est dans cette logique que notre étude a été réalisée.

Premièrement, une étude géologique et géotechnique approfondie s'impose, elle comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction. Cette dernière a révélé que des travaux de confortement et de stabilité s'avèrent indispensables afin de protéger la future retenue contre d'éventuels risques d'envasement rapide et de débordement de la lame d'eau.

Deuxièmement, une étude des variables détaillée nous a permis de choisir la variante la plus adéquate à notre site la digue sera du type zoné, sa partie centrale ou noyau sera réalisée avec l'argile verdâtre qui est destinée à la confection du noyau en utilisant les matériaux appartenant à la zone d'emprunt n°1.

Dans la troisième étape, en premier lieu la dérivation de la crue de chantier sera assurée par une conduite en acier de 300mm de diamètre qui jouera le rôle de l'ouvrage de vidange de fond en phase d'exploitation du petit barrage, nous avons opté pour un évacuateur de crues latérale à entonement frontale placé en rive gauche

Des calculs technico-économiques ont été faits pour choisir l'optimum et faire le choix le plus économique, la largeur versante de l'évacuateur de crues est de 12m avec une hauteur déversant de 1.38m .

Enfin, la quatrième étape est consacrée à la validation de notre projet par une étude de stabilité de sa digue.

La confrontation des résultats de notre étude géologique, hydrologique, étude des variantes et l'étude des ouvrages annexes semble plaider pour la validation du choix du site en effet le barrage est techniquement réalisable et moyennement rentable économiquement.

Annexes

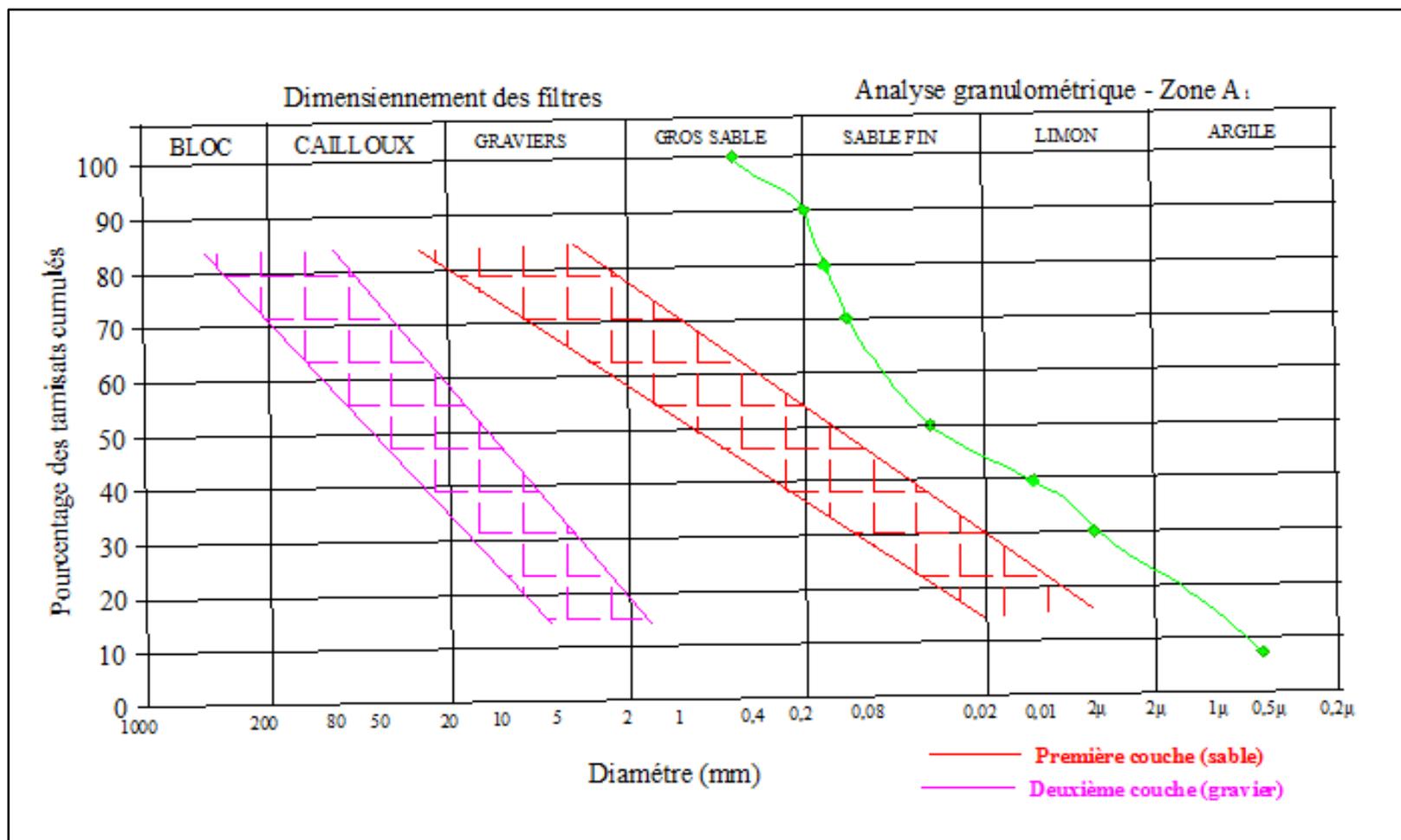
Annexe A01 : Caractéristiques géotechniques du remblai de la digue :

Caractéristiques géotechniques	Unité	Zone d'emprunt n° 1	Zone d'emprunt n° 2
1- Densité de construction (δ_{const})	KN/ m ³	16,6	14
2 – Densité de saturation (δ_{sat})	KN/m ³	21,3	19,4
3 – Teneur en eau o.p.t const (W_{opt})	%	17,6	23,3
4 – Teneur en eau saturation (W_{sat})	%	18,5	29,6
5 – Angle de frottement interne (φ_{uu})	(°)	17,41	19,03
6 – Cohésion (C_{uu})	KN-m ²	27	24
7 – Angle de frottement effectif (φ')	(°)	16,69	13,49
8 – Cohésion effective (C')	KN/m ²	12,15	10,8
9 – Pression de consolidation (p_c)	KN/m ²	/	314
10 – Coefficient de compressibilité (C_c)	/	0,33	0,17
11 – Coefficient de gonflement (C_g)	/	/	0,03
12 – Coefficient de perméabilité (K)	m/s	4×10^{-8}	$0,31 \times 10^{-8}$

Annexe A02 Caractéristiques géotechnique de la fondation de la digue

Caractéristiques géotechniques	Unité	Valeur
1 – Densité de saturation (δ_{sat})	KN/m ³	20
2 – Angle de frottement interne (φ_{uu})	(°)	16
3 – Angle de frottement effectif (φ')	(°)	14,5
4 - Cohésion(C_U)	KN/m ²	13
5 – Cohésion effective (C')	KN/m ²	5,85
6 – Coefficient de perméabilité (K)	m/s	4×10^{-8}

Annexes A03 : Fuseau granulométrique des filtres et drains



ANNEXE B 01**Pluies moyennes mensuelles et annuelles de la station de référence (051201)**

années	sept	Oct.	Nov.	Dec.	Janv.	Fev.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	annuel
1972	70,9	60,5	0	46,8	29,9	46	64	46	4,2	22,2	1,2	14,7	406,4
1973	36,7	0	19,5	57,9	0	34,8	65,7	56,4	6	24,8	1,6	0	303,4
1974	7	33	24,5	3	29	61,1	45	44,2	38	0	0	0	284,8
1975	27	0	24	7	31	82	29,5	44	56,5	46,5	13	0	360,5
1976	73	43	32	27	54,2	3	16,7	30,7	78,6	0	0	14,3	372,5
1977	1	0	36	0	21	7	37	43,7	17	0	0	16	178,7
1978	3,1	32,2	11,3	6,3	33,1	49,2	37,9	73,1	24	13,5	0	0	283,7
1979	29,8	22	5,4	5,2	8,8	49,6	70,1	29	73,1	8,2	0	3	304,2
1980	17,5	0	66,5	63,7	0	21,9	39	38,1	5	34,1	0	17,4	303,2
1981	15,1	30,1	3,5	22,8	39,4	32,3	38	69,2	24,3	27,2	0	0	301,9
1982	19,9	73,6	123,4	10,9	0	18,7	40,99	7,5	6,4	0,4	0	0	301,79
1983	0	26,8	29,69	41,57	18,2	33	40,99	13,7	42,27	9	0	8,44	263,66
1984	32,31	40,3	15,8	49,3	37,1	14,9	92,5	26,9	74,8	0	0	0	383,91
1985	31,7	42,6	85,6	49,9	37,8	10,3	63,1	27,2	21,3	0	0	0	369,5
1986	71	27,5	21,9	58,8	17	33,7	13,7	0	30,9	0	0	0	274,5
1987	0	31,83	28,7	82,9	14,1	6,1	19,8	20,4	21,2	29,5	0	0	254,53
1988	4,5	15	18,9	119,1	8,5	24,8	13,3	33,6	46,4	30,1	3	7,8	325
1989	39,9	0	0	21,1	68,4	0	53,4	39,6	79,2	2,5	0	18,9	323
1990	26,1	0	24,1	30	0	27,4	51,4	23,7	29,2	15,7	5,7	12	245,3
1991	16,7	64,7	17,6	19,4	52,1	28,5	49,1	19,9	59,9	0	28	0	355,9
1992	40,9	0,8	51,1	61,3	14,8	15,9	15,6	12,9	56,6	5,2	5,3	0	280,4
1993	3,8	5	33,9	48,9	21,8	38,5	22,8	11,6	12,5	2,8	1,3	12,8	215,7
1994	47,3	61,7	10,6	15,2	13,9	20	31,7	31,7	0	26,7	3,4	1,5	263,7
1995	57,1	24,1	15,5	18,9	71,2	86	58,5	34,8	69	21,2	3,4	14,5	474,2
1998	25	12,5	37,7	18,7	43,5	13,6	4,8	21	7,8	9,5	37,4	6,8	238,3
1999	67,9	23,6	48,8	33,4	6,3	2,1	2,3	6,5	51,6	4,2	0	1	247,7
2000	30,7	29,1	24,4	31,9	25,8	7,2	2,9	17,4	29	0	0	5	203,4
2001	56,2	8,8	24,3	9,9	15,2	12,5	6,7	22,9	8,3	13,8	7,2	17,9	203,7
2002	1,7	23,5	88,1	48,1	98,9	22,2	25,9	56,8	34,7	26	9,5	15,2	450,6
2003	15,3	95	22,9	35,2	37	17,3	75,6	52,2	58,6	41,2	1	27,8	479,1
2004	8	38,7	69,3	91,5	10,5	24,4	19,5	14,6	3,7	9,5	9,6	1,8	301,1
2005	15	11,7	23	41,4	61,1	42,2	8	36,4	51	11,3	6,1	7,3	314,5
2006	33,8	6,1	23	41,7	28,1	9,2	73,9	37,8	27,7	2,8	0	1,3	285,4
2007	63,6	37,3	12,2	49,8	9,6	4,1	39,9	2,7	88,8	47	11	29	395
2008	67,4	56,4	31,8	45,2	111,2	43,9	55,8	98,3	63,8	0	4,4	12,5	590,7
2009	73,2	34,6	14	20,9	21,4	31,1	63,8	55,6	42,27	41,5	16,7	13,5	428,57
moy	31,39	28,11	31,08	37,07	30,28	27,07	38,58	33,34	37,32	14,62	4,69	7,79	321,35

ANNEXE B 02**Détail de calcul d'homogénéité de la série pluviométrique à la station de référence (051201)**

X	Y	XUY classé	rang	origine	XUY classé	rang	origine
406,4	323	590,7	1	Y	301,79	18	X
303,4	245,3	479,1	2	Y	301,1	19	Y
284,8	355,9	474,2	3	Y	285,4	20	Y
360,5	280,4	450,6	4	Y	284,8	21	X
372,5	215,7	428,57	5	Y	283,7	22	X
178,7	263,7	406,4	6	X	280,4	23	Y
283,7	474,2	395	7	Y	274,5	24	X
304,2	238,3	383,91	8	X	263,7	25	Y
303,2	247,7	372,5	9	X	263,66	26	X
301,9	203,4	369,5	10	X	254,53	27	X
301,79	203,7	360,5	11	X	247,7	28	Y
263,66	450,6	355,9	12	Y	245,3	29	Y
383,91	479,1	325	13	X	238,3	30	Y
369,5	301,1	323	14	Y	215,7	31	Y
274,5	314,5	314,5	15	Y	203,7	32	Y
254,53	285,4	304,2	16	X	203,4	33	Y
325	395	303,4	17	X	178,7	34	X
	590,7	303,2	18	X			
	428,57	301,9	19	X			

ANNEXE B 03**Pluies maximales journaliers de la station de références (051201)**

années	sept	Oct.	Nov.	Dec.	Janv.	Fev.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	annuel
1972	98,00	55,00	0,00	26,80	9,10	14,80	17,70	24,00	2,70	19,50	1,20	11,00	98,00
1973	35,00	0,00	18,50	17,60	0,00	11,00	50,90	16,70	4,30	13,00	1,60	0,00	50,90
1974	7,00	24,00	18,00	2,00	15,00	18,00	12,00	24,00	18,00	0,00	0,00	0,00	24,00
1975	15,00	0,00	14,00	4,00	18,00	24,00	8,00	16,00	21,00	22,00	13,00	0,00	24,00
1976	37,00	16,00	18,00	12,00	12,60	2,40	11,00	15,50	65,80	0,00	0,00	7,10	65,80
1977	1,00	0,00	24,00	0,00	8,00	4,00	8,00	11,70	8,00	0,00	0,00	7,00	24,00
1978	2,10	19,00	7,00	3,20	9,50	11,40	6,20	32,00	13,40	9,60	0,00	0,00	32,00
1979	8,20	8,20	4,00	3,50	4,00	17,70	48,70	7,10	37,00	8,20	0,00	3,00	48,70
1980	13,50	0,00	17,50	16,00	0,00	4,30	20,80	20,30	5,00	20,00	0,00	12,50	20,80
1981	9,70	20,90	3,50	8,00	15,90	12,00	27,50	17,30	8,00	27,20	0,00	0,00	27,50
1982	12,20	30,00	70,50	5,00	0,00	12,50	16,91	7,50	2,70	0,40	0,00	0,00	70,50
1983	0,00	18,00	14,81	16,12	5,70	8,00	16,91	6,00	21,23	9,00	0,00	4,30	21,23
1984	17,65	15,00	11,40	11,50	9,00	6,50	27,00	10,50	52,00	0,00	0,00	0,00	52,00
1985	18,80	20,00	58,00	15,00	15,50	4,60	32,50	11,70	12,80	0,00	0,00	0,00	58,00
1986	50,20	8,50	8,00	17,00	8,50	12,80	9,00	0,00	14,00	0,00	0,00	0,00	50,20
1987	0,00	15,48	10,00	27,50	9,50	3,60	6,90	15,20	8,00	18,00	0,00	0,00	27,50
1988	4,50	6,80	11,70	73,00	7,00	18,00	9,20	24,00	19,00	13,50	3,00	4,30	73,00
1989	21,30	0,00	0,00	9,00	37,30	0,00	31,40	14,00	40,00	2,50	0,00	11,30	40,00
1990	7,60	0,00	10,20	12,00	0,00	16,00	29,30	10,20	15,70	10,70	4,70	9,00	29,30
1991	7,20	22,70	10,00	10,20	34,00	27,00	12,00	9,60	49,00	0,00	16,00	0,00	49,00
1992	17,20	0,80	26,50	25,00	12,50	7,20	12,00	8,00	21,50	5,20	3,70	0,00	26,50
1993	3,80	5,00	12,40	19,50	8,00	13,10	21,70	8,60	10,00	2,80	0,70	10,50	21,70
1994	20,00	47,50	6,60	6,00	5,00	10,20	7,30	28,50	0,00	21,40	3,40	1,00	47,50
1995	14,00	16,00	2,50	8,70	32,00	25,40	25,00	17,00	36,00	15,20	1,80	6,60	36,00
1998	11,00	9,00	12,00	11,30	15,00	4,50	1,50	21,00	3,90	4,30	24,50	1,60	24,50
1999	46,70	7,70	11,50	24,00	3,30	2,10	1,60	6,00	73,40	2,70	0,00	1,00	73,40
2000	16,30	22,20	4,10	13,50	9,50	3,80	1,90	14,30	22,00	0,00	0,00	1,90	22,20
2001	18,40	6,30	14,20	4,30	11,00	7,50	4,90	7,00	3,50	9,50	3,20	10,10	18,40
2002	1,20	28,00	26,50	12,80	36,80	9,00	16,00	49,70	14,30	15,50	9,30	5,80	49,70
2003	6,10	39,00	10,40	7,10	14,80	7,30	34,40	48,60	25,10	17,20	1,00	11,70	48,60
2004	4,40	19,00	37,20	65,00	3,70	6,70	6,90	9,60	3,50	3,20	7,40	1,80	65,00
2005	9,30	4,20	7,70	14,70	17,70	32,50	5,10	68,00	20,90	11,30	2,90	7,00	68,00
2006	17,80	5,80	20,70	12,00	14,70	3,90	14,00	10,50	8,40	1,50	0,00	1,30	20,70
2007	22,00	17,00	1,80	35,70	5,80	3,00	14,80	2,00	29,90	34,00	11,00	13,80	35,70
2008	23,20	23,30	5,50	25,00	46,10	15,80	18,10	45,50	53,00	0,00	3,00	5,20	53,00
2009	38,00	27,00	4,50	6,40	11,00	11,30	21,60	27,50	21,23	44,20	14,30	6,00	44,20
moyenne	17,65	15,48	14,81	16,12	12,93	10,89	16,91	18,48	21,23	10,04	3,49	4,30	42,82

ANNEXE B 03

Détail du calcul de l'homogénéité de la série de pluies maximales journalières de la station de références (051201)

X	Y	XUY classé	rang	origine	XUY classé	rang	origine
98	29,3	98	1	X	32	18	X
50,9	49	73,4	2	Y	29,3	19	Y
24	26,5	73	3	X	27,5	20	X
24	21,7	70,5	4	X	27,5	21	X
65,8	47,5	68	5	Y	26,5	22	Y
24	36	65,8	6	X	24,5	23	Y
32	24,5	65	7	Y	24	24	Y
48,7	73,4	58	8	X	24	25	Y
20,8	22,2	52	9	X	24	26	X
27,5	18,4	50,9	10	X	22,2	27	Y
70,5	49,7	50,2	11	X	21,7	28	Y
21,23	48,6	49,7	12	Y	21,23	29	X
52	65	49	13	Y	20,8	30	X
58	68	48,7	14	X	20,7	31	Y
50,2	20,7	48,6	15	Y	18,4	32	Y
27,5	35,7	47,5	16	Y	53	33	Y
73	53	40	17	X	44,2	34	Y
40	44,2	36	18	Y	42,82	35	Y
	42,82	35,7	19	Y			

ANNEXE B04 Pluie fréquentielles de courte durée en mm sur le bassin versant d'Oued Chaaba

Période de retour	10		20		50		100		1000	
Fréquences	0.9		0.95		0.98		0.99		0.999	
T(h)	Pct (mm)	I0 (mm/H)	Pct (mm)	I0 (mm/H)	Pct (mm)	I0 (mm/H)	Pct (mm)	I0 (mm/H)	Pct (mm)	I0 (mm/H)
0,5	18,91	37,83	22,03	44,05	26,05	52,11	29,07	58,14	39,04	78,09
1	23,61	23,61	27,5	27,5	32,52	32,52	36,29	36,29	48,74	48,74
1,07	24,13	22,55	28,1	26,26	33,23	31,06	37,08	34,66	49,81	46,55
1,5	26,88	17,92	31,3	20,87	37,03	24,69	41,32	27,54	55,49	37
2	29,47	14,74	34,32	17,16	40,6	20,3	45,3	22,65	60,84	30,42
3	33,56	11,19	39,08	13,03	46,22	15,41	51,58	17,19	69,27	23,09
4	36,79	9,2	42,85	10,71	50,68	12,67	56,55	14,14	75,95	18,99
5	39,52	7,9	46,02	9,2	54,43	10,89	60,73	12,15	81,58	16,32
6	41,89	6,98	48,78	8,13	57,7	9,62	64,38	10,73	86,48	14,41

7	44,01	6,29	51,25	7,32	60,62	8,66	67,64	9,66	90,85	12,98
8	45,93	5,74	53,49	6,69	63,27	7,91	70,59	8,82	94,82	11,85
9	47,69	5,3	55,54	6,17	65,7	7,3	73,3	8,14	98,46	10,94
10	49,33	4,93	57,45	5,74	67,95	6,79	75,82	7,58	101,83	10,18
11	50,86	4,62	59,23	5,38	70,05	6,37	78,16	7,11	104,99	9,54
12	52,29	4,36	60,9	5,07	72,03	6	80,37	6,7	107,95	9
13	53,65	4,13	62,48	4,81	73,9	5,68	82,46	6,34	110,75	8,52
14	54,94	3,92	63,98	4,57	75,67	5,41	84,44	6,03	113,41	8,1
15	56,16	3,74	65,4	4,36	77,36	5,16	86,32	5,75	115,94	7,73
16	57,34	3,58	66,77	4,17	78,98	4,94	88,12	5,51	118,36	7,4
17	58,46	3,44	68,08	4	80,53	4,74	89,85	5,29	120,68	7,1
18	59,54	3,31	69,33	3,85	82,01	4,56	91,51	5,08	122,91	6,83
19	60,58	3,19	70,54	3,71	83,44	4,39	93,1	4,9	125,05	6,58
20	61,58	3,08	71,71	3,59	84,82	4,24	94,64	4,73	127,12	6,36
21	62,55	2,98	72,84	3,47	86,16	4,1	96,13	4,58	129,12	6,15
22	63,49	2,89	73,93	3,36	87,45	3,98	97,57	4,44	131,06	5,96
23	64,4	2,8	74,99	3,26	88,7	3,86	98,97	4,3	132,94	5,78
24	65,28	2,72	76,02	3,17	89,92	3,75	100,33	4,18	134,76	5,62

ANNEXEA05

Calcul des hydrogrammes de crues d'Oued Chaaba

Débits de crue					
Période de retour	10	20	50	100	1000
Temps (h)	Q(m ³ /s)				
0	0	0	0	0	0
0,2	0,58	0,67	0,78	1,98	2,66
0,35	1,77	2,07	2,4	6,05	8,13
0,5	3,62	4,21	4,9	12,34	16,6
0,65	6,12	7,12	8,28	20,86	28,06
0,8	9,27	10,79	12,54	31,6	42,5
0,95	13,07	15,21	17,69	44,56	59,93
1,07	16,58	19,3	22,44	56,53	76,03
1,15	3,07	3,58	4,15	10,47	14,09
1,3	2,25	2,62	3,04	7,68	10,33
1,45	1,59	1,85	2,15	5,43	7,3

1,6	1,08	1,25	1,45	3,67	4,93
1,75	0,69	0,8	0,93	2,34	3,14
1,9	0,4	0,47	0,54	1,37	1,85
2,05	0,21	0,25	0,29	0,72	0,97
2,2	0,09	0,11	0,13	0,32	0,43

ANNEXEA06

**Calcul du débit laminé pour les différentes largeurs déversantes avec la méthode de MUSKINGAM
Pour B=6m**

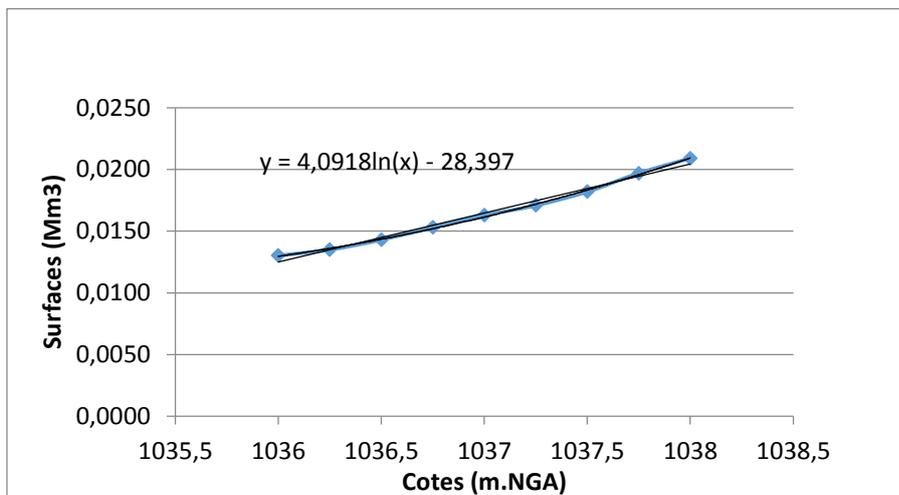
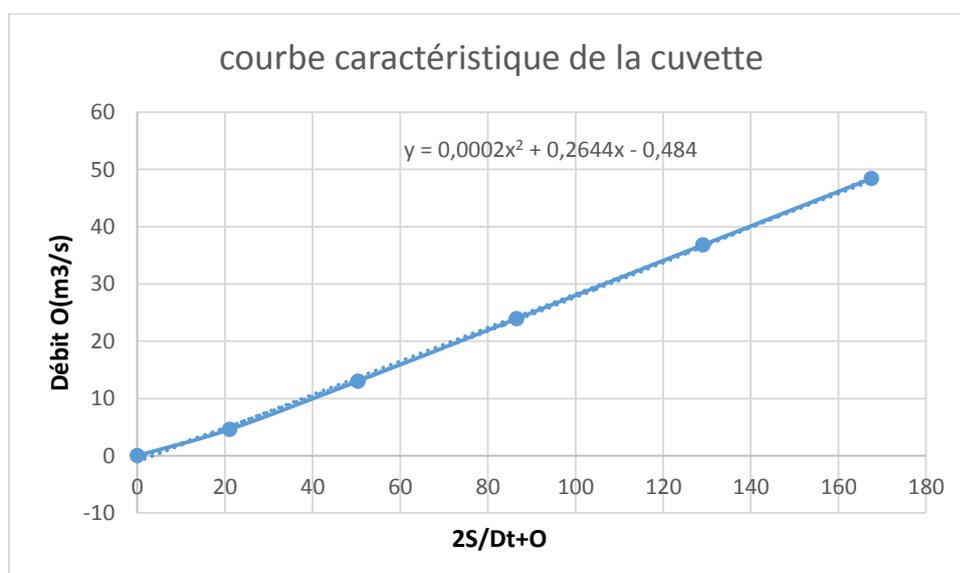


Figure 1: Modélisation de la courbe surface-hauteur

Pour une largeur du déversoir $b=6m$

H (m)	Cotes m NGA	A(M2)	S (M3)	O(M3/S)	2S/Dt+O
0	1036	12868,3297	0	0	0
0,5	1036,5	14842,6602	7421,33012	4,60371062	21,09555534
1	1037	16816,0386	16816,0386	13,02126	50,39023474
1,5	1037,5	18788,4658	28182,6986	23,9215821	86,54980131
2	1038	20759,9426	41519,8851	36,829685	129,0960963
2,4	1038,4	22336,4404	53607,4569	48,4138782	167,5415601
2,6	1038,6	23124,4615	60123,6	54,5899923	188,1979923
2,63	1038,63	23242,6516	61128,1738	55,5375393	191,3779255

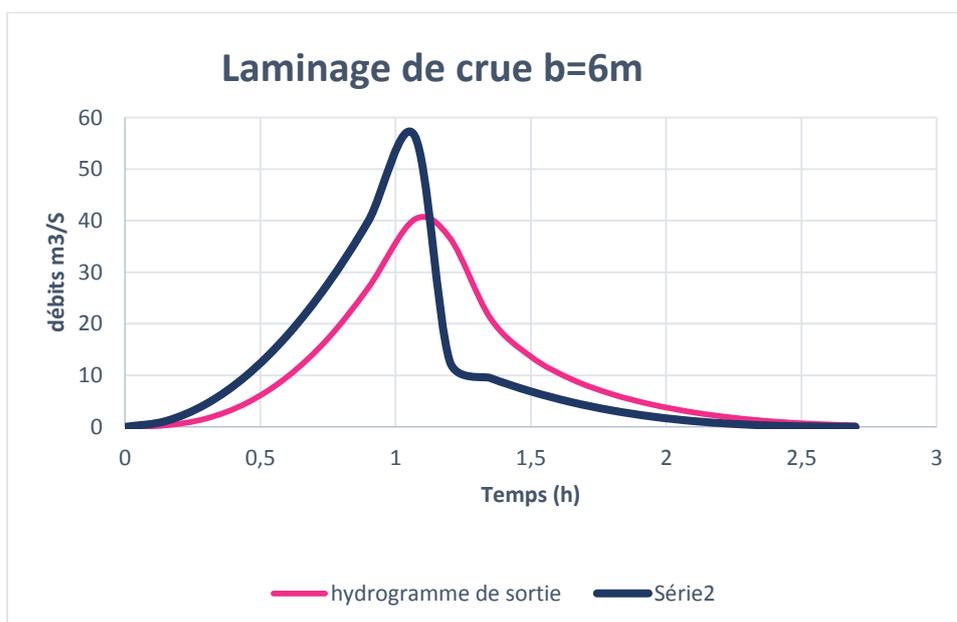
Figure 2: courbe caractéristique de la cuvette correspondante à $b=6m$



temps	débit d'entré	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)-2O	O debits m3/s	<i>Q</i> _{max} (1%)
0	0	0	0	0	0	0
0,15	1,11094855	1,11094855	1,11094855	0,52298528	0,293981639	1,1109486
0,3	4,44379422	5,55474277	6,07772805	2,84904995	1,614339052	4,4437942
0,45	9,99853699	14,4423312	17,2913812	8,02810205	4,631639549	9,998537
0,6	17,7751769	27,7737139	35,8018159	16,3571077	9,722354133	17,775177
0,75	27,7737139	45,5488907	61,9059984	27,6371654	17,1344165	27,773714
0,9	39,994148	67,7678618	95,4050272	41,3140011	27,04551304	39,994148
1,07	56,53	96,524148	137,838149	57,3495937	40,24427769	56,53
1,2	12,746	69,276	126,625594	53,2523634	36,68661517	12,746
1,35	9,47727947	22,2232795	75,4756428	33,2854938	21,0950745	9,4772795
1,5	6,86997665	16,3472561	49,63275	22,4015878	13,61558106	6,8699767
1,65	4,79094545	11,6609221	34,0625099	15,5861529	9,238178545	4,7909455
1,8	3,18038153	7,97132698	23,5574798	10,8783026	6,339588639	3,1803815
1,95	1,97848055	5,15886208	16,0371646	7,45383572	4,291664459	1,9784806
2,1	1,12543818	3,10391874	10,5577545	4,93022743	2,813763513	1,1254382
2,25	0,5614501	1,68688828	6,61711571	3,10047043	1,758322637	0,5614501
2,4	0,22671195	0,78816205	3,88863248	1,82627504	1,031178721	0,226712
2,55	0,06141942	0,28813137	2,11440641	0,99452002	0,559943198	0,0614194
2,7	0,00576816	0,06718758	1,0617076	0,49982573	0,280940934	0,0057682

Tableau.2. Calcul de la courbe caractéristique de la cuvette pour b=6m

Figure 3: hydrogramme de sortie correspondant à b=6m



Pour une largeur du déversoir $b=8m$

h	Cotes	A(M2)	S (M3)	O(M3/S)	2S/DT+O
0	1036	12868,3297	0	0	0
0,2	1036,2	13658,1762	2731,63525	1,55287587	11,67004345
0,4	1036,4	14447,8703	5779,14814	4,39219622	25,79644858
0,6	1036,6	15237,4121	9142,44724	8,0689797	41,92989541
1	1037	16816,0386	16816,0386	17,36168	79,64330457
1,4	1037,4	18394,0564	25751,679	28,7596635	124,1362522
1,8	1037,8	19971,4658	35948,6385	41,9276484	175,0707539
2,2	1038,2	21548,2674	47406,1882	56,6533726	232,2318475

Figure 4: courbe caractéristique de la cuvette correspondante à $b=8m$

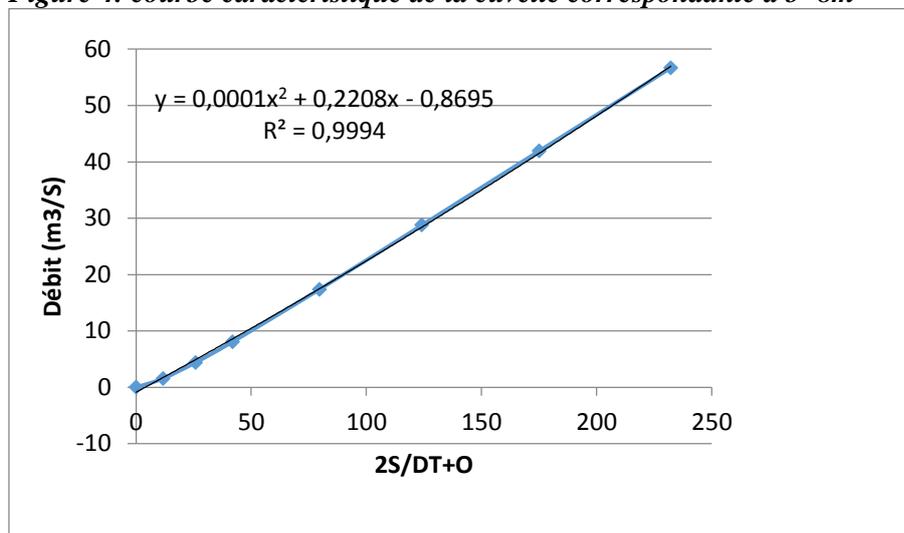
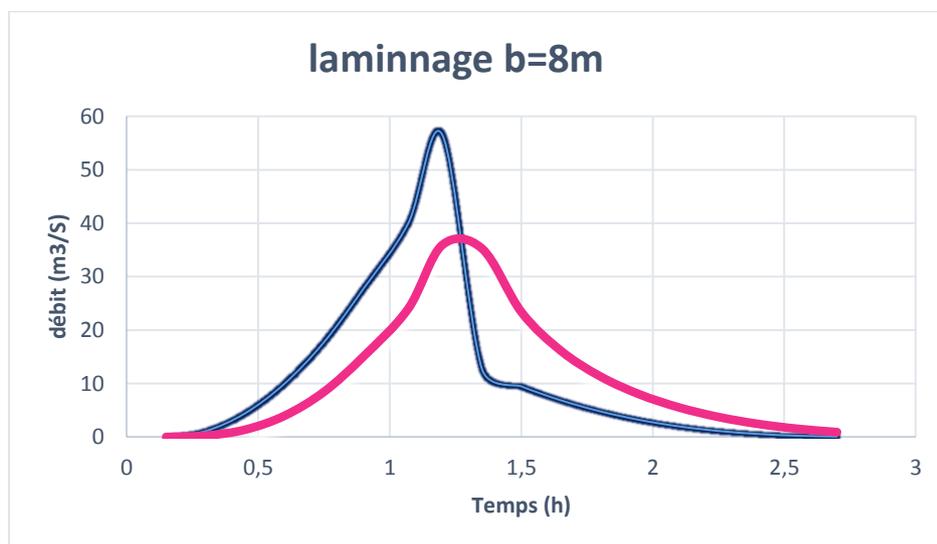


Tableau.3. Calcul de la courbe caractéristique de la cuvette pour $b=8m$

Temps (h)	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)-2O	O debits m3/s	Qmax (1%)
0	0	0	0	0	0	0
0,15	1,11094855	1,11094855	1,11094855	0,62010683	0,24542086	1,1109486
0,3	4,44379422	5,55474277	6,1748496	3,44041027	1,36721967	4,4437942
0,45	9,99853699	14,4423312	17,8827415	9,92176435	3,98048856	9,998537
0,6	17,7751769	27,7737139	37,6954782	20,7649652	8,4652565	17,775177
0,75	27,7737139	45,5488907	66,313856	36,1501517	15,0818521	27,773714
0,9	39,994148	67,7678618	103,918013	55,868028	24,0249927	39,994148
1,07	56,53	96,524148	152,392176	80,451116	35,97053	56,53
1,2	12,746	69,276	149,727116	79,1239797	35,3015681	12,746
1,35	9,47727947	22,2232795	101,347259	54,5380561	23,4046015	9,4772795
1,5	6,86997665	16,3472561	70,8853123	38,5774129	16,1539497	6,8699767
1,65	4,79094545	11,6609221	50,238335	27,5483082	11,3450134	4,7909455

1,8	3,18038153	7,97132698	35,5196352	19,5818354	7,96889989	3,1803815
1,95	1,97848055	5,15886208	24,7406975	13,692785	5,52395621	1,9784806
2,1	1,12543818	3,10391874	16,7967038	9,32285354	3,73692512	1,1254382
2,25	0,5614501	1,68688828	11,0097418	6,12359695	2,44307244	0,5614501
2,4	0,22671195	0,78816205	6,911759	3,84997174	1,53089363	0,226712
2,55	0,06141942	0,28813137	4,13810311	2,307292	0,91540556	0,0614194
2,7	0,00576816	0,06718758	2,37447958	1,32478177	0,52484891	0,0057682

Figure4: Hydrogramme de sortie correspondant à $b=8m$



Pour une largeur du déversoir $b=10m$

h	Cotes	A(M2)	S (M3)	O(M3/S)	2S/DT+O
0	1036	12868,3297	0	0	0
0,3	1036,3	14053,0423	4215,9127	3,493243018	19,10773451
0,6	1036,6	15237,4121	9142,44724	9,880383306	43,74129902
0,9	1036,9	16421,4391	14779,2952	18,15142317	72,88955346
1,2	1037,2	17605,1236	21126,1483	27,94594415	106,1909379
1,5	1037,5	18788,4658	28182,6986	39,05564425	143,4360096
1,7	1037,7	19577,1705	33281,1898	47,12162944	170,3852954
1,88	1037,88	20286,8747	38139,3245	54,80039534	196,0571528

Figure 5: courbe caractéristique de la cuvette correspondante à $b=10m$

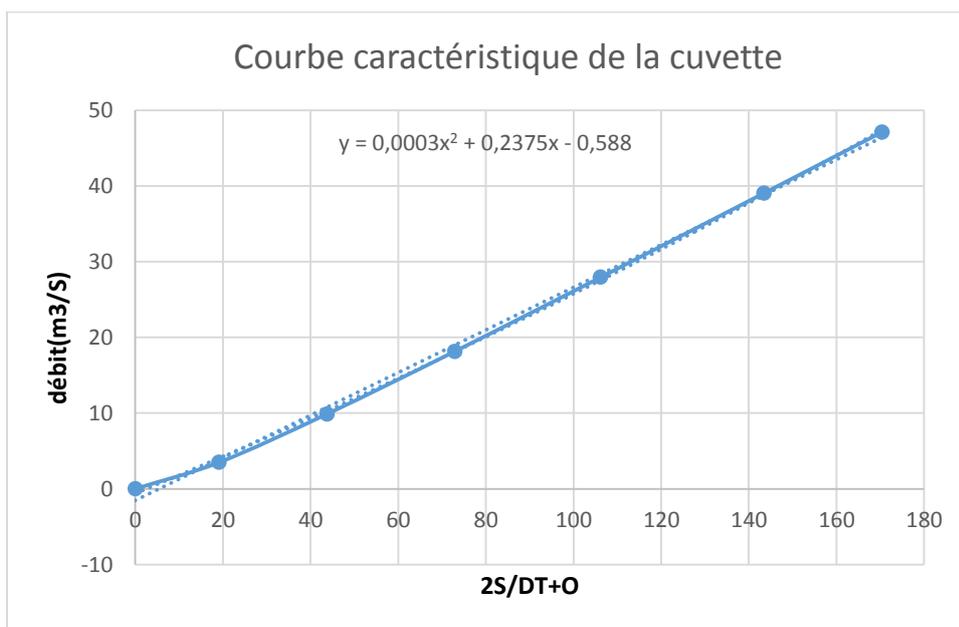
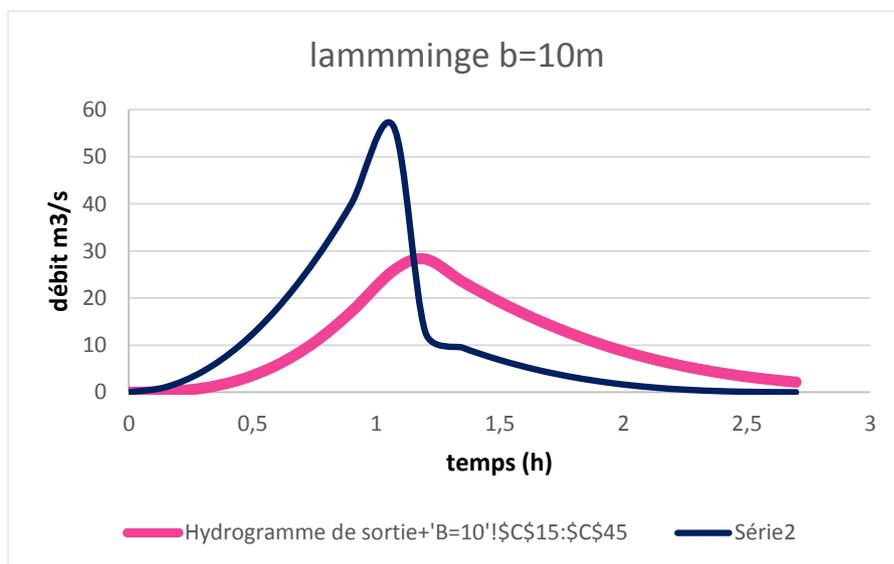


Tableau.4. Calcule de la courbe caractéristique de la cuvette pour $b=10m$

temps	débit d'entré	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)-2O	O debits m3/s	<i>Q_{max} (1%)</i>
0	0	0	0	0	0	0
0,15	1,11094855	1,11094855	1,11094855	0,800105149	0,155421703	1,11094855
0,3	4,44379422	5,55474277	6,35484792	4,576761473	0,889043224	4,44379422
0,45	9,99853699	14,4423312	19,0190927	13,69755055	2,660771066	9,99853699
0,6	17,7751769	27,7737139	41,4712644	29,86760463	5,801829891	17,7751769
0,75	27,7737139	45,5488907	75,4164954	54,31495996	10,5507677	27,7737139
0,9	39,994148	67,7678618	122,082822	87,92404825	17,07938677	39,994148
1,07	56,53	96,524148	184,448196	132,8395909	25,80430265	56,53
1,2	12,746	69,276	202,115591	145,5636486	28,27597117	12,746000000
1,35	9,47727947	22,2232795	167,786928	120,8401456	23,47339123	9,47727947
1,5	6,86997665	16,3472561	137,187402	98,8023667	19,1925175	6,86997665
1,65	4,79094545	11,6609221	110,463289	79,5556606	15,4538141	4,79094545
1,8	3,18038153	7,97132698	87,5269876	63,03693646	12,24502556	3,18038153
1,95	1,97848055	5,15886208	68,1957985	49,11461411	9,540592215	1,97848055
2,1	1,12543818	3,10391874	52,2185328	37,60778735	7,305372745	1,12543818
2,25	0,5614501	1,68688828	39,2946756	28,30002539	5,497325121	0,5614501
2,4	0,22671195	0,78816205	29,0881874	20,94931259	4,069437423	0,22671195
2,55	0,06141942	0,28813137	21,237444	15,29520714	2,971118411	0,06141942
2,7	0,00576816	0,06718758	15,3623947	11,06399668	2,149199023	0,00576816

Figure 6: Hydrogramme de sortie correspondant à b=10m



Pour une largeur du déversoir b=12m

h	Cotes	A(M2)	S (M3)	O(M3/S)	2S/DT+O
0	1036	12868,3297	0	0	0
0,2	1036,2	13658,1762	2731,63525	2,3293138	12,44648138

0,4	1036,4	14447,8703	5779,14814	6,58829434	27,99254669
0,6	1036,6	15237,4121	9142,44724	12,1034696	45,96438526
0,8	1036,8	16026,8015	12821,4412	18,6345104	66,12132961
1	1037	16816,0386	16816,0386	26,04252	88,32414457
1,2	1037,2	17605,1236	21126,1483	34,2337816	112,4787753
1,4	1037,4	18394,0564	25751,679	43,1394953	138,516084
1,6	1037,6	19182,8371	30692,5394	52,7063547	166,3824265
1,66	1037,66	19419,4417	32236,2732	55,6987102	175,0923147

Figure7 : courbe caractéristique de la cuvette correspondante à b=12m

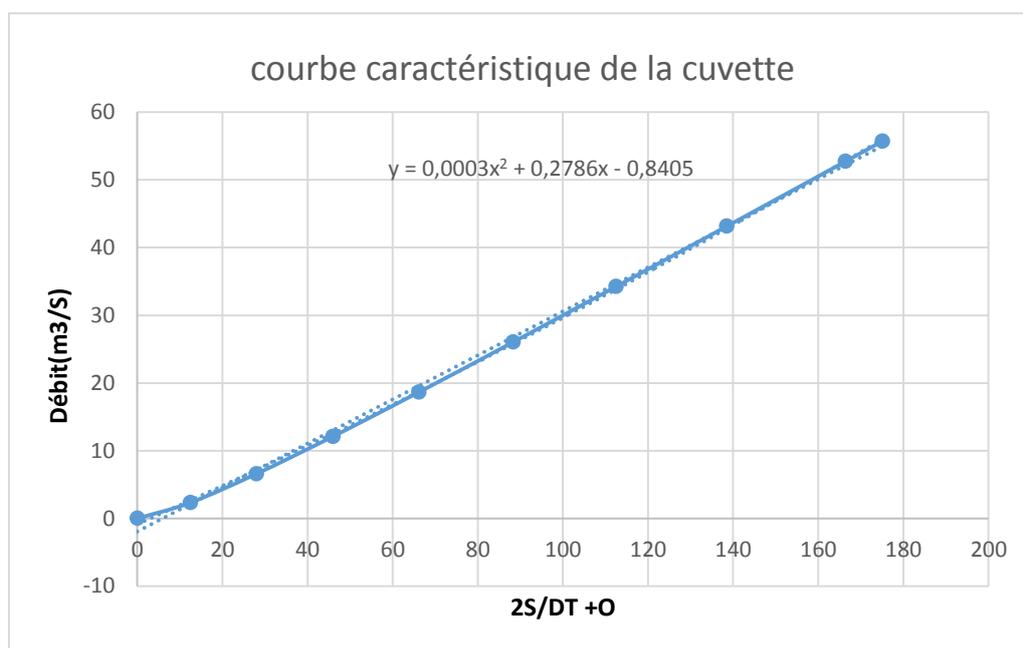
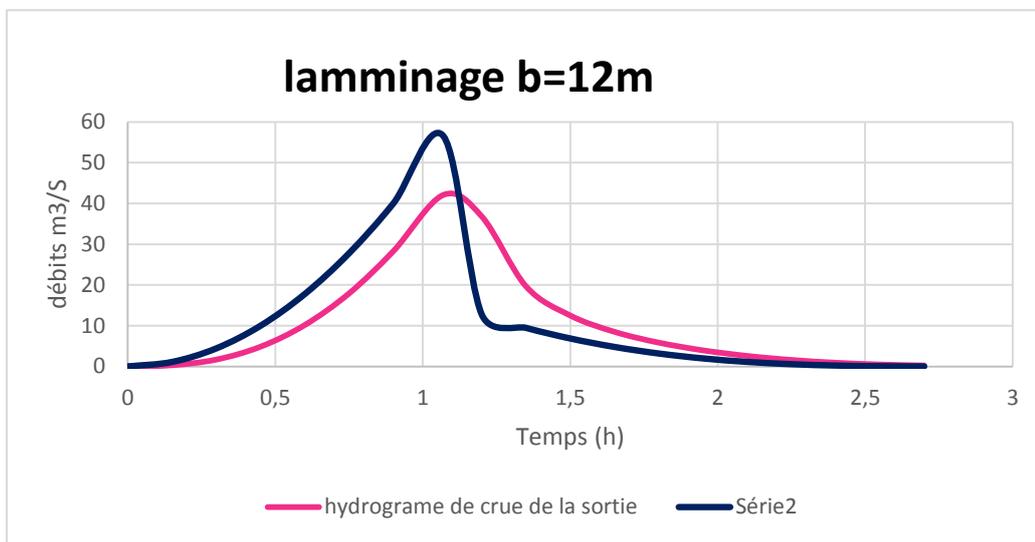


Tableau.4. Calcule de la courbe caractéristique de la cuvette pour b=12m

temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)- 2O	O debits m3/s	Q_{max} (1%)
0	0	0	0	0	0	0
0,15	1,110948554	1,11094855	1,11094855	0,4911875	0,309880529	1,1109486
0,3	4,443794218	5,55474277	6,04593027	2,65520596	1,695362155	4,4437942
0,45	9,99853699	14,4423312	17,0975372	7,39539399	4,851071588	9,998537
0,6	17,77517687	27,7737139	35,1691079	14,8307613	10,16917329	17,775177
0,75	27,77371386	45,5488907	60,379652	24,5486885	17,91548176	27,773714
0,9	39,99414796	67,7678618	92,3165503	35,7643612	28,27609455	39,994148
1,07	56,53	96,524148	132,288509	48,0772021	42,10565355	56,53
1,2	12,746000000	69,276	117,353202	43,7009335	36,8261343	12,746
1,35	9,477279467	22,2232795	65,9242129	26,5836404	19,67028627	9,4772795
1,5	6,869976654	16,3472561	42,9308965	17,9039638	12,51346632	6,8699767
1,65	4,790945453	11,6609221	29,5648859	12,566882	8,49900197	4,7909455
1,8	3,180381529	7,97132698	20,538209	8,84122812	5,848490434	3,1803815
1,95	1,978480551	5,15886208	14,0000902	6,08163843	3,959225889	1,9784806
2,1	1,125438185	3,10391874	9,18555716	4,01674004	2,584408564	1,1254382
2,25	0,561450096	1,68688828	5,70362832	2,50604779	1,598790262	0,5614501
2,4	0,226711952	0,78816205	3,29420984	1,45216503	0,921022407	0,226712
2,55	0,06141942	0,28813137	1,7402964	0,76878607	0,485755166	0,0614194
2,7	0,005768165	0,06718758	0,83597365	0,36974982	0,233111915	0,0057682

Figure 8: Hydrgramme de sortie correspondant a b=12m



Pour une largeur du déversoir b=16m

h	Cotes	A(M2)	S (M3)	O(M3/S)	2S/DT+O
0	1036	12868,3297	0	0	0
0,2	1036,2	13658,1762	2731,63525	3,10575173	13,2229193
0,4	1036,4	14447,8703	5779,14814	8,78439245	30,1886448
0,6	1036,6	15237,4121	9142,44724	16,1379594	49,9988751

0,8	1036,8	16026,8015	12821,4412	24,8460139	72,3328331
1	1037	16816,0386	16816,0386	34,72336	97,0049846
1,2	1037,2	17605,1236	21126,1483	45,6450421	123,890036
1,37	1037,37	18275,7262	25037,7449	55,6804317	148,41282

Figure 9 : courbe caractéristique de la cuvette correspondante à b=16m

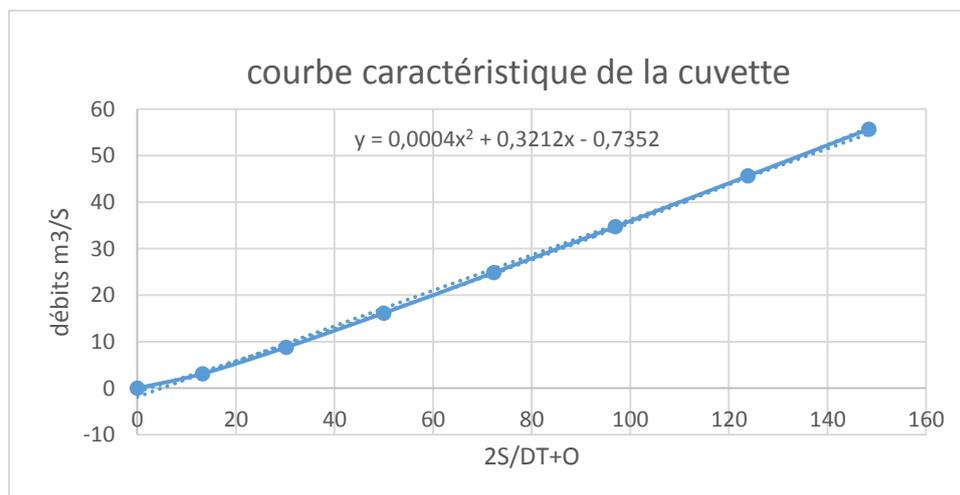
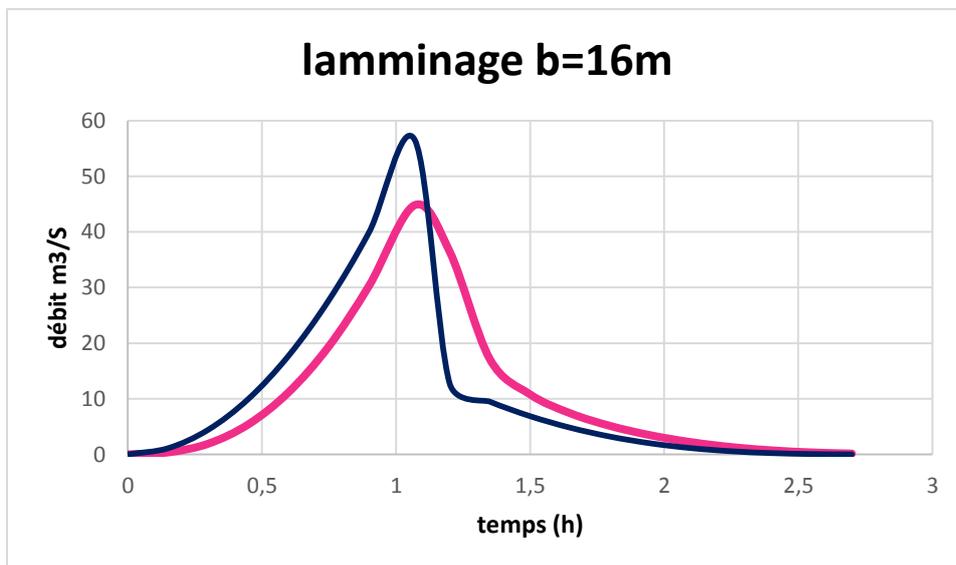


Tableau.4. Calcule de la courbe caractéristique de la cuvette pour b=16m

temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)-2O	O debits m3/s	Qmax (1%)
0	0	0	0	0	0	0
0,15	1,11094855	1,11094855	1,11094855	0,39628784	0,35733036	1,1109486
0,3	4,44379422	5,55474277	5,95103061	2,09975673	1,92563694	4,4437942
0,45	9,99853699	14,4423312	16,5420879	5,69653811	5,42277492	9,998537
0,6	17,7751769	27,7737139	33,470252	11,0727559	11,198748	17,775177
0,75	27,7737139	45,5488907	56,6216466	17,6830921	19,4692772	27,773714
0,9	39,994148	67,7678618	85,450954	24,7157687	30,3675926	39,994148
1,07	56,53	96,524148	121,239917	31,5961003	44,8219082	56,53
1,2	12,746	69,276	100,8721	27,9317186	36,4701909	12,746
1,35	9,47727947	22,2232795	50,154998	15,9230082	17,1159949	9,4772795
1,5	6,86997665	16,3472561	32,2702644	10,7067506	10,7817569	6,8699767
1,65	4,79094545	11,6609221	22,3676727	7,59842952	7,38462157	4,7909455
1,8	3,18038153	7,97132698	15,5697565	5,37381107	5,09797272	3,1803815
1,95	1,97848055	5,15886208	10,5326732	3,67773416	3,4274695	1,9784806
2,1	1,12543818	3,10391874	6,78165289	2,38832642	2,19666324	1,1254382
2,25	0,5614501	1,68688828	4,0752147	1,44401088	1,31560191	0,5614501
2,4	0,22671195	0,78816205	2,23217293	0,79423896	0,71896698	0,226712
2,55	0,06141942	0,28813137	1,08237033	0,38611841	0,34812596	0,0614194
2,7	0,00576816	0,06718758	0,453306	0,16193783	0,14568408	0,0057682

Figure 10: Hydrogramme de sortie correspondant à b=16m



Pour une largeur du déversoir b=18m

h	Cotes	A(M2)	S (M3)	O(M3/S)	2S/DT+O
0	1036	12868,32969	0	0	0
0,2	1036,2	13658,17623	2731,63525	3,4939707	13,6111383
0,4	1036,4	14447,87034	5779,14814	9,88244151	31,2866939
0,6	1036,6	15237,41207	9142,44724	18,1552043	52,01612

0,8	1036,8	16026,80148	12821,4412	27,9517656	75,4385848
1	1037	16816,03863	16816,0386	39,06378	101,345405
1,1	1037,1	17210,60013	18931,6601	45,0674819	115,184742
1,2	1037,2	17605,12358	21126,1483	51,3506724	129,595666
1,27	1037,27	17881,26737	22709,2096	55,9087583	140,016942

Figure 11 : courbe caractéristique de la cuvette correspondante à $b=18m$

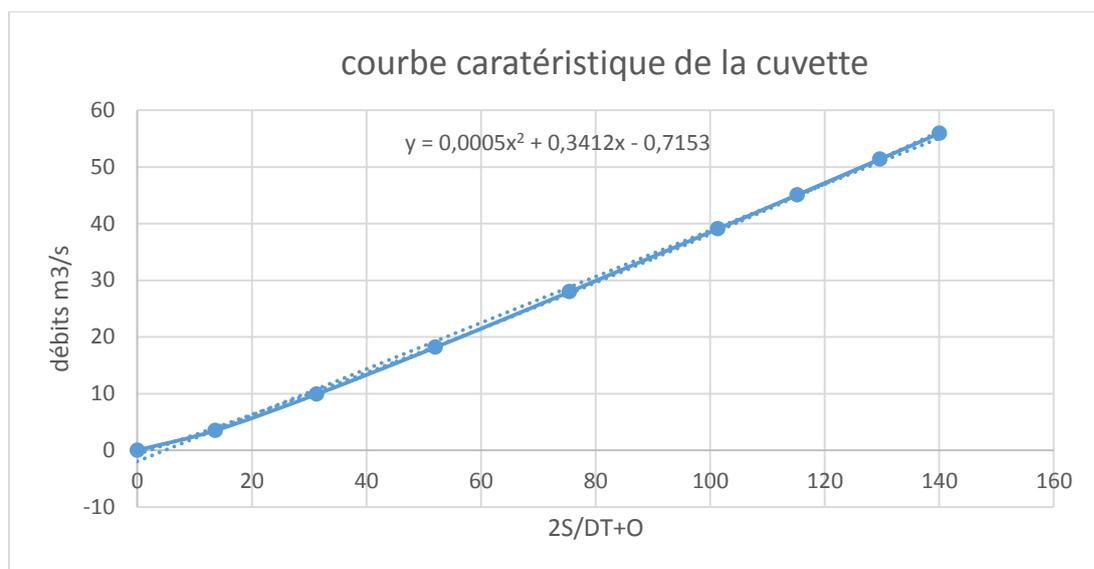


Tableau.4. Calcul de la courbe caractéristique de la cuvette pour $b=18m$

temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)-2O	O debits m ³ /s	Q_{max} (1%)
0	0	0	0	0	0	0
0,15	1,11094855	1,11094855	1,11094855	0,351603054	0,37967275	1,1109486
0,3	4,44379422	5,55474277	5,90634583	1,840970513	2,032687657	4,4437942
0,45	9,99853699	14,4423312	16,2833017	4,906430712	5,688435505	9,998537
0,6	17,7751769	27,7737139	32,6801446	9,311222067	11,68446125	17,775177
0,75	27,7737139	45,5488907	54,8601128	14,41393985	20,22308648	27,773714

0,9	39,994148	67,7678618	82,1818017	19,34709168	31,41735499	39,994148
1,07	54,4364792	94,4306271	113,777719	23,1904342	45,29364231	56,53
1,2	56,53	110,966479	134,156913	24,61015828	54,77337754	12,746
1,35	9,47727947	66,0072795	90,6174377	20,5685782	35,02442977	9,4772795
1,5	6,86997665	16,3472561	36,9158343	10,36169016	13,27707208	6,8699767
1,65	4,79094545	11,6609221	22,0226123	6,509386204	7,75661303	4,7909455
1,8	3,18038153	7,97132698	14,4807132	4,389383454	5,045664866	3,1803815
1,95	1,97848055	5,15886208	9,54824553	2,941353789	3,303445873	1,9784806
2,1	1,12543818	3,10391874	6,04527252	1,883433234	2,080919645	1,1254382
2,25	0,5614501	1,68688828	3,57032151	1,121186917	1,224567299	0,5614501
2,4	0,22671195	0,78816205	1,90934897	0,602763618	0,653292674	0,226712
2,55	0,06141942	0,28813137	0,89089499	0,282154555	0,304370217	0,0614194
2,7	0,00576816	0,06718758	0,34934214	0,110829024	0,119256558	0,0057682

Figure 12 : Hydrogrammes de crues probables en fonction du temps

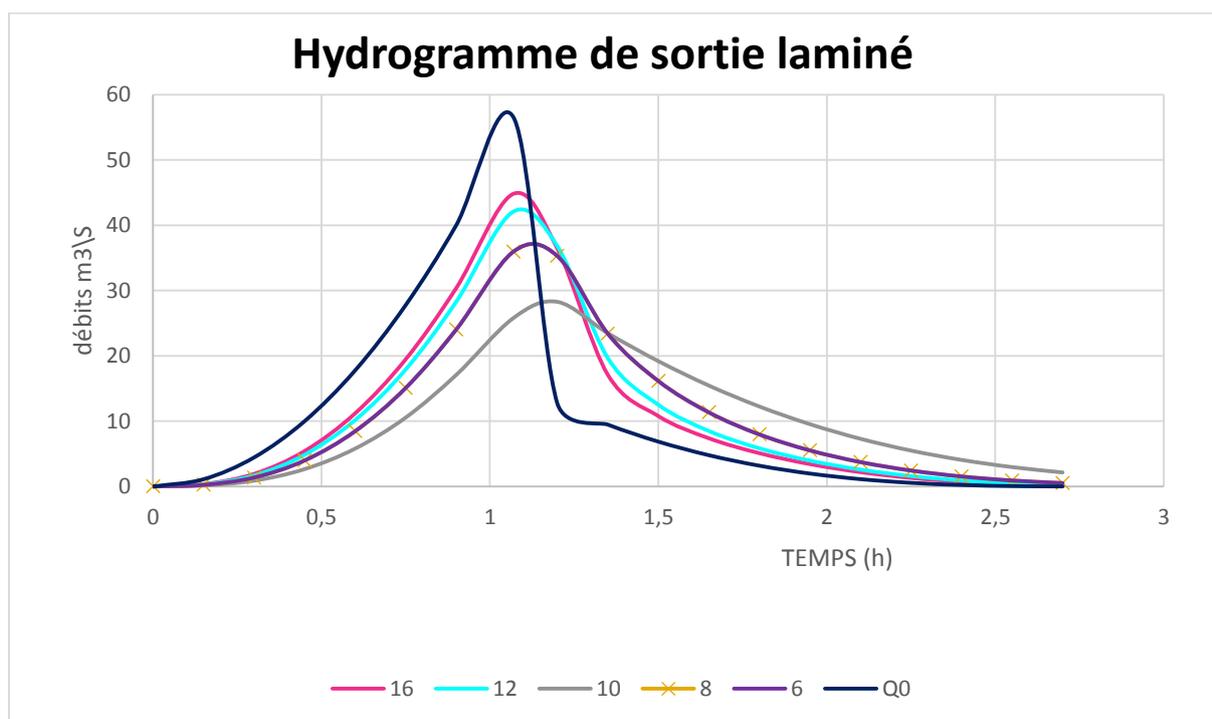


Tableau 1 : Calcule de stabilité en fin de construction talus aval R=27.62°

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T= Gn*Sin α	N= Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang ϕ	dn	a*Gn*dn
-4,00	0,75	0,5	0	-0,40	0,92	0,45	-0,18	0,42	0,82	0,99	0,29	0,12	0,00	0,00	0,00	26,51	0,96
-3,00	2,76	1,41	0	-0,30	0,95	4,71	-1,41	4,49	2,89	3,50	0,29	1,30	0,00	0,00	0,00	26,21	9,87
-2,00	2,76	3,07	0	-0,20	0,98	10,25	-2,05	10,05	2,82	3,41	0,29	2,91	0,00	0,00	0,00	26,95	22,10
-1,00	2,76	4,45	0	-0,10	0,99	14,86	-1,49	14,79	2,77	3,36	0,29	4,29	0,00	0,00	0,00	25,61	30,45
0,00	2,76	4,1	4,4	0,00	1,00	33,85	0,00	33,85	2,76	3,34	0,29	9,82	4,40	12,14	3,52	26,92	72,90
1,00	2,76	4,21	4,46	0,10	0,99	34,49	3,45	34,32	2,77	3,36	0,29	9,95	4,46	12,37	3,59	26,7	73,68
2,00	2,76	4,58	1,33	0,20	0,98	21,39	4,28	20,96	2,82	3,41	0,29	6,08	1,33	3,75	1,09	26,13	44,71
3,00	2,76	5,48	1,15	0,30	0,95	23,57	7,07	22,48	2,89	3,50	0,29	6,52	1,15	3,33	0,96	25,48	48,04
4,00	2,76	5,81	0	0,40	0,92	19,40	7,76	17,78	3,01	3,64	0,29	5,16	0,00	0,00	0,00	25	38,81
5,00	2,76	6,5	0	0,50	0,87	21,71	10,85	18,80	3,19	3,86	0,29	5,45	0,00	0,00	0,00	24,31	42,22
6,00	2,76	6,56	0	0,60	0,80	21,91	13,14	17,53	3,45	4,17	0,29	5,08	0,00	0,00	0,00	25,5	44,69
7,00	2,76	5,59	0	0,70	0,71	18,67	13,07	13,33	3,86	4,68	0,29	3,87	0,00	0,00	0,00	26,5	39,58
8,00	2,76	1,64	0	0,80	0,60	5,48	4,38	3,29	4,60	5,57	0,29	0,95	0,00	0,00	0,00	27,3	11,96
somme							58,88			46,78		61,50			9,16	0	479,98

Kss	1,994727
Kas	1,299867

Tableau. 2 : Calcule de stabilité en fin de construction talus aval R=17.65°

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T= Gn*Ssin α	N= Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-2	0,75	0,5	0	-0,20	0,98	0,45	-0,09	0,44	0,77	0,93	0,29	0,13	0,00	0,00	0,00	17,01	0,62
-1	1,76	1,41	0	-0,10	0,99	3,00	-0,30	2,99	1,77	2,14	0,29	0,87	0,00	0,00	0,00	17,56	4,22
0	1,76	3,07	0	0,00	1,00	6,54	0,00	6,54	1,76	2,13	0,29	1,90	0,00	0,00	0,00	16,59	8,68
1	1,76	4,45	0	0,10	0,99	9,48	0,95	9,43	1,77	2,14	0,29	2,73	0,00	0,00	0,00	16,57	12,56
2	1,76	4,1	0	0,20	0,98	8,73	1,75	8,55	1,80	2,17	0,29	2,48	0,00	0,00	0,00	16,25	11,35
3	1,76	4,21	0	0,30	0,95	8,97	2,69	8,55	1,84	2,23	0,29	2,48	0,00	0,00	0,00	16,19	11,61
4	1,76	4,58	0	0,40	0,92	9,75	3,90	8,94	1,92	2,32	0,29	2,59	0,00	0,00	0,00	16,37	12,77
5	1,76	3,5	0	0,50	0,87	7,45	3,73	6,46	2,03	2,46	0,29	1,87	0,00	0,00	0,00	16,71	9,96
6	1,76	3,72	0	0,60	0,80	7,92	4,75	6,34	2,20	2,66	0,29	1,84	0,00	0,00	0,00	16,92	10,72
7	1,76	2,3	0	0,70	0,71	4,90	3,43	3,50	2,46	2,98	0,29	1,01	0,00	0,00	0,00	16,81	6,59
8	1,76	1	0	0,80	0,60	2,13	1,70	1,28	2,93	3,55	0,29	0,37	0,00	0,00	0,00	17,31	2,95
somme							22,51			25,72		18,27			0,00	0	92,03

Kss	1,95467
Kas	1,586987

Tableau. 3 : Calcule de stabilité en fin de construction talus aval R=23.08°

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T= Gn*Sin α	N= Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0,75	3,5	0	-0,40	0,92	4,36	-1,74	3,99	0,82	0,99	0,29	1,16	0,00	0,00	0,00	22,2	7,74
-3	2,76	4	0	-0,30	0,95	18,33	-5,50	17,48	2,89	3,50	0,29	5,07	0,00	0,00	0,00	21,65	31,74
-2	2,76	4,5	0	-0,20	0,98	20,62	-4,12	20,20	2,82	3,41	0,29	5,86	0,00	0,00	0,00	22,6	37,28
-1	2,76	5,5	0	-0,10	0,99	25,20	-2,52	25,07	2,77	3,36	0,29	7,27	0,00	0,00	0,00	23,45	47,27
0	2,76	7,5	0	0,00	1,00	34,36	0,00	34,36	2,76	3,34	0,29	9,96	0,00	0,00	0,00	22,69	62,37
1	2,76	5	4,46	0,10	0,99	43,34	4,33	43,12	2,77	3,36	0,29	12,51	4,46	12,37	3,59	22,48	77,95
2	2,76	6,08	4,3	0,20	0,98	47,56	9,51	46,60	2,82	3,41	0,29	13,51	4,30	12,11	3,51	22,13	84,19
3	2,76	4,5	3,9	0,30	0,95	38,49	11,55	36,71	2,89	3,50	0,29	10,65	3,90	11,28	3,27	22,48	69,21
4	2,76	4,92	3,1	0,40	0,92	36,74	14,70	33,68	3,01	3,64	0,29	9,77	3,10	9,34	2,71	22,5	66,14
5	2,76	5,4	2,05	0,50	0,87	34,13	17,07	29,56	3,19	3,86	0,29	8,57	2,05	6,53	1,89	22,31	60,92
6	2,76	6,01	0	0,60	0,80	27,54	16,52	22,03	3,45	4,17	0,29	6,39	0,00	0,00	0,00	22,91	50,47
7	2,76	7,34	0	0,70	0,71	33,63	23,54	24,02	3,86	4,68	0,29	6,96	0,00	0,00	0,00	22,89	61,58
8	2,76	5,44	0	0,80	0,60	24,92	19,94	14,95	4,60	5,57	0,29	4,34	0,00	0,00	0,00	23	45,86
somme							103,27			46,78		102,02			14,97	0	702,72

Kss	2,085805
Kas	1,500752

Tableau. 4 : Calcule de stabilité en fonctionnement normale talus aval R=27.62°

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T= Gn*Sin α	N= Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-4,00	0,75	0,5	0	-0,40	0,92	0,45	-0,18	0,42	0,82	0,99	0,29	0,12	0,00	0,00	0,00	26,51	0,96
-3,00	2,76	1,41	0	-0,30	0,95	4,71	-1,41	4,49	2,89	3,50	0,29	1,30	0,00	0,00	0,00	26,21	9,87
-2,00	2,76	3,07	0	-0,20	0,98	10,25	-2,05	10,05	2,82	3,41	0,29	2,91	0,00	0,00	0,00	26,95	22,10
-1,00	2,76	4,45	0	-0,10	0,99	14,86	-1,49	14,79	2,77	3,36	0,29	4,29	0,00	0,00	0,00	25,61	30,45
0,00	2,76	4,1	4,4	0,00	1,00	33,85	0,00	33,85	2,76	3,34	0,29	9,82	4,40	12,14	3,52	26,92	72,90
1,00	2,76	4,21	4,46	0,10	0,99	34,49	3,45	34,32	2,77	3,36	0,29	9,95	4,46	12,37	3,59	26,7	73,68
2,00	2,76	4,58	1,33	0,20	0,98	21,39	4,28	20,96	2,82	3,41	0,29	6,08	1,33	3,75	1,09	26,13	44,71
3,00	2,76	5,48	1,15	0,30	0,95	23,57	7,07	22,48	2,89	3,50	0,29	6,52	1,15	3,33	0,96	25,48	48,04
4,00	2,76	5,81	0	0,40	0,92	19,40	7,76	17,78	3,01	3,64	0,29	5,16	0,00	0,00	0,00	25	38,81
5,00	2,76	6,5	0	0,50	0,87	21,71	10,85	18,80	3,19	3,86	0,29	5,45	0,00	0,00	0,00	24,31	42,22
6,00	2,76	6,56	0	0,60	0,80	21,91	13,14	17,53	3,45	4,17	0,29	5,08	0,00	0,00	0,00	25,5	44,69
7,00	2,76	5,59	0	0,70	0,71	18,67	13,07	13,33	3,86	4,68	0,29	3,87	0,00	0,00	0,00	26,5	39,58
8,00	2,76	1,64	0	0,80	0,60	5,48	4,38	3,29	4,60	5,57	0,29	0,95	0,00	0,00	0,00	27,3	11,96
somme							58,88			46,78		61,50			9,16	0	479,98

Kss	1,994727
Kas	1,299867

Tableau 5 : Calcul de stabilité en fonctionnement normale talus aval R=17.65°

N°Tr	Kss		2	Sin α	Cos α	Gn	T=	N=	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
	Kas	1,95467					Gn*Sin α	Gn*Cos α									
-2	0,75	0,5	0	-0,20	0,98	0,45	-0,09	0,44	0,77	0,93	0,29	0,13	0,00	0,00	0,00	17,01	0,62
-1	1,76	1,41	0	-0,10	0,99	3,00	-0,30	2,99	1,77	2,14	0,29	0,87	0,00	0,00	0,00	17,56	4,22
0	1,76	3,07	0	0,00	1,00	6,54	0,00	6,54	1,76	2,13	0,29	1,90	0,00	0,00	0,00	16,59	8,68
1	1,76	4,45	0	0,10	0,99	9,48	0,95	9,43	1,77	2,14	0,29	2,73	0,00	0,00	0,00	16,57	12,56
2	1,76	4,1	0	0,20	0,98	8,73	1,75	8,55	1,80	2,17	0,29	2,48	0,00	0,00	0,00	16,25	11,35
3	1,76	4,21	0	0,30	0,95	8,97	2,69	8,55	1,84	2,23	0,29	2,48	0,00	0,00	0,00	16,19	11,61
4	1,76	4,58	0	0,40	0,92	9,75	3,90	8,94	1,92	2,32	0,29	2,59	0,00	0,00	0,00	16,37	12,77
5	1,76	3,5	0	0,50	0,87	7,45	3,73	6,46	2,03	2,46	0,29	1,87	0,00	0,00	0,00	16,71	9,96
6	1,76	3,72	0	0,60	0,80	7,92	4,75	6,34	2,20	2,66	0,29	1,84	0,00	0,00	0,00	16,92	10,72
7	1,76	2,3	0	0,70	0,71	4,90	3,43	3,50	2,46	2,98	0,29	1,01	0,00	0,00	0,00	16,81	6,59
8	1,76	1	0	0,80	0,60	2,13	1,70	1,28	2,93	3,55	0,29	0,37	0,00	0,00	0,00	17,31	2,95
somme							22,51			25,72		18,27			0,00	0	92,03

Tableau.6 : Calcule de stabilité en fonctionnement normale talus aval R=23.08°

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T= Gn*Sin α	N= Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang ϕ	dn	a*Gn*dn
-4	0,75	3,5	0	-0,40	0,92	4,36	-1,74	3,99	0,82	0,99	0,29	1,16	0,00	0,00	0,00	22,2	7,74
-3	2,76	4	0	-0,30	0,95	18,33	-5,50	17,48	2,89	3,50	0,29	5,07	0,00	0,00	0,00	21,65	31,74
-2	2,76	4,5	0	-0,20	0,98	20,62	-4,12	20,20	2,82	3,41	0,29	5,86	0,00	0,00	0,00	22,6	37,28
-1	2,76	5,5	0	-0,10	0,99	25,20	-2,52	25,07	2,77	3,36	0,29	7,27	0,00	0,00	0,00	23,45	47,27
0	2,76	7,5	0	0,00	1,00	34,36	0,00	34,36	2,76	3,34	0,29	9,96	0,00	0,00	0,00	22,69	62,37
1	2,76	5	4,46	0,10	0,99	43,34	4,33	43,12	2,77	3,36	0,29	12,51	4,46	12,37	3,59	22,48	77,95
2	2,76	6,08	4,3	0,20	0,98	47,56	9,51	46,60	2,82	3,41	0,29	13,51	4,30	12,11	3,51	22,13	84,19
3	2,76	4,5	3,9	0,30	0,95	38,49	11,55	36,71	2,89	3,50	0,29	10,65	3,90	11,28	3,27	22,48	69,21
4	2,76	4,92	3,1	0,40	0,92	36,74	14,70	33,68	3,01	3,64	0,29	9,77	3,10	9,34	2,71	22,5	66,14
5	2,76	5,4	2,05	0,50	0,87	34,13	17,07	29,56	3,19	3,86	0,29	8,57	2,05	6,53	1,89	22,31	60,92
6	2,76	6,01	0	0,60	0,80	27,54	16,52	22,03	3,45	4,17	0,29	6,39	0,00	0,00	0,00	22,91	50,47
7	2,76	7,34	0	0,70	0,71	33,63	23,54	24,02	3,86	4,68	0,29	6,96	0,00	0,00	0,00	22,89	61,58
8	2,76	5,44	0	0,80	0,60	24,92	19,94	14,95	4,60	5,57	0,29	4,34	0,00	0,00	0,00	23	45,86
somme							103,27			46,78		102,02			14,97	0	702,72

Kss	2,085805
Kas	1,500752

Tableau. 7 : Calcule de stabilité pour le cas de vidange rapide R=31.73°

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T= Gn*Sin α	N= Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,78	2,04	0	0	-0,30	0,95	9,41	-2,82	8,98	2,91	3,53	0,29	2,60	0,00	0,00	0,00	30,79	23,19
-2	2,78	4,01	0	0	-0,20	0,98	18,51	-3,70	18,13	2,84	3,43	0,29	5,26	0,00	0,00	0,00	30,19	44,69
-1	2,78	5,41	0	0	-0,10	0,99	24,97	-2,50	24,84	2,79	3,38	0,29	7,20	0,00	0,00	0,00	29,24	58,40
0	2,78	6,77	0	0	0,00	1,00	31,24	0,00	31,24	2,78	3,36	0,29	9,06	0,00	0,00	0,00	28,45	71,11
1	2,78	8,18	0	0	0,10	0,99	37,75	3,77	37,56	2,79	3,38	0,29	10,89	0,00	0,00	0,00	27,82	84,01
2	2,78	7,9	0,48	0	0,20	0,98	37,34	7,47	36,58	2,84	3,43	0,29	10,61	0,48	1,36	0,39	28,95	86,47
3	2,78	6,65	1,48	0	0,30	0,95	33,40	10,02	31,87	2,91	3,53	0,29	9,24	1,48	4,31	1,25	29,31	78,33
4	2,78	5,33	2,81	0	0,40	0,92	29,75	11,90	27,27	3,03	3,67	0,29	7,91	2,81	8,52	2,47	28,65	68,19
5	2,78	3,84	3,77	0	0,50	0,87	24,64	12,32	21,34	3,21	3,88	0,29	6,19	3,77	12,10	3,51	29,55	58,24
6	2,78	2,88	4,41	0	0,60	0,80	21,38	12,83	17,11	3,48	4,20	0,29	4,96	4,41	15,32	4,44	29,82	51,01
7	2,78	0,68	4,21	1,95	0,70	0,71	19,86	13,90	14,18	3,89	4,71	0,29	4,11	4,21	16,39	4,75	29,91	47,52
8	1,8	0	0	2,29	0,80	0,60	6,84	5,47	4,11	3,00	3,63	0,29	1,19	0,00	0,00	0,00	31,56	17,28
somme								68,67			44,14		79,23			16,82	0	688,45

Kss	2,04166
Kas	1,49091

Tableau. 8 : Calcul de stabilité pour le cas de vidange rapide R=27,85°

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T= Gn*Sin α	N= Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	2,78	1,07	0	0	-0,20	0,98	2,97	-0,59	2,91	2,84	3,43	0,29	0,85	0,00	0,00	0,00	27,55	6,56
-1	2,78	2,5	0	0	-0,10	0,99	6,95	-0,70	6,92	2,79	3,38	0,29	2,01	0,00	0,00	0,00	27,22	15,13
0	2,78	3,07	0	0	0,00	1,00	8,53	0,00	8,53	2,78	3,36	0,29	2,48	0,00	0,00	0,00	26,01	17,76
1	2,78	4,5	0	0	0,10	0,99	12,51	1,25	12,45	2,79	3,38	0,29	3,61	0,00	0,00	0,00	26,11	26,13
2	2,78	3,5	1,5	0	0,20	0,98	12,48	2,50	12,23	2,84	3,43	0,29	3,55	1,50	4,26	1,23	26,98	26,94
3	2,78	3	2,7	0	0,30	0,95	13,29	3,99	12,68	2,91	3,53	0,29	3,68	2,70	7,87	2,28	26,02	27,67
4	2,78	1,2	3	0	0,40	0,92	8,84	3,54	8,10	3,03	3,67	0,29	2,35	3,00	9,10	2,64	25,94	18,35
5	2,78	0,5	4	0	0,50	0,87	8,73	4,36	7,56	3,21	3,88	0,29	2,19	4,00	12,84	3,72	26,5	18,51
6	2,78	0	3,5	0	0,60	0,80	6,42	3,85	5,14	3,48	4,20	0,29	1,49	3,50	12,16	3,53	26,31	13,52
7	2,78	0	0	2	0,70	0,71	9,23	6,46	6,59	3,89	4,71	0,29	1,91	0,00	0,00	0,00	27,3	20,16
8	2,78	0	0	0,7	0,80	0,60	3,23	2,58	1,94	4,63	5,61	0,29	0,56	0,00	0,00	0,00	27,22	7,03
somme								27,24			42,59		24,67			13,41	0	197,75

Kss	2,960757
Kas	1,567987

Tableau. 9 : Calcul de stabilité pour le cas de vidange rapide R=23,61°

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T= Gn*Ssin α	N= Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2,17	1,07	0	0	-0,40	0,92	2,32	-0,93	2,13	2,37	1,37	0,29	0,62	0,00	0,00	0,00	23,48	4,36
-3	2,36	2,5	0	0	-0,30	0,95	5,90	-1,77	5,63	2,47	1,43	0,29	1,63	0,00	0,00	0,00	22,3	10,53
-2	2,36	3,07	0	0	-0,20	0,98	7,25	-1,45	7,10	2,41	1,40	0,29	2,06	0,00	0,00	0,00	21,78	12,62
-1	2,36	4,5	0	0	-0,10	0,99	10,62	-1,06	10,57	2,37	1,38	0,29	3,06	0,00	0,00	0,00	21,07	17,90
0	2,36	5	0	0	0,00	1,00	11,80	0,00	11,80	2,36	1,37	0,29	3,42	0,00	0,00	0,00	21,23	20,04
1	2,36	6,1	6,15	0	0,10	0,99	23,98	2,40	23,86	2,37	2,87	0,29	6,92	6,15	14,59	4,23	20,64	39,59
2	2,36	0	5,5	0	0,20	0,98	8,57	1,71	8,39	2,41	2,91	0,29	2,43	5,50	13,25	3,84	20,79	14,25
3	2,36	0	4,64	0	0,30	0,95	7,23	2,17	6,89	2,47	2,99	0,29	2,00	4,64	11,48	3,33	21,42	12,38
4	2,36	0	3,86	0	0,40	0,92	6,01	2,40	5,51	2,57	3,12	0,29	1,60	3,86	9,94	2,88	21,72	10,45
5	2,36	0	2,73	0	0,50	0,87	4,25	2,13	3,68	2,73	3,30	0,29	1,07	2,73	7,44	2,16	21,98	7,48
6	2,36	0	1,49	0	0,60	0,80	2,32	1,39	1,86	2,95	3,57	0,29	0,54	1,49	4,40	1,27	22,57	4,19
7	2,36	0	0	1,58	0,70	0,71	6,19	4,33	4,42	3,30	4,00	0,29	1,28	0,00	0,00	0,00	23,05	11,41
8	2,36	0	0	1,66	0,80	0,60	6,50	5,20	3,90	3,93	4,76	0,29	1,13	0,00	0,00	0,00	23,5	12,23
somme								16,53			34,47		27,76			17,72	0	177,43

Kss	4,83702
Kas	1,851509