

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE – ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**AMENAGEMENT DU COURS D'EAU DE L'OUED BOU BRIK
(W.GHARDAIA)**

PRESENTE PAR:

MOUSSELMAL MOHAMMED

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r M.K. MIHOUBI	Professeur	Président
M ^r B. BENLAOUKLI	M.C.B	Examineur
M ^r M.D. BENSALAH M.A.A	Examineur	
M ^{me} D. DJOUDARM. A.A	Examinatrice	
M ^r I. ZAIBAK M.A.B	Promoteur	

septembre 2014

DEDICACE

Je Dédie ce modeste travail

Spécialement à mes très chers parents pour leurs Sacrifices, leur

Aide et leur soutien.

À mes très chères sœurs

À mes frères Omar, Kacem, Daoud, Abdallah, Hamza, et leurs enfants

Said, Kacem , Yacine , Amina , Imen , Youcef

À mes grands-pères et mes grands-mères

À mes oncles À mes tantes

*À tout Tawat de l'Ensh : Abdo, Toutou, Soufiane, Ali, Mustapha, Mouhamed
Reda*

À ma grande famille MOUSSELMAL et BABASIDI

À mes Amis : D.Brahim, L.Aissa, B.Mohamed, T.Nasrou, H.Salah, B.Mourad,

M.Dabouz, M.Cihani, A.Baslimane, et tout le groupe De TLEMCEM

À tous mes amis de l'école.

À Tout les enseignants de primaire à l'université

M. MOHAMED

REMERCIEMENTS

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Mes remerciements à ma mère et mon père...Je remercie fortement mon promoteur : ^{Monsieur} I.ZAIBAK de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Par la même occasion je remercie :

Les membres du jury qui m'ont honoré par leur présence et qui vont juger mon travail.

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements vont également à : mes sœurs, mes frères : et toute la famille MOUSSELMAL, et tous mes amis,

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

M. MOHAMED

REMERCIEMENTS

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Mes remerciements à ma mère et mon père...Je remercie fortement mon promoteur : ~~Monsieur~~ I.ZAIBAK de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Par la même occasion je remercie :

Les membres du jury qui m'ont honoré par leur présence et qui vont juger mon travail.

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements vont également à : mes sœurs, mes frères : et toute la famille MOUSSELMAL, et tous mes amis,

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

M. MOHAMED

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Etude géologique et géotechnique

I. Introduction.....	1
I.1.Topographie	1
I.1.1.Situation géographique de Ghardaïa	1
I.1.2.Choix du site du barrage	3
I.2.Géologie	4
I.2.1 Géologie générale.....	4
I.2.2.Géologie du site.....	6
I.2.3.Tectonique.....	6
I.2.4.Altération.....	7
I.2.5.Géologie de la cuvette.....	7
I.2.6.Stabilité	7
I.2.7.Etanchéité	7
I.2.8.Sismicité:	8
I.3. Géotechnique.....	8
I.3.1 .Essais Lugeon dans les rochers	9
I.3.2.Essais sur les Calcaires.....	9
I.3.3.Essais sur les Argiles.....	10
I.3.4 .Analyse granulométrique.....	11
I.3.5. Limites d'Atterberg	11
I.3.6. Equivalent de sable	12
I.3.7.Essai Proctor Normal :	12
I.3.8 Perméabilité	12
Conclusion.....	12

CHAPITRE II : Etude hydrologique

II.1.Introduction	13
II.2.Caractéristiques physiques du bassin versant	13
II.2.1.Les caractéristiques géométriques	13
II.3.Caractéristiques hydro morphologiques	13
II.3.1.Indice de compacité de Gravelius Kc	13
II.3.2.Coefficient d'allongement	14
II.3. 3.Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius	14
II.4. Caractéristiques hydrographiques	14
II.4.1.Courbe hypsométrique	15
II.4.2 Les Altitudes	16
II.4.3 Les pentes	16

II.4.4 Caractéristiques hydrographiques	17
II.4.5 Caractéristiques physiographiques	18
II.4.6 Profil en long du court d'eau principale.....	20
II.5 Caractéristiques climatique du bassin versant	22
II.5.1 Température de l'air	22
II.5.2. Températures moyennes mensuelles sur une période d'observation (1964/2011).....	22
II.5.3. Vitesse de vent	23
II.5.4. Humidité de l'air	23
II.5.5. Evaporation	23
II.6.Etude pluviométrique	24
II.6.1 Pluie moyenne annuelle	24
II.6.2.Répartition mensuelle de la pluie moyenne	25
II.7. Choix de la loi d'ajustement.	25
II.7.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.	26
II.7.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log-normal	26
II.8. La pluie de courtes durées	27
II.9. Etudes des apports	29
II.9.1.Estimation de l'apport moyen annuel (A_0)	29
II.9.2 Caractéristiques d'écoulement	31
II.9.3.Transport Solide	32
II.9.4.Evaluation par analogie.....	32
II.10.Etude des crues	33
II.10.1.Méthode régionale d'évaluation des caractéristiques des crues	34
II.11. Hydrogramme de crue	36
II.11.1.Estimation de la crue de projet	37
II.12.Courbes Caractéristiques	39
II.13.Régularisation de débit	41
II.13.1.Laminage des crues	42
II.13.2.Méthode de KOTCHERINE.....	42
II.13.3.Estimation du débit de crue laminée	42
III.13.4.Etude d'optimisation de l'évacuateur de crue	46
II.14.1 Calcul du coût approximatif de la digue	46
II.14.2 Calcul de la revanche	47
II.14.3. Détermination de la cote de crête	47
II.14.4.Largeur en crête	48
II.14.5. calcul du coût de l'évacuateur de crue	49
II.14.6.coût du Coursier.....	49
II.14.7. Coût de canal d'approche	50
II.14.8. Calcul du coût total du barrage:	51
II.15.Courbe d'optimisation	51
II.16.Conclusion	54

CHAPITRE III : ETUDE DES VARIANTES

III.1.Le choix du site du barrage	55
III.2.Le choix de type du barrage	55
III.3.Les variantes à choisir	57
III.4.Etude Technico-économique.....	58
III.4.1.Barrage Homogène en argile	59
III.4.2.Barrage Zoné	59
III.4.2.1 le Noyau :	59
III.4.3 Barrage en enrochement avec masque en amont :	60
III.4.3.1 Barrage en alluvions	61
III.5.Estimation du coût des variantes	63
Conclusion.....	63

CHAPITRE IV : ETUDE DE LA VARIANTES RETENUE

IV. Introduction	64
IV.1.Classification de l'ouvrage.....	64
IV.2.Dimensionnement de la digue	64
IV.2.1.Hauteur du barrage	64
IV.2.3.Pentes des talus	64
IV.3.Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus	65
IV.3.1.Talus amont	66
IV.3.2.Talus aval.....	66
IV.4.Le drain de la digue.....	66
IV.4.1.Dimensionnement du drain incliné de 60° par rapport à l'horizontale amont.....	67
IV.4.2. Hauteur du drain	67
IV.4.3.Epaisseur du drain	67
IV.4.4.Dimensionnement du Drain tapis	67
IV.4.6. Le prisme de drainages	67
IV.4.7. Dimensionnement du prisme de drainage	67
IV.5.Calcul des filtres.....	68
IV.5.1.Détermination de la courbe granulométrique des filtres.....	68
IV.5.2.Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres.....	69
IV.6.La clé d'ancrage	69
IV.7.Protection de la Crête	69
IV.8.Calcul d'infiltration à travers la digue et la fondation	70
IV.8.1. Tracer de la ligne de saturation	70
IV.8.2.Admissions dans les calculs de filtrations hydrauliques des barrages en terres	70
IV.8.3.Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite)	71
IV.8.4. débit d'infiltration à travers la fondation	73
IV.8.5. débit d'infiltration totale :(digue + fondation)....	73
IV.8.6. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	73

IV.9. Calcul de stabilité	75
IV.9.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)	75
IV.9.2. Conséquences de l'instabilité des talus	76
IV.9.3. Principe de calcul (Méthode des tranches) ..	77
IV.9.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche	78
IV.9.5. Classement des forces	78
IV.9.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	79
IV.9.7 . Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide	80
Conclusion	81

CHAPITRE V : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

V.1. Etude de la dérivation provisoire	82
V.1.1. Introduction	82
V.1.2. Choix de la crue de dimensionnement	82
V.1.3. Dimensionnement de la dérivation provisoire	82
V.1.3.1. Calcul du canal ..	83
V.1.3.2. Calcul de la profondeur normal	83
V.2. Etude de la vidange de fonde	84
V.2.1. Introduction	84
V.2.2. Type d'ouvrage de vidange	84
V.2.3. Choix de type de vidange	85
V.2.4. Calcul de la vidange de fonde	86
V.2.4.1. Calcul hydraulique de la conduite de vidange	86
V.2.4.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre	86
V.2.4.3. Correction du coefficient de débit μ	87
V.3. Etude de l'évacuateur de crues	88
V.3.1. Introduction	88
V.3.2. Les critères de choix de l'évacuateur de crues	88
V.3.3. Différent types des évacuateurs de crues	89
V.3.4. Choix de la variante	90
V.3.5. Dimensionnement de l'évacuateur de crues	90
V.3.5.1. Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crues	90
V.3.5.2. Canal d'approche	90
V.3.5.3. Vitesse d'approche	91
V.3.5.4. Hauteur du mur du canal d'approche	91
V.3.5.5. Seuil épais	91
V.3.5.6. Le coursier	91
V.3.5.6.1. Largeur du coursier	91
V.3.5.6.2. Longueur du coursier	91
V.3.5.6.3. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier	92

V.3.5.7.Les murs bajoyers.....	94
V.3.5.8.Dissipation d'énergie.....	95
V.3.5.8.1.Dimensionnement des blocs Chicanes	96
V.3.5.9.Canal de fuite	96

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE

VI. Introduction	98
VI.1.Stabilité des murs bajoyers.....	98
VI.2.Les forces verticales	98
VI.3.Les forces horizontales	99
VI.4.Stabilité au renversement	99
VI.5.Stabilité au glissement	100
VI.6.Etude du ferrailage	100
VI.7.Ferrailage de la semelle.....	103
Conclusion.....	108

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

VII. Introduction	109
VII.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	109
VII.2.Planification	110
VII.2.1. Définition	110
VII.2.2. Techniques de la planification	110
VII.2.2.1. méthodes basées sur le réseau	110
VII.2.2.2. Définition du réseau	110
VII.2.2.3. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)	110
VII.2.3. Paramètres de la méthode C.P.M	111
VII.2.3.1.Chemin critique (C.C)	111
VII.3. Symboles des différentes opérations	111
VII.4.Détermination des chemins critiques.....	114
Conclusion	116

CONCLUSION GENERALE

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 :Essais Lugeon dans les rochers	9
Tableau I.2 :Essais sur les Calcaires.....	9
Tableau I.3 :Résultats des essais de la résistance à la compression simple.....	10
Tableau I.4 :Essais sur les Argiles.....	10
Tableau I.5 :Tableau récapitulatif des résultats des essais physiques.....	12
Tableau II.1 :Calcul des surfaces cumulées.....	15
Tableau II.2 :Détermination des altitudes.....	16
Tableau II.3 :Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	21
Tableau II.4 :Températures moyennes mensuelles	22
Tableau II.5 :vitesse moyennes mensuelles du vent	23
Tableau II.6 :Humidité moyennes mensuelles	23
Tableau II.7 :Evaporation moyennes mensuelles.....	23
Tableau II.8 :Caractéristiques de la station de GHARDAIA.....	24
Tableau II.9 :Caractéristiques de la série.....	27
Tableau II.10 :résultat de l'ajustement à la loi de log normal.....	27
Tableau II.11 :Intensité pour les différentes fréquences.....	28
Tableau II.12 :Récapitulatif des résultats.....	31
Tableau II.13 :Calcul du volume mort.....	33
Tableau II.14 :Volumes de la crue.....	34
Tableau II.15 : Résumé et calcul des débits des crues pour différentes périodes de retour....	35
Tableau II.16 :Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue.....	36
Tableau II.17 :Catégories des dommages résultant des crues.....	38
Tableau II.18:Crue de projet recommandée	38
Tableau II.19 :Choix de la crue de projet.	39
Tableau II.20 :Courbes topographiques et volumétriques.....	40
Tableau II.21 :Volume utile.....	41
Tableau II.22 :Résultats de calcul.....	43
Tableau II.23 :Détermination des débits laminaire.....	44
Tableau II.24 :Détermination de la largeur des déversoirs.....	44
Tableau II.25 :Résumé de calcul de Largeur en crête.....	48
Tableau II.26 :Coût de la digue.....	49
Tableau II.27 :Coût du coursier.....	49
Tableau II.28 :Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes.....	50
Tableau II.29 :Récapitulatif des prix totaux.....	51
Tableau II.30 :Volumes et débits déversant.....	52
Tableau II.31 :laminage de crue :	53
Tableau III.01 :volume du Noyau.	59
Tableau III.02 :volume des recharges.	60
Tableau III.03 :barrage en enrochement avec masque en amont.	60

Tableau III.04 :Coûts variante barrage en enrochement avec masque en amont	61
Tableau III.05 :volume des recharges barrage en alluvions	61
Tableau III.06 :barrage en alluvions	61
Tableau III.07 :Coûts variante Barrage en alluvions	61
Tableau III.08 :Barrage en béton.....	63
Tableau III.09 :les coûts des variantes étudiées.....	63
Tableau IV.1 :Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	64
Tableau IV.2 :Valeurs indicatives des pentes des talus.	65
Tableau IV.3 :Valeurs de C en fonction des pentes de talus	66
Tableau IV.4 :épaisseur minimal de drain.....	67
Tableau IV.5 :Les coordonnées de la parabole.....	72
Tableau IV.6 :Classification des barrages.....	73
Tableau IV.7 :Gradient hydraulique admissible.....	74
Tableau IV.8 :Détermination du gradient d'infiltration admissible.	74
Tableau IV.9 :Détermination du coefficient de sécurité	74
Tableau IV.10 :Coefficient de stabilité admissible des talus.....	76
Tableau IV.11 : (K1,K2) en fonction des pentes des talus	77
Tableau IV.12 :les caractéristiques géotechniques des sols.....	81
Tableau IV.13 :Coefficient de sécurité pour le vidange rapide.....	81
Tableau V.1 :Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs	83
Tableau V.2 :Type de vidange de fonde	85
Tableau V.3 :Calcul de profondeur normal par itération.	92
Tableau V.4 :Les caractéristiques de la profondeur normale.....	92
Tableau V.5 :Les caractéristiques de la profondeur critique.....	92
Tableau V.6 :Caractéristique hydraulique de l'écoulement.....	93
Tableau V.7 :Calcul de ligne d'eau	94
Tableau VII.01 : Symboles des opérations.....	112
Tableau VII.02 : Détermination des chemins critiques.....	114
Tableau VII.03 : Programme des travaux.....	115
Tableau VII.04 :.Coût estimatif.....	116

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Limites administratives de la wilaya de Ghardaïa.....	2
Figure I.2 : Localisation de la zone d'étude [DHW Ghardaïa, modifiée].....	3
Figure I.3: Coupe géologique et schématique de la vallée du M'Zab.....	4
Figure I.4 : Carte géologique du Ghardaïa.....	5
Figure I.5 : Carte de zonage sismique du territoire algérien.....	8
Figure II.1 : Courbe hypsométrique	15
Figure II.2 : Classification du SCHUM	17
Figure II.3 : Profil en long du court d'eau principale	20
Figure II.4 : Répartition mensuelle de température	22
Figure II.5 : Répartition annuelle des pluies.....	24
Figure II.6 : Répartition mensuelle des pluies moyennes.....	25
Figure II.7 : La droite de l'ajustement avec loi de Gumbel.....	26
Figure II.8 : La droite de l'ajustement avec loi de Galton.....	26
Figure II.9 .Courbes Intensité Durée Fréquence.....	28
Figure II.10.Courbe des pluies à courtes durée.....	29
Figure II.11. Hydrogrammes de crues.....	37
Figure II.12.Courbe des hauteurs en fonction du volume $H = f(v)$	40
Figure II.13.Courbe des surfaces submergées $S = f(H)$	40
Figure II.14 Courbes $V = f(q, Q)$	45
Figure II.15. Courbes $H = f(q, Q)$	45
Figure II.16 : Courbe d'optimisation de l'évacuateur de crue.....	51
Figure II.17. Courbe des débits déversant.....	52
Figure II.18.Hydrogramme d'entrée et de sortie.....	54
Figure IV.1 : Calcul les infiltrations qui travers le corps de la digue.....	71
Figure IV.2 : Schéma de calcul de stabilité.....	80
Figure V.1 : Schéma explicatif de la ligne d'eau	93
Figure V.2 : Ligne d'eau dans le coursier	94
Figure VI.1 : Forces agissant sur les murs bajoyers	98
Figure VI.2 : Ferrailage des murs bajoyers.....	101
Figure VI.3 : Coupe (3-3)	102
Figure VI.4 : Coupe (1-1)	102
Figure VI.5 : Coupe(2-2)	102
Figure VI.6 : Les diagrammes des contraintes.....	104
Figure VI.7 : Le diagramme de la résultant.....	104
Figure VI.8 : Coupe (1-1)	107
Figure VI.9 : Ferrailage de la semelle des murs bajoyers.....	107
Figure VII.1 : Réseau à nœuds.....	113

Liste des planches

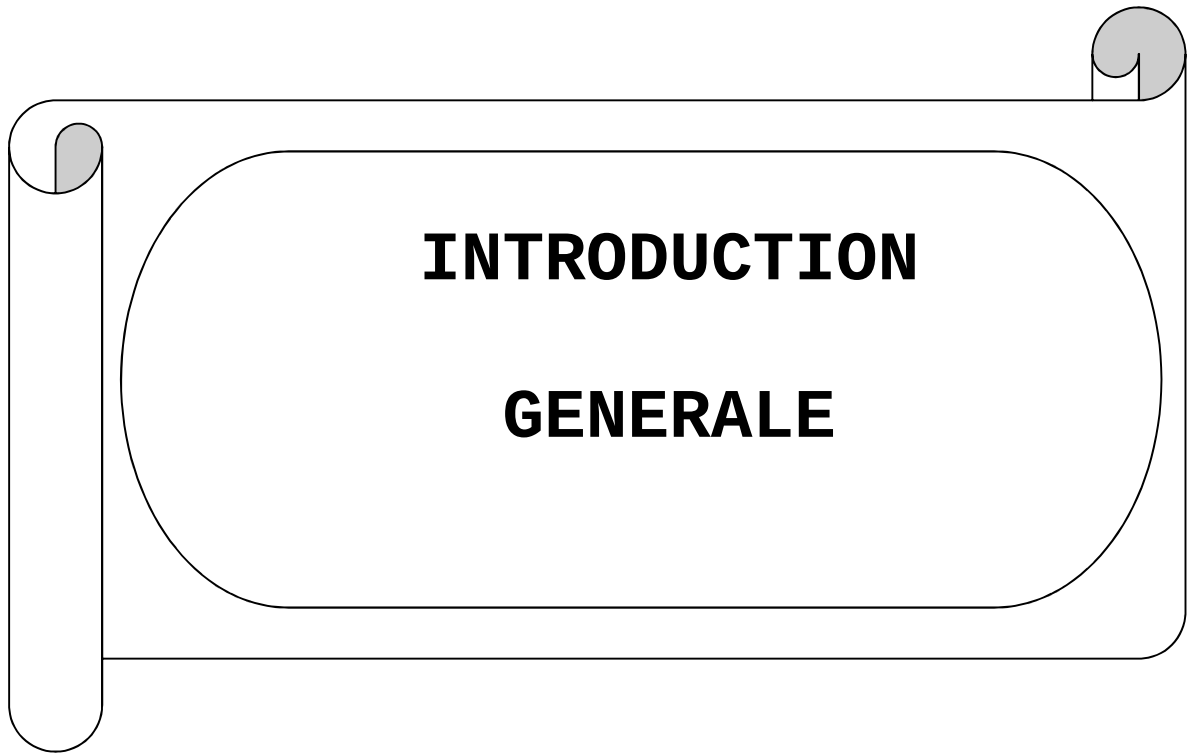
Planches 01 : Coupe en travers de la digue .

Planches 02 : Schémas de calcul de stabilité .

Planches 03 : Vue en plan de l'aménagement de la digue de Bou Brik Wilaya GHARDAIA .

Planches 04 : Coupe type de l'évacuateur de crue .

Planches 05 : Coupe géologique suivant l'axe de la digue.



Introduction générale

L'inondation est une Submersion plus ou moins rapide de terrains due à une crue avoisinant le lit d'un cours d'eau. En temps ordinaire les débits s'écoulent dans le lit mineur des cours d'eau. Dès que les quantités d'eau arrivant dans une rivière dépassent la capacité de ce lit, il y a débordement dans le lit majeur : «c'est l'inondation ».

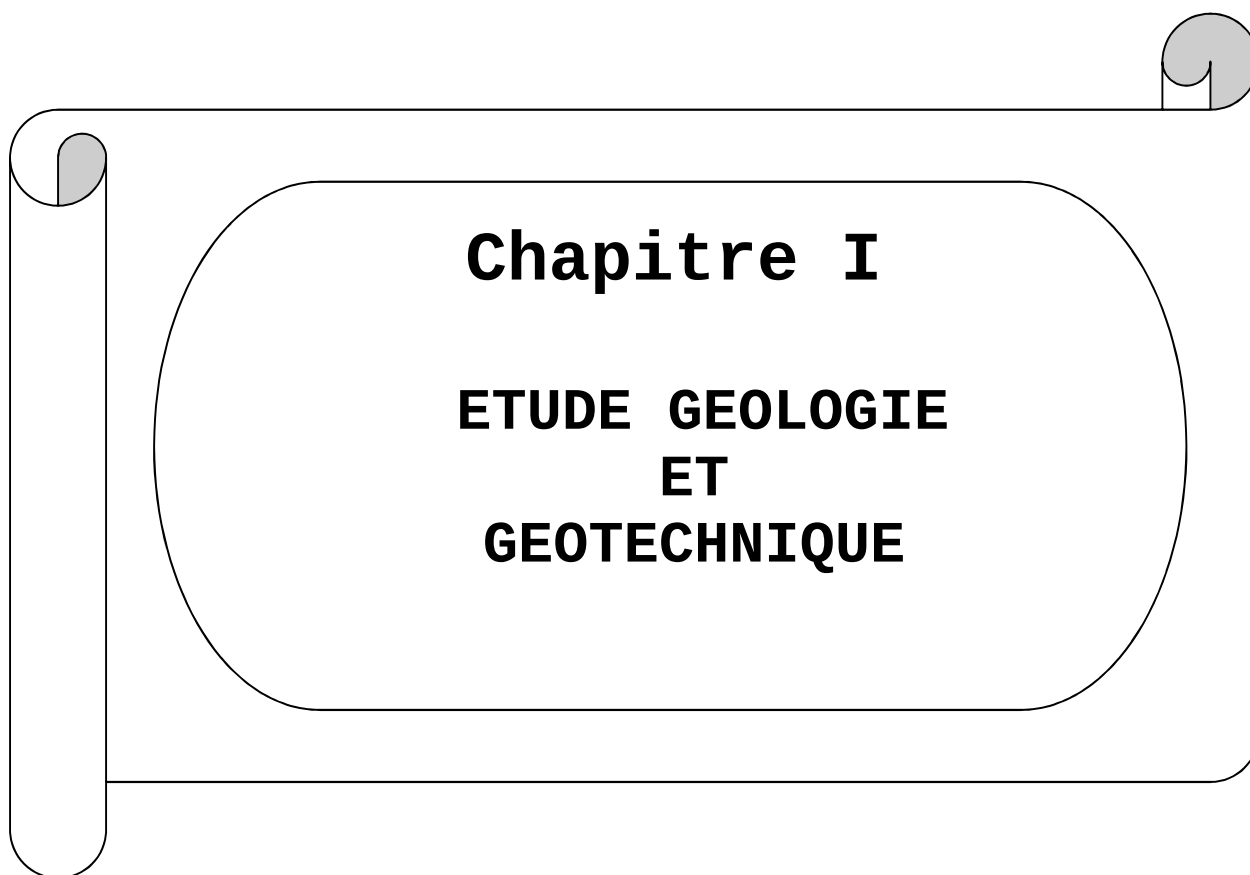
La région du M'Zab est confrontée aux phénomènes des crues qui engendrent des inondations et qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social.

Ces inondations sont dues à l'interaction complexe de plusieurs composantes. C'est le produit de la concomitance des facteurs géomorphologiques, lithologiques, topographiques, hydrographiques et climatiques sans oublier le facteur humain.

Le développement récent de la population, qui a augmenté au cours du temps crée une intense urbanisation heurté aux contraintes du relief, particulièrement à l'étroitesse de la vallée de M'ZAB. On remarque une submersion incontrôlée de l'habitat dans la palmeraie et dans les zones inondables, parfois même dans le lit mineur de l'oued. Ainsi que l'inondation d'eau et incontrôlable qui a créé des dégâts humains et matériels.

Pour cette raison la wilaya de GHARDAIA a bénéficié trois barrages de protection au nord-est de Ghardaïa : l'un dans la région de L'AADIRA (barrage EL HAIMEUR), et l'autre à ABIOD, (barrage ABIOD), et le troisième à la région de Bou Brik (barrage de Bou Brik)

Notre projet de fin d'étude a pour but d'étudier l'aménagement hydraulique de cours d'eau de Bou Brik qui est destiné à la protection de la ville de Ghardaïa contre les crues.



I. Introduction :

Pour la réalisation d'un aménagement, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte de la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

I.1.Topographie :

Le but principal d'étude de la topographie est d'établir les documents nécessaires pour l'aménagement du cours d'eau (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

I.1.1.Situation géographique de Ghardaïa :

La Wilaya de Ghardaïa est limitée :

Du côté Nord par la Wilaya de Laghouat.

Du Nord Est par la Wilaya de Djelfa.

De l'Est par la Wilaya d'Ouargla.

Du Sud par la Wilaya de Tamanrasset.

Du Sud- Ouest par la Wilaya d'Adrar.

De l'Ouest par la Wilaya d'El-Bayad .

La vallée du M'Zab est située dans la wilaya de Ghardaïa, elle se situe à 600 Km au Sud de la capitale Alger, sur une altitude moyenne de 600 m environ, et une longitude de 3°.45 Est, et latitude de 32°.50 Nord.

Elle se trouve dans le plateau de la Hamada, C'est un plateau de calcaire disséqué en vallées et ravins qui s'enchevêtrent les uns dans les autres. Ainsi, sont sculptées les mailles de ce filet géant ouvert du Nord-ouest vers le Sud-est pour laisser passer l'Oued M'Zab (rivière ou torrent coulant à intervalles très irréguliers).

La commune de Ghardaïa, lieu de localisation du projet, est limitée du côté Nord par Berriane, à l'Est par Bounoura, à l'ouest par Daya et au Sud par Metlili, sa superficie est de 1798,07 ha.

GHARDAIA occupe une position centrale reliant les hauts plateaux avec le Sahara, ce qui fait d'elle une place tournante pour le développement de toute la région.

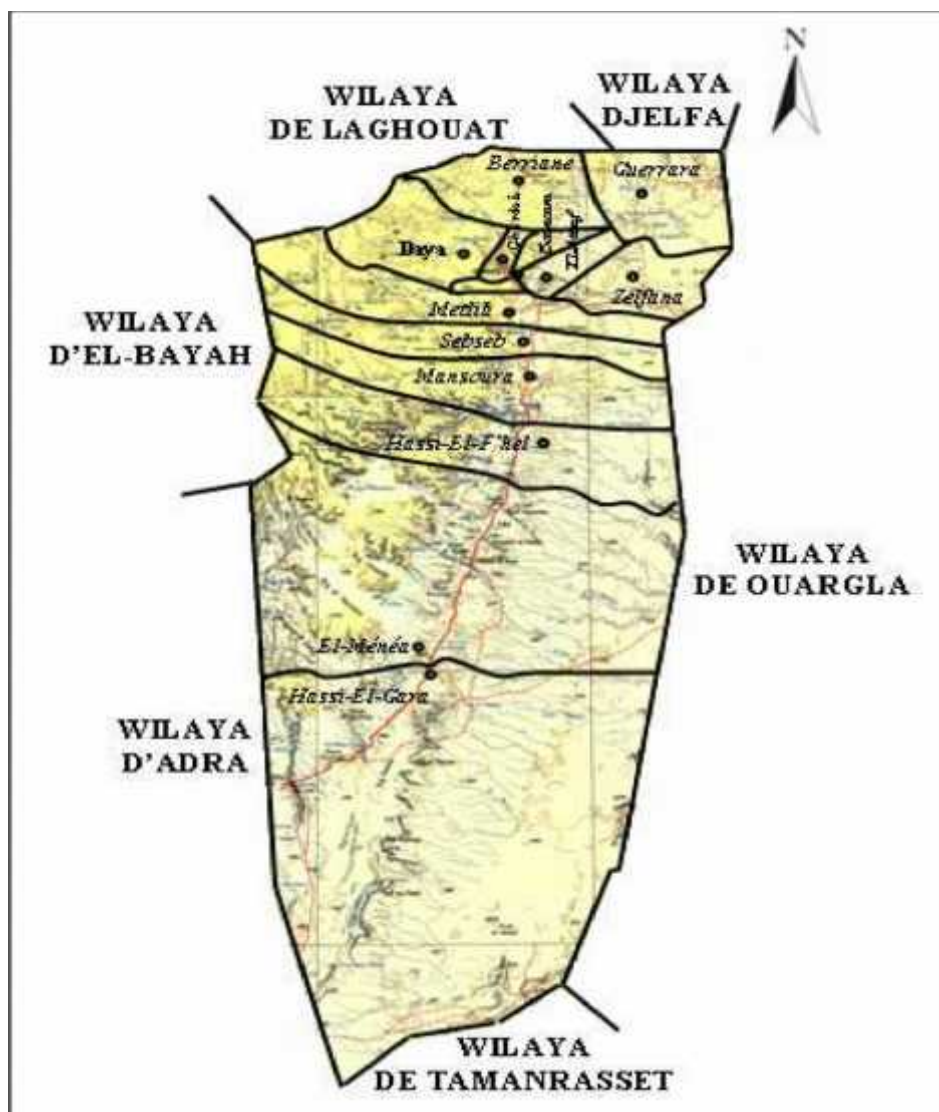


Figure I.1 : Limites administratives de la wilaya de Ghardaïa, Echelle : 1/50000

I.1.2.Choix du site du barrage :

Le site destiné à la construction du barrage se trouve sur l'oued Bou Brik à 14 km au Nord Est du chef-lieu de la wilaya de Ghardaïa, il se trouve dans la daïra de DAIA BEN DAHOUA.

L'oued de Bou Brik se conflue avec deux autres oueds oued ABIOD et oued de LAADIRA et déversent leurs eaux dans l'oued principal de la ville de Ghardaïa (oued M'Zab), dont les coordonnées cartésiennes du site de la retenue sont :

Les coordonnées (Lambert) du site sont :

- $X = 552.800 \text{ Km}$
- $Y = 3.604.600 \text{ Km}$
- $Z = 546.5543 \text{ m NGA.}$



Figure I.2 : Localisation de la zone d'étude [DHW Ghardaïa, modifiée] Echelle 1/250000.

I.2.Géologie :

I.2.1.Géologie générale

Du point de vue géologique, la wilaya de Ghardaïa est située aux bordures occidentales du bassin sédimentaire secondaire du Sahara, sur un grand plateau subhorizontal de massifs calcaires d'âge Turonien appelé couramment "la dorsale du M'Zab". Sous les calcaires turoniens on recoupe une couche imperméable formée d'argile verte et de marne riche en gypse et en anhydrite; elle est attribuée au Cénomaniens. L'étage de l'Albien est représenté par une masse importante de sables fins à grès et d'argiles vertes. Elle abrite des ressources hydrauliques considérables. (BONNARD ET GARDEL, 2000)

Les alluvions quaternaires formées de sables, galets et argiles tapissent le fond des vallées des oueds de la dorsale. Ces alluvions abritent des nappes superficielles (nappes phréatiques)

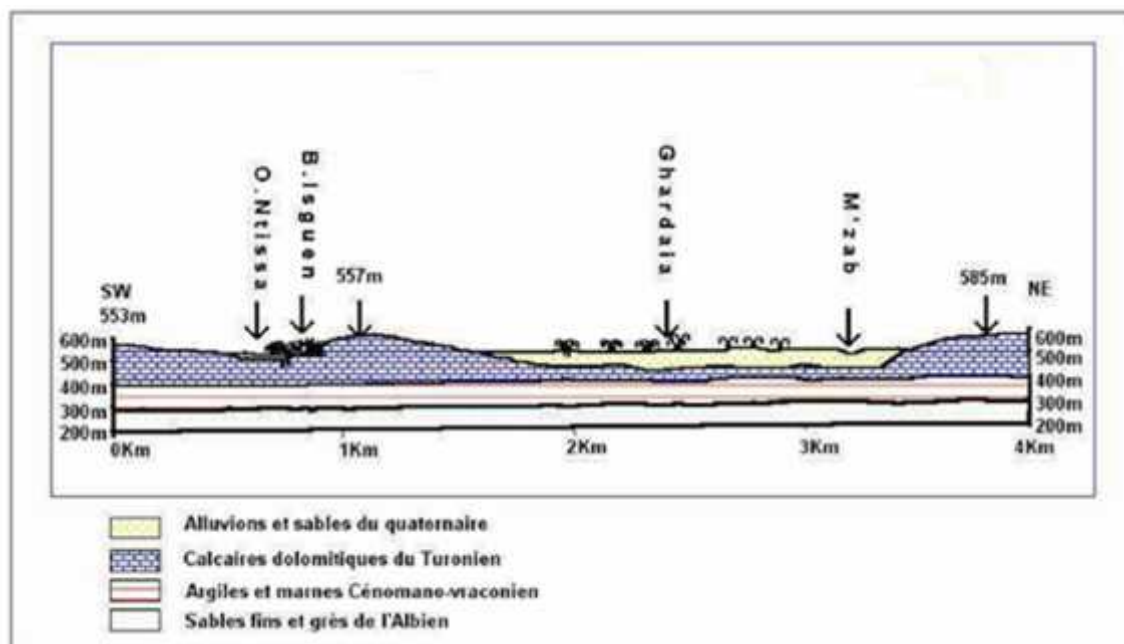


Figure I.3: Coupe géologique de la vallée du M'Zab

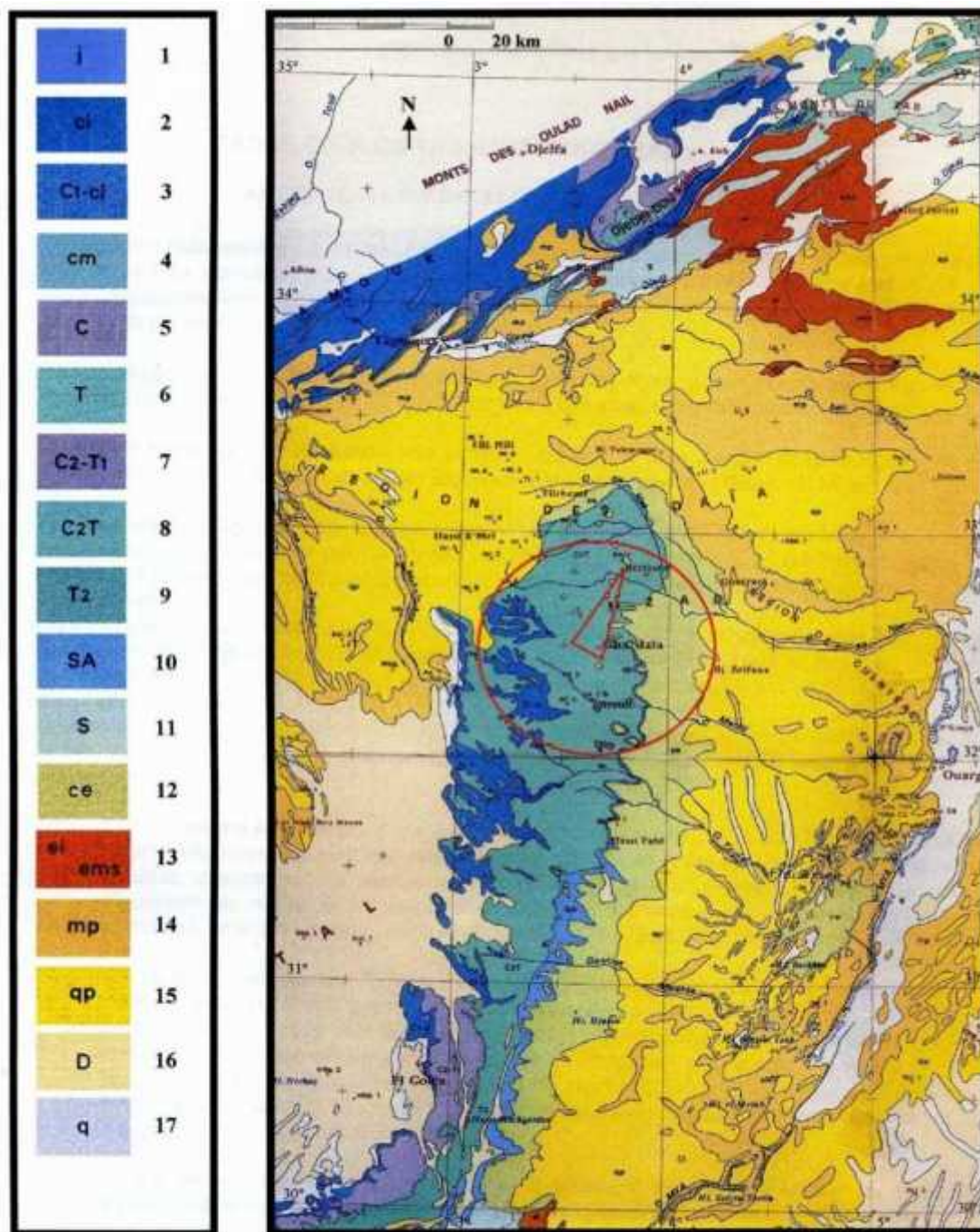


Figure 05 : carte géologique du M'zab (extrait modifié de la carte géologique au 1/2000000 du bassin mésozoïque du Sahara algéro-tunisien et de ses abords, de G. Busson 1967)

Le cercle rouge représente la région de Ghardaïa, le triangle rouge montre avec ses trois points les trois secteurs étudiés. Ages des terrains : 1- Jurassique (j) ; 2- Crétacé inférieur (ci) ; 3- Crétacé inférieur puis Cénomaniens argileux (C1-ci) ; 4- Crétacé moyen (cm) ; 5- Cénomaniens (C) ; 6- Turonien (T) ; 7- Cénomaniens supérieurs et Turonien inférieur (C2-T1) ; 8- Cénomaniens supérieurs calcaires et Turonien (C2-T) ; 9- Turonien (T2) ; 10- Sénomien argilo-gypseux y compris du Maastrichtien (SA) ; 11- Sénomien (S) ; 12- Sénomien et Eocène indistinguables (ce) ; 13- Eocène inférieur (ei) et Eocène moyen-supérieur (ems) ; 14- Miocène ou Pliocène avec localement Nummulitique continental (mp) ; 15- Pliocène ou Quaternaire ancien (qp) ; 16- Dunes (D) ; 17- Quaternaire indifférencié (q).

Figure I.4: Carte géologique du Ghardaïa. (Banouh Nouh-Mefnune, 2006)

I.2.2.Géologie du site

Le site est composé des formations suivantes :

- Les calcaires du Turonien
- Les alluvions grossières
- Les alluvions sablo-limoneuses

a. Les calcaires du Turonien :

Ces calcaires recouvrent l'ensemble de la région avec une morphologie tabulaire tout à fait monotone. Ils sont tantôt bruns, tantôt clairs à l'affleurement, mais toujours blancs à la cassure. Massifs et très résistants, l'épaisseur des bancs est généralement de l'ordre du mètre avec parfois des bancs plus épais (2-2.5m).

b. Les alluvions grossières :

L'épaisseur d'alluvions grossières supérieure à 20 m. Il semblerait qu'elle atteigne en certains endroits 40 m

Ces alluvions sont grossières avec une proportion d'éléments de dimension supérieure à 200 mm parfois importante. Elles sont composées d'éléments de calcaire souvent roulés, parfois à angles légèrement émoussés.

Cet horizon est très compact, surtout en profondeur. Il est souvent difficile à entamer à la pelle mécanique au-delà du premier mètre.

c. Les alluvions sablo-limoneuses :

Cet horizon surmonte les alluvions grossières. Son épaisseur varie de quelques centimètres à 2 mètres au maximum. Il est constitué parfois de sable propre roux, parfois de sable limoneux légèrement caillouteux de couleur brun à roux.

I.2.3.Tectonique

Les formations calcaires à structure tabulaire, au droit du site, ne sont affectées par aucun phénomène tectonique notable d'importance régionale. Les mêmes directions et pendages sont

mesurés aussi bien en rive droite qu'en rive gauche. Aucune faille d'importance n'est relevée au environ immédiat du site.

La fracturation est cependant intense. Elle est liée d'une part aux phénomènes tectoniques à petite échelle et d'autre part aux phénomènes de géodynamique externe, notamment les variations de température, les fissures qui résultent de ces effets géodynamiques sont superficielles et d'orientation aléatoire.

I.2.4. Altération

Du fait de la fissuration intense des calcaires, l'altération s'est développé jusqu'à environ 2 mètres de profondeur.

I.2.5. Géologie de la cuvette

La cuvette de ce barrage qui est extrêmement vaste se développe dans les mêmes termes et avec les mêmes faciès que ceux du site.

Les calcaires, surmontés des alluvions grossières puis par les alluvions sablo-limoneuses se retrouvent sur toute l'étendue de la cuvette avec la même morphologie et la même structure.

I.2.6. Stabilité

Aucune instabilité majeure n'est relevée aussi bien sur le site que dans la cuvette. Ceci trouve son explication dans la morphologie, la structure géologique ainsi que dans la nature des formations rencontrées.

I.2.7. Etanchéité

Les infiltrations seront importantes du fait de l'importance de la surface des calcaires en contact avec l'eau de la retenue et de la perméabilité attendue de l'épaisse couche alluviale. Le but de cet ouvrage n'est toutefois pas de constituer un réservoir étanche et leurs eaux, de toute façon, reviendront dans le bassin, du fait de l'absence de vallée adjacente susceptible de les drainer. (BONNARD ET GARDEL, 2000)

I.2.8.Sismicité:

Les connaissances actuelles sur la sismicité algérienne basées principalement sur la sismicité historique permettent de fixer la limite méridionale de la partie sismique de l'Algérie au niveau de l'accident sud Atlasique. A l'exception de trois épicentres localisés au Sud Est de Biskra, les régions situées au sud de la flexure saharienne sont totalement asismiques. La région du site peut cependant ressentir les séismes de la partie sud de l'Atlas (distance supérieure à 150km).

D'après la règlement parasismique Algérien notre zone d'étude appartient à la zone 0

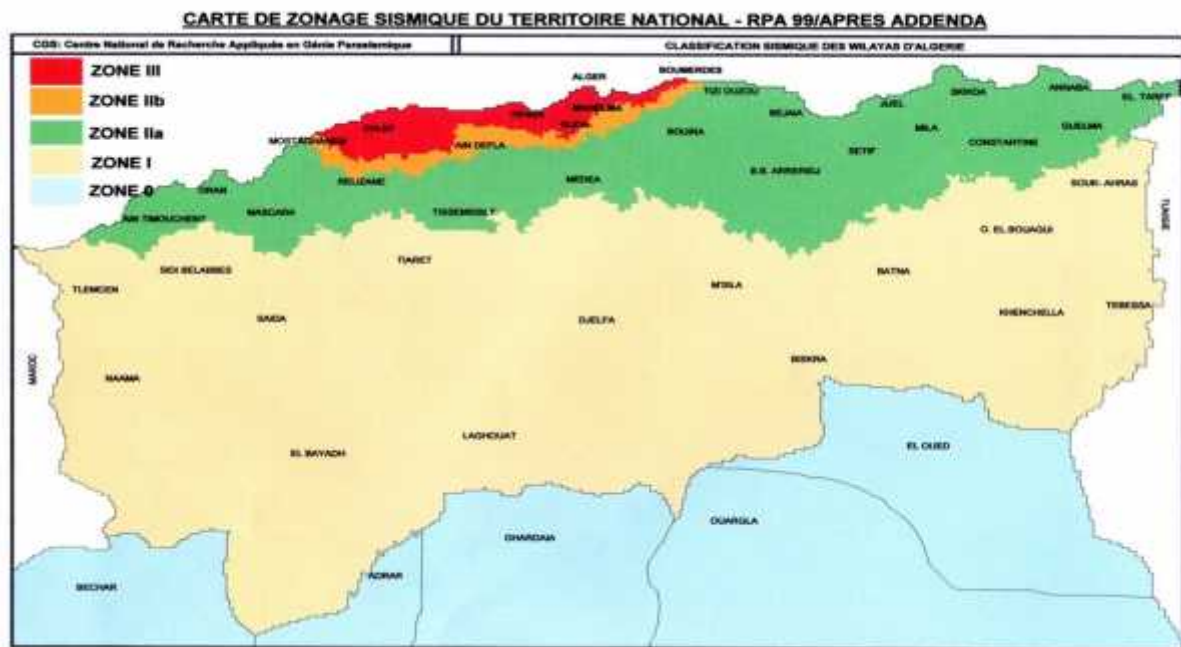


Figure I.5 : Carte de zonage sismique du territoire algérien (source, RPA 99-Version 2003)

I.3. Géotechnique

L'étude géologique ne permet pas de définir les caractéristiques et les comportements mécaniques et hydrodynamiques des sols, ce qui veut dire leur aptitude à fournir les matériaux nécessaires à la construction de la digue ou à constituer des fondations suffisamment stables et imperméables.

Il importe de procéder à des essais de mécanique des sols sur des échantillons in situ et/ou au laboratoire.

I.3.1. Essais Lugeon dans les rochers

Cet essai a été mis au point pour les études d'étanchéité des assises de barrages et il mesure un paramètre spécifique,

Tableau I.1: Essais Lugeon dans les rochers

Tranche (m)	Pression (bars)	Pression effective (bars)	Débit Q (L/min)	unité Lugeon UL
1,00 - 3,00	0.50	0.72	8.10	55.90
	1.00	1.22	35.60	145.99
3,00 - 8,00	0.50	1.17	40.00	68.53
5,00 - 8,00	0.50	1.30	39.60	101.35
7,00 - 8,00	0.50	1.29	35.00	271.58

I.3.2. Essais sur les Calcaires :

Les deux tableaux ci-dessous résument les résultats des mesures de densité ainsi que les résultats des essais de compression simple à l'état naturel et après saturation. On constate que les densités de ces matériaux sont moyennes, les résistances à la compression simple sont moyennes à faibles. La résistance à la traction est moyenne à forte.

L'effet de l'eau n'a pas toujours une incidence claire sur le comportement de la roche du fait de la présence de ces mêmes vacuoles.

Tableau I.2 : Essais sur les Calcaires

Sondage	Prof (m)	Nature	W (%)	Densités	
		-		γ_h (g/cm ³)	γ_s (g/cm ³)
01	12,23 - 12,75	Calcaire	0,74	2,29	2,27
	15,00 - 15,66	Calcaire	-	-	-
	16,00 - 16,39	Calcaire	0,44	2,34	2,32
	20,50 - 20,99	Calcaire	-	-	-
	21,80 - 22,25	Calcaire	0,42	2,74	2,73
02					
	22,00 - 23,00	Calcaire	-	-	2,56
03					
	24,00 - 24,80	Calcaire	-	-	2,51

Tableau I.3 : les résultats des essais de la résistance à la compression simple

		Nature	Rc (Bars)	Rcs (Bars)
E2	15,00 - 15,66	Calcaire	261.87	277.16
E3	16,00 - 16,39	Calcaire	272.35	176.44
E4	20,50 - 20,99	Calcaire	188.55	314.25
E5	21,80 - 22,25	Calcaire	209.18	285.42
E1	20,00 - 21,00	Calcaire	631.03	593.38
E1	22,00 - 23,00	Calcaire	331 .03	146.42
E2	20,20 - 20,60	Calcaire	335.19	31.07
E3	24,00 - 24,80	Calcaire	548.20	289.14
E1	23,27 - 23,70	Calcaire	428.00	251.01
E2	24,00 - 24,37	Calcaire	484.75	/

I.3.3.Essais sur les Argiles :

(Teneur en eau, identification densité, résistance à la compression)

Comme le montre le tableau ci-dessous ces argiles sont très plastiques, à fortes limites de liquidité, de catégorie CH (Fortement plastique et compressibles), à l'état naturel elles sont à l'état dures ($I_c > 1$) leur densité est moyenne.

La résistance à la compression caractérise des argiles à l'état raides dures

Tableau I.4: Essais sur les Argiles

Sondage N°	Prof. (m)	Nature	W (%)	Limites d'Atterberg				Densités	
				WL	Wp	Ip	Ic	γ_h	γ_s
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
01	31,00 - 31,45	Argile	30,4	115,4	36,4	79,0	1,08	-	-
	35,35 - 35,85	Argile	20,0	76,8	27,0	50,0	1,14	1,99	1,65
02	27,70 - 28,15	Argile	20,3	110,6	42,6	68,0	1,62	1,89	1,88
03	41,30 - 41,86	Argile	-	-	-	-	-	-	-
	47,95 - 48,45	Argile	20,31	-	-	-	-	1,88	1,87
	48,70 - 49,10	Argile	-	-	-	-	-	-	-
	27,20 - 27,80	Argile	30,40	-	-	-	-	1,85	1,42
04	45,50 - 45,92	Argile	-	-	-	-	-	-	-

I.3.4. Analyse granulométrique :

Trente-quatre (34) analyses granulométriques ont été réalisées au niveau de cette zone. Les valeurs obtenues, ainsi que leurs moyennes.

• Supérieurs à 200 mm	21.94 %
• Cailloux : 20-200 mm	44.65 %
• Gravier : 2- 20 mm	14.88 %
• Gros sables : 0.2 –2 mm	6.35 %
• Sable fins et limon < 0.2 mm	12.18 %
• Inférieurs à 80 μ	5.76 %

I.3.5. Limites d'ATTERBERG:

La fraction fine de ces matériaux a été soumise à vingt-quatre (24) essais. Ceux-ci révèlent un sol de catégorie CL et ML correspondant à des argiles ou à des limons peu à moyennement plastiques L'indice de consistance caractérise un sol à l'état dur ($I_c > 1$)

(Voir L'annexe I)

I.3.6. Equivalent de sable :

L'équivalent de sable mesuré sur dix (10) échantillons révèle un matériau correspondant à des sables argileux (Voir Tableau I.5)

I.3.7. Essai Proctor Normal :

Dix (10) essais Proctor ont été réalisés au niveau de cette zone. Les résultats obtenus sont reportés dans le Tableau I.5 Les densités maximales obtenues sont élevées à très élevées. Elles sont toujours supérieures à 2g/cm³.

Les teneurs en eau optimales sont toujours très basses (en moyenne 9.35%)

I.3.8 Perméabilité :

Les résultats de la perméabilité obtenus au perméamétrie à charge variable indiquent des matériaux de perméabilité faible à moyenne ($K_{moy} = 7.23 \cdot 10^{-4}$ cm/s) (Voir Tableau I.5).

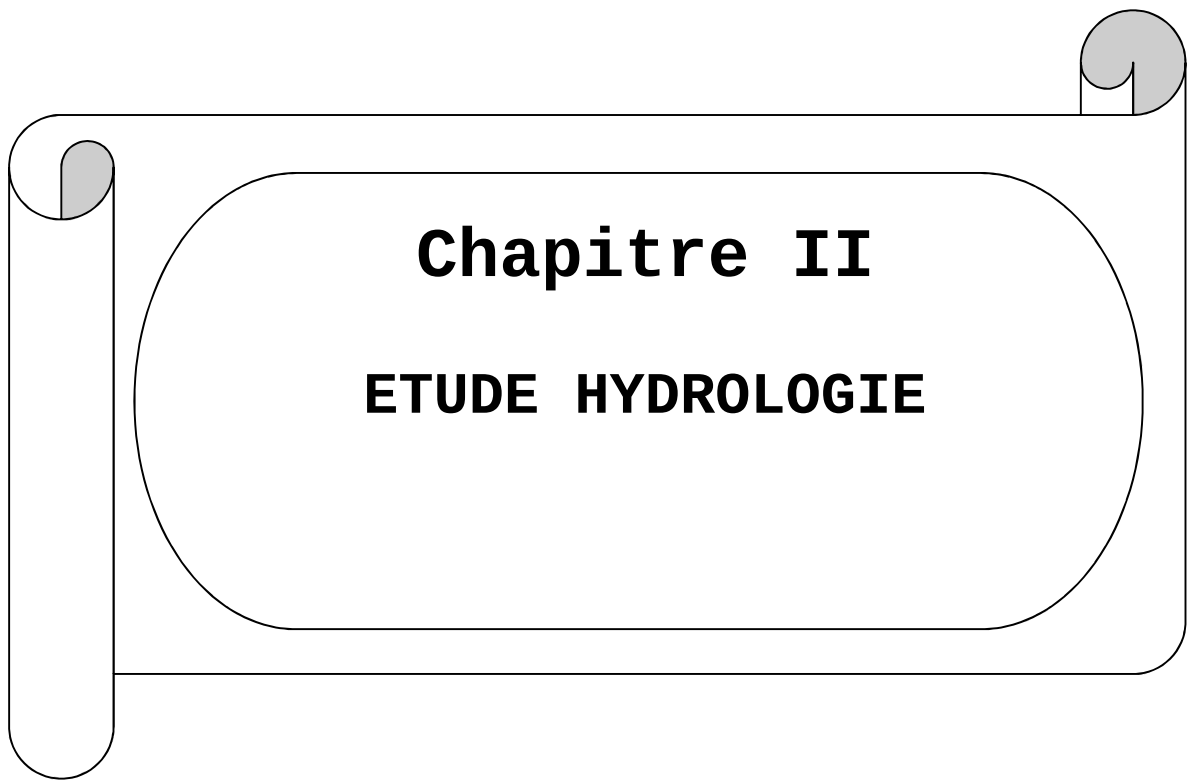
Tableau I.5 : tableau récapitulatif des résultats des essais physiques

Ech N°	Profondeur (m)	Matière organique (%)	Equivalent de sable (%)	Proctor		Perméabilité K (cm/s)
				γ_d max (g/cm ³)	W _{opt} (%)	
1	1,30 - 4,00	11.30	10.00	2.05	9.90	$1.40 \cdot 10^{-4}$
2	0,30 - 4,00	-	10.00	2.13	7.30	$2.30 \cdot 10^{-4}$
3	0,00 - 4,00	-	14.00	2.11	8.30	$1.70 \cdot 10^{-4}$
4	1,10 - 3,40	-	9.00	2.00	8.80	$5.40 \cdot 10^{-4}$
5	0,60 - 2,20	-	11.00	2.09	6.60	$4.70 \cdot 10^{-4}$
6	0,60 - 3,50	-	2.00	1.97	9.40	$4.40 \cdot 10^{-4}$
7	2,50 - 4,00	11.33	12.00	2.06	10.70	$1.30 \cdot 10^{-4}$
8	0,90 - 4,00	-	8.00	2.12	8.50	$4.50 \cdot 10^{-4}$
9	2,20 - 3,50	-	4.00	2.03	10.00	$7.20 \cdot 10^{-4}$
10	2,30 - 4,00	-	7.00	2.08	8.40	$6.00 \cdot 10^{-4}$

Conclusion :

D'après les résultats obtenus à partir des sondages et des puits de reconnaissance réalisés au niveau du site, on peut dire qu'il s'agit d'un site représentant des caractéristiques géologiques et géotechniques favorables pour la fondation d'une digue.

De façon générale, on peut conclure que le site du barrage est faisable du point de vue topographique, géologique et géotechnique.



Chapitre II

ETUDE HYDROLOGIE

II.1.Introduction :

L'étude hydrologique vise généralement la détermination des certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du retenue.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables dont l'objet est la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morphologiques, les données climatologiques et pluviométriques, Egalement seront déterminés les débits maximums et les apports solides. Et aussi l'étude du laminage de crues .Toutes ces caractéristiques sont nécessaires au dimensionnement de la retenue et de ses ouvrages annexes.

II.2.Caractéristiques physiques du bassin versant :

II.2.1.Les caractéristiques géométriques :

Sur la carte d'état-major de Ghardaïa à l'échelle 1/250.000

La surface du bassin versant est **S = 35 km²**

La longueur du thalweg principal soit **=10,2km**

Le périmètre P du bassin versant est **= 24 Km**

II.3.Caractéristiques hydro morphologiques :

II.3.1.Indice de compacité de Gravelius Kc :

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérisant la forme du bassin versant est le rapport entre le périmètre du bassin P et la circonférence du cercle P_c de rayon R ayant la même superficie S que bassin, soit :

$$K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (II.1)$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2 \sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II.2)$$

Soit : **Kc = 1,14**

Selon la valeur de K_C on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

II.3.2.Coefficient d'allongement :

Il est donné par la formule suivante : $K_p = \frac{P^2}{S} \dots\dots\dots (II.3)$

Soit : $K_p = 16,46$

II.3.3.Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius :

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

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L + l) \quad \text{et} \quad S = L * l \quad \dots\dots\dots (II.4)$$

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

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

on obtient une Equation de 2ème degré admet deux solutions L_r ; l_r :

$$L_r = \frac{k_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right) \quad \dots\dots\dots (II.6)$$

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

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : $L_r = 7.14\text{km}$ et $l_r = 4,9\text{km}$

II.4. Caractéristiques hydrographiques :**1.Le relief :**

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

La courbe hypsométrique.

L'altitude moyenne

L'indice de pente globale I_g .

L'indice de pente roche I_p

L'indice de pente moyenne du bassin versant I_m

Densité de drainage D_g .

II.4.1.Courbe hypsométrique :

Le processus météorologique et le phénomène de ruissellement étant affectés par le relief, il est important de tracer la courbe hypsométrique.

Cette courbe est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles.

Tableau II.1 Calcul des surfaces cumulées

Tranche d'altitudes(m)		Surface partielle(Km ²)	Surface partielle(%)	Surface cumulées %
702-682		1,63	4,66	4,66
682-662		3,24	9,26	13,92
662-642		4,36	12,46	26,37
642-622		3,24	9,26	35,63
622-602		5,91	16,89	52,52
602-582		3,2	9,14	61,66
582-562		4,78	13,66	75,32
562-542		3,45	9,86	85,17
542-522		4,28	12,23	97,4
522-519		9,91	2,6	100,00
Total	35	100%		

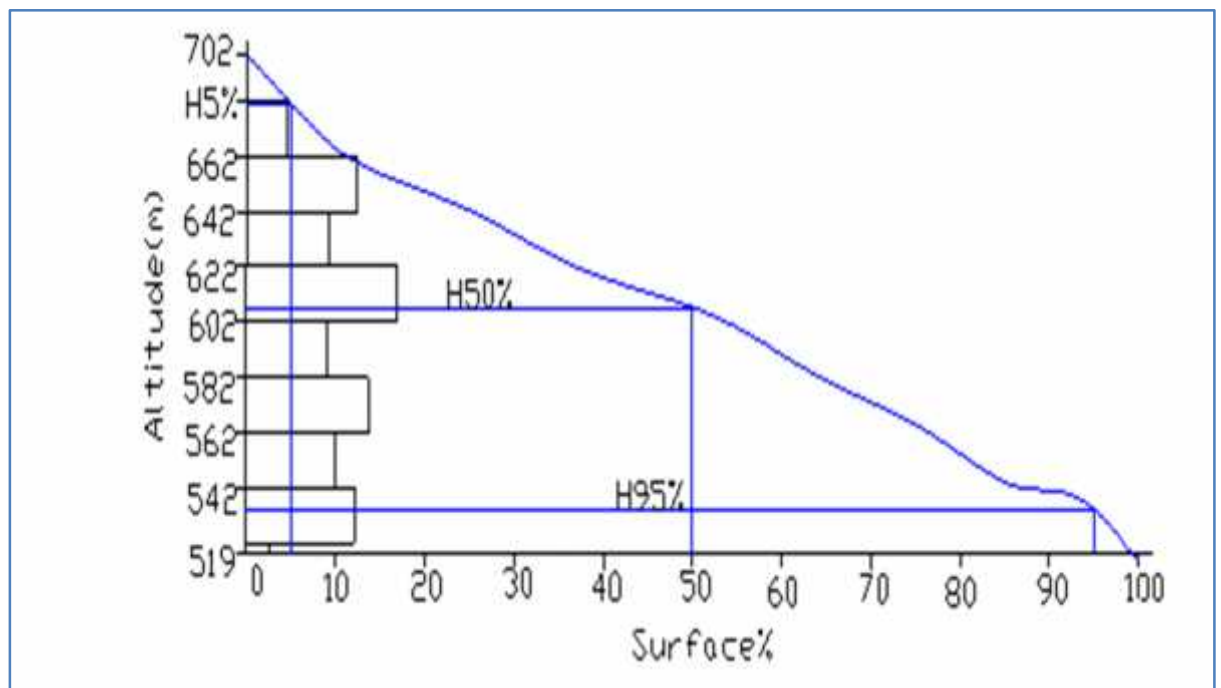


Figure II.1 : Courbe hypsométrique

II.4.1 Les Altitudes :

1) Altitude médiane:

L'altitude médiane est H_{med} est lue sur la courbe hypsométrique

$$H_{med}=630 \text{ m}$$

2) Altitude moyenne :

L'altitude moyenne est définie par la formule suivante : $H_{moy} = \frac{\sum Si.Hi}{S} = 635m$

Tableau II.2 Détermination des altitudes

Altitude	Valeur (m).NGA
H moyenne	630
H médiane	635
H95%	528
H5%	678
H max	702
H min	519

II.4.3 Les pentes :

1) Indice de pente globale :

Elle est définie par la relation suivante :

$$Ig = \frac{D}{L} = \frac{H_{05\%} - H_{95\%}}{L} \quad \text{Avec : } L : \text{longueur de rectangle équivalent}$$

$$Ig = \frac{D}{L} = \frac{678 - 528}{L} = 21,01 \text{ m/km}$$

$$Ig=21.01\text{m/km}$$

2) Indice de pente de rocher I_p

Elle est définie par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum Si(\overline{Hi} - \overline{Hi-1}) \dots\dots\dots (II-8)$$

Avec :

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

En trouve que $I_p = 29.57\text{m/km}$

3) Pente moyenne du bassin versant I_m

Elle est donnée par la formule suivante

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots(II - 9)$$

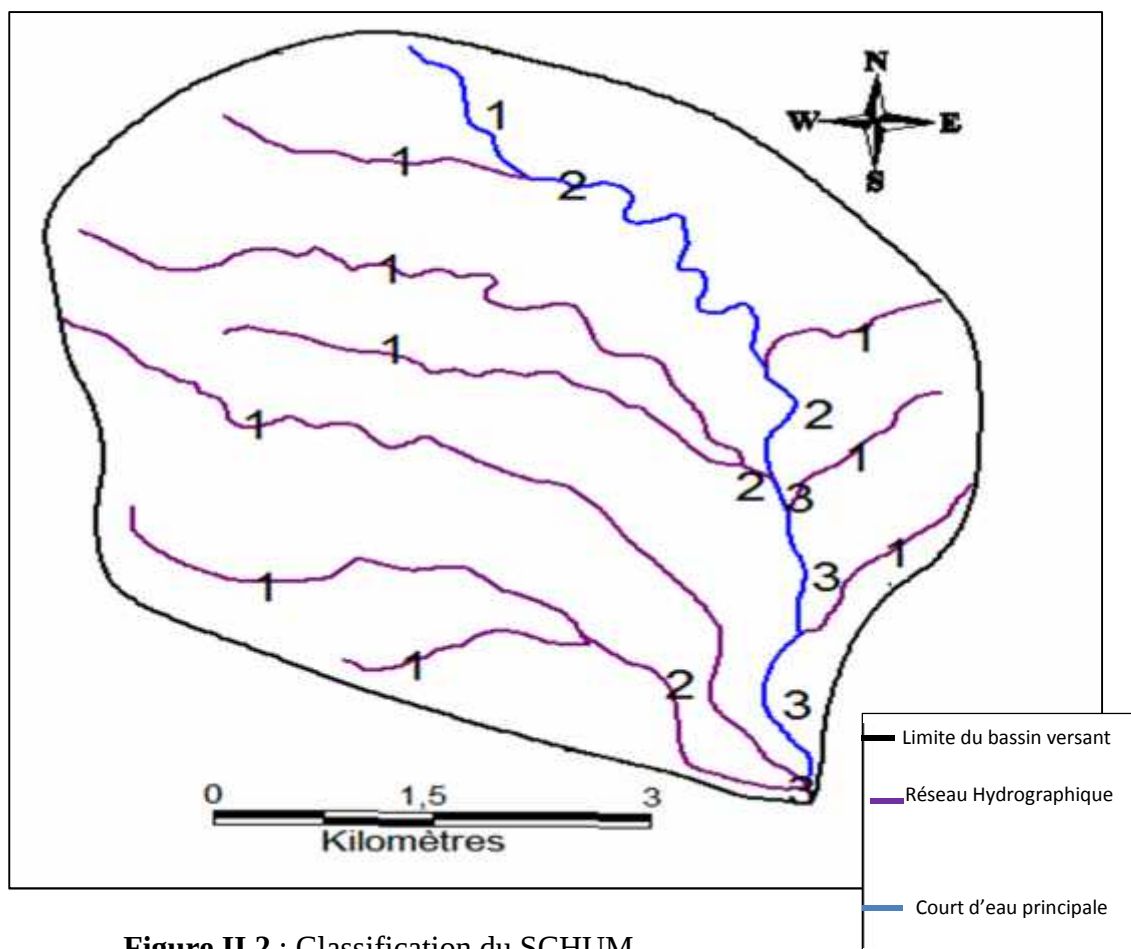
- ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives, $\Delta H = 50m$
- $L_1 L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).
- S : superficie du bassin versant (Km²).

Donc : $I_{moy} = 18m/km$

II.4.4 Caractéristiques hydrographiques:

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).



II.4.5. Caractéristiques physiographiques :

1) Densité de drainage D_d :

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, à la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km^2 .

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

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau

$$\sum_{i=1}^n L_i = 63,76 Km$$

S : Superficie du bassin versant en (Km^2). Soit : **$D_d = 1.82 km/km^2$**

2) Densité du thalweg élémentaire:

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (II.11)$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=9$ thalwegs.

S : Superficie du bassin versant.

Soit : $F_1 = 0,26$ thalweg/ km^2

3) Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (II.12)$$

AN: **$C_t = 0,27 Km^{-3}$**

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

4) Temps de concentration du bassin versant T_c :

Le temps de concentration T_c se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier c'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire.

Les conditions hydrauliques ne sont pas les mêmes lorsque s'écoule un film d'eau relativement mince et lorsque déferle une lame d'eau importante. Il s'ensuit que la forme des hydrogrammes de crue n'est pas semblable pour les faibles et les fortes crues.

Dans le Sahel et la zone subdésertique au sud du Sahara, les temps de montée et de base ont été étudiés par Rodier et Auvray (1965). Par la suite, Rodier et Ribstein (1988) ont repris ces études sur la base de nouvelles observations sur des bassins de superficie supérieures à 10 km². Ils n'ont pris en compte que des fortes crues du début de la saison des pluies, avec un sol très peu couvert de végétation. L'hydrogramme présentait généralement des pointes aiguës. Les ruissellements qui n'intéressaient qu'une partie du bassin n'ont pas été retenus, sauf quand cette distribution était caractéristique du bassin ou de la région. (BONNARD ET GARDEL, 1996).

Rodier et Auvray (1965) ont établi des abaques donnant le temps de montée T_m de la crue type d'une averse en fonction de la superficie A et de l'indice de relief R pour des bassins représentatifs sahéliens et subdésertiques au sud du Sahara. Nous exprimons ici ces résultats par des équations:

$$R5 \quad T_m = 0,158 * A^{0,500} \dots\dots\dots (II.13)$$

$$R4 \quad T_m = 0,395 * A^{0,409} \dots\dots\dots (II.14)$$

$$R3 \quad T_m = 0,591 * A^{0,526} \dots\dots\dots (II.15)$$

(BONNARD ET GARDEL, 1996).

Pour différents sous-bassins de l'oued M'Zab. Bien que l'indice de relief $R4$ soit celui qui correspond au M'Zab,

Soit : $t_c = 1,36$ heures

5) Vitesse de ruissellement :

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (II.16)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

Soit : $V_r = 7,5 \text{ Km/h}$

II.4.6 Profil en long du court d'eau principale

L'oued de Bou Brik présente un profil en long assez régulier interrompu par quelques légères ruptures en pente.

Ce profil est tracé à partir de la carte d'état-major à l'échelle 1/250000 en tenant compte de

L'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu'à l'exutoire.

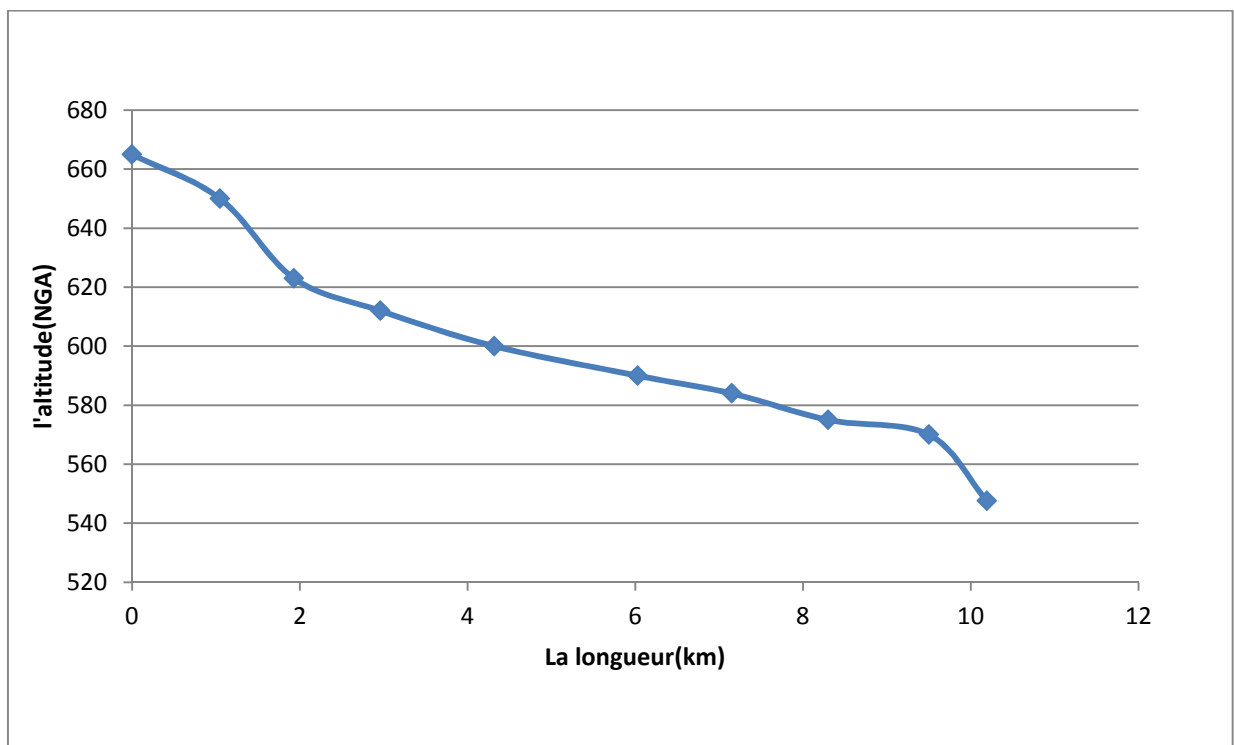


Figure II.3 : Profil en long du court d'eau principale

Tableau II.3 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	35
Périmètre		P	km	24
Longueur du thalweg principal		L	km	10,2
Indice de compacité		K _C		1,14
Coefficient d'allongement		K _P		16.46
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	7.14
	largeur	l _r	Km	4.9
Altitudes	maximale	H _{max}	m	702
	moyenne	H _{moy}	m	635
	médiane	H _{med}	m	630
	minimale	H _{min}	m	519
Indice de pente de Roche		I _p	m/Km	29.57
Indice de pente globale		I _g	m/Km	21,01
Indice de pente moyenne		I _m	m/Km	18
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	1.82
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	0.27
Temps de concentration		T _c	h	1.36
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	7.5

II.5 Caractéristiques climatique du bassin versant:

L'objectif de l'étude climatique est de fournir des données nécessaires concernant le climat pour la conception du barrage et ces ouvrages annexes. On enregistre une moyenne annuelle de 25°C, avec une évaporation de l'ordre 3000mm/an, et une faible précipitation avec une moyenne de 70mm/an

II.5.1 Température de l'air

Les températures moyennes mensuelles de l'air mesurées au niveau de la station de mesure de Ghardaïa (données issues de l'office national de la météorologie (ONM) pour la période 1964/2011) sont les suivantes:

Tableau II-4 : Températures moyennes mensuelles pour une période d'observation (1964/2011)

MOIS	Jan	Fév	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	sept	oct	nov	déc
T(°C)	10.6	13.0	15.9	19.7	24.0	30.0	33.1	32.3	27.8	21.0	14.8	11.7

Source : O.N.M

II.5.2. Températures moyennes mensuelle sur une période d'observation (1964/2011)

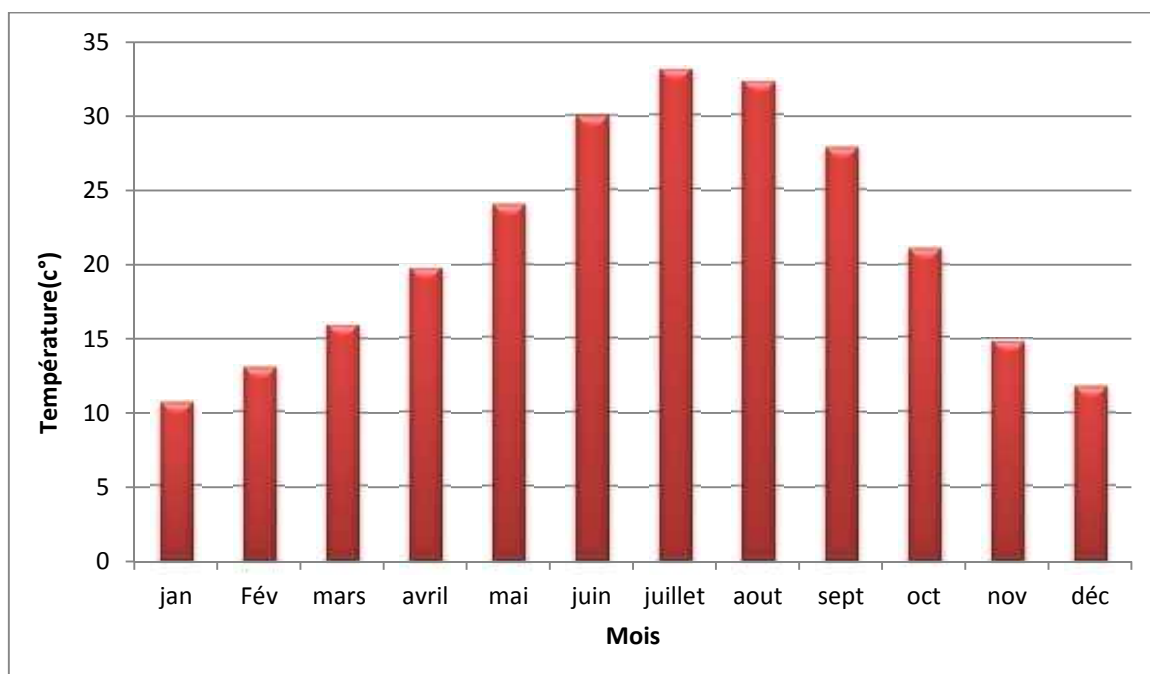


Figure II.4 : Répartition mensuelle de température

II.5.3. Vitesse de vent :

Les vents dominants d'été soufflent du nord-est, ils sont forts et chauds mais en hiver ils soufflent du nord-ouest ils sont froids et humides (données issues de l'office national de la météorologie (ONM))

Tableau II-5 : vitesse moyennes mensuelles du vent pour une période d'observation (1964/2011)

MOIS	Jan	fév	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	sept	oct	nov	Déc
Vitesse du vent (m/s)	3.7	4.0	4.4	4.8	4.5	4.4	3.7	3.4	3.5	3.2	3.1	3.5

Source : O.N.M

II.5.4. Humidité de l'air:

Les données de la station météorologique de Ghardaïa montrent qu'il y a une période de sécheresse de mois de juin /juillet et une période humide c'est l'hiver

Tableau II-6: Humidité moyennes mensuelles sur une période d'observation (1964/2011)

MOIS	jan	Fév	mars	avril	mai	Juin	juillet	aout	sept	oct	nov	Déc
humidité%	57	49	44	37	32	28	34	26	37	46	55	59

Source : O.N.M

II.5.5. Evaporation:

Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation mesurées au niveau de la station de mesure de Ghardaïa sont les suivantes:

Tableau II-7 : Evaporation moyennes mensuelles

MOIS	jan	Fév	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	Sept	oct	nov	Déc
Evaporation (mm/j)	4.2	5.4	7	8.9	11	13.5	15.1	13.7	9.9	7.1	4.5	4.3

Source : O.N.M

II.6. Etude pluviométrique :

Le bassin de l'oued Bou Brik ne dispose d'aucune station hydrométrique. A cette raison les données pluviométriques utilisées sont de la station de Ghardaïa

Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 47 années allant de 1964 à 2011.

Tableau II.8: caractéristiques de la station de GHARDAIA

NOM	Station	Coordonnées		Z [m]	Nbr d'année d'observation	Pluie moy Annuelle (mm)	Exposant climatique
		Latitude	Longitude				
2-17-03	GHARDAIA	32°24' N	03°48' E	468	47	65.5	0.15

Source : O.N.M

II.6.1 Pluie moyenne annuelle:

Le bassin versant n'étant pas équipé d'un poste pluviométrique, aussi la méthode classique de THEISSEN ne peut être utilisée.

Les pluies moyennes annuelles sont portées dans l'annexe II

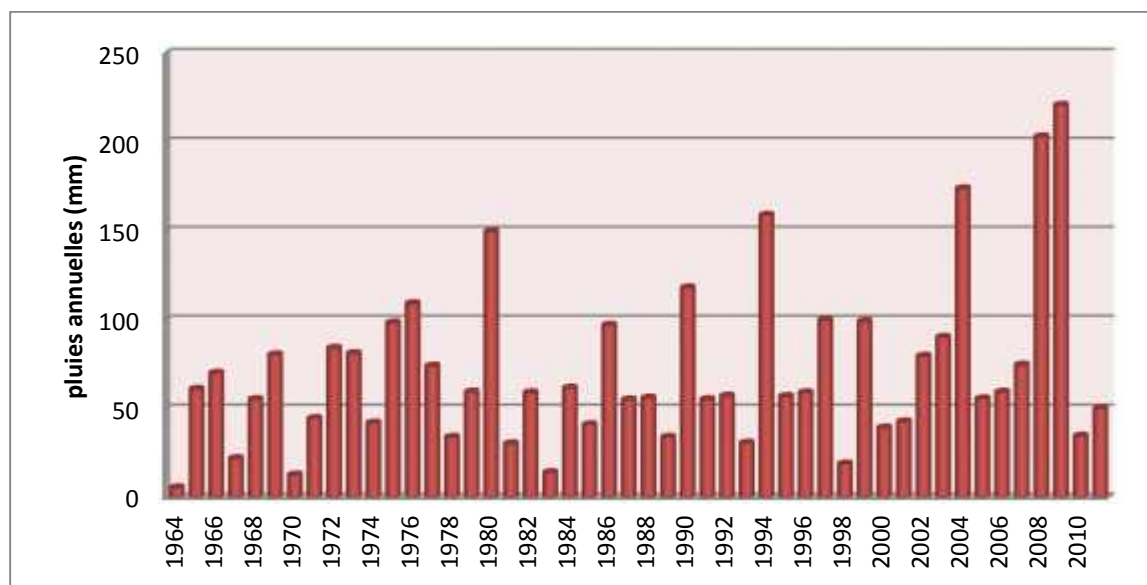


Figure II.5 : Répartition annuelle des pluies

II.6.2. Répartition mensuelle de la pluie moyenne:

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été établie sur la base de la série des précipitations à la station GHARDAIA (1964/2011)

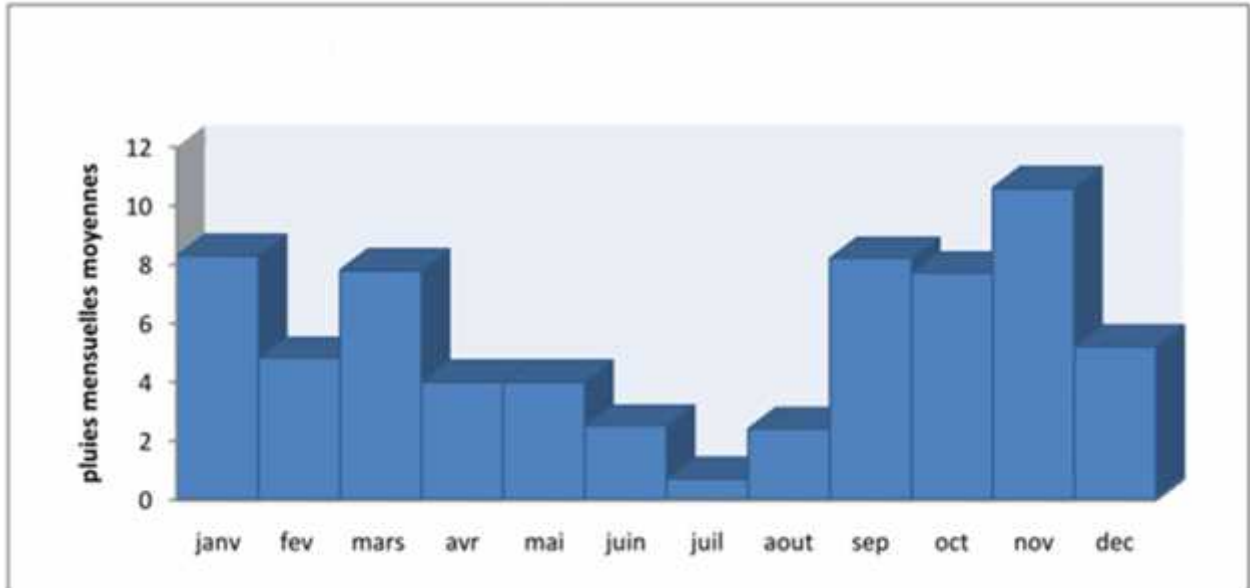


Figure II.6 : Répartition mensuelle des pluies moyennes

II.7. Choix de la loi d'ajustement.

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- 1)-la loi de GUMBEL
- 2)-la loi de GALTON (log-normal).

II.7.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN"

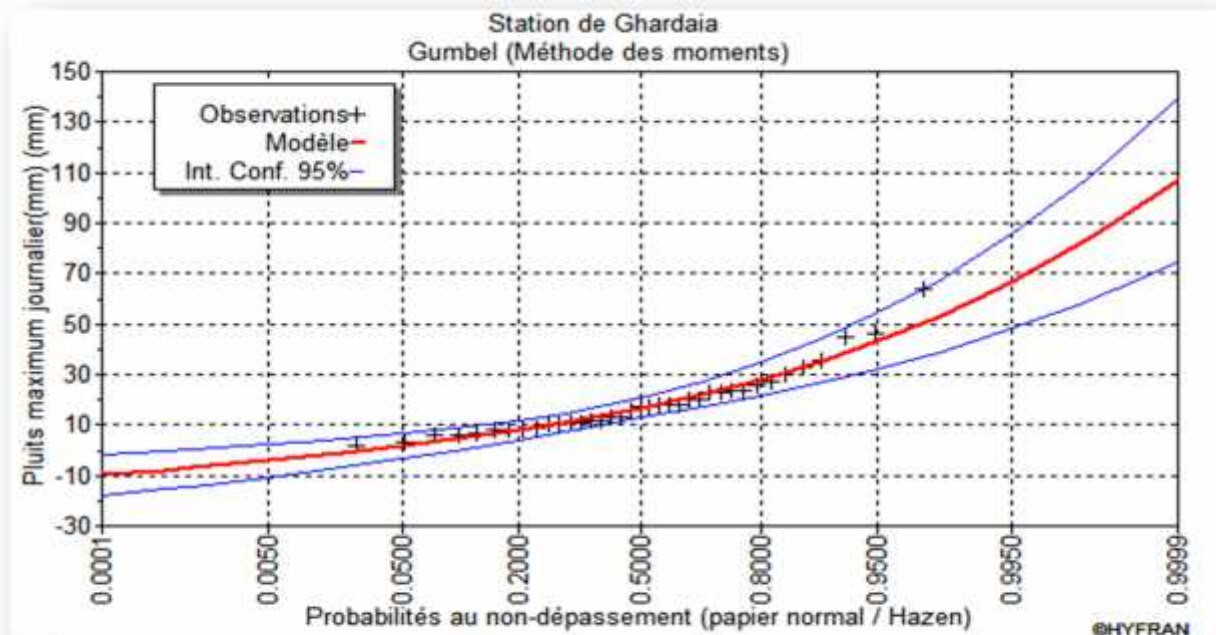


Figure II.7 : la droite de l'ajustement avec loi de Gumbel

Conclusion : on remarque que la série ne s'ajuste pas à la loi de Gumbel.

II.7.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log-normal :

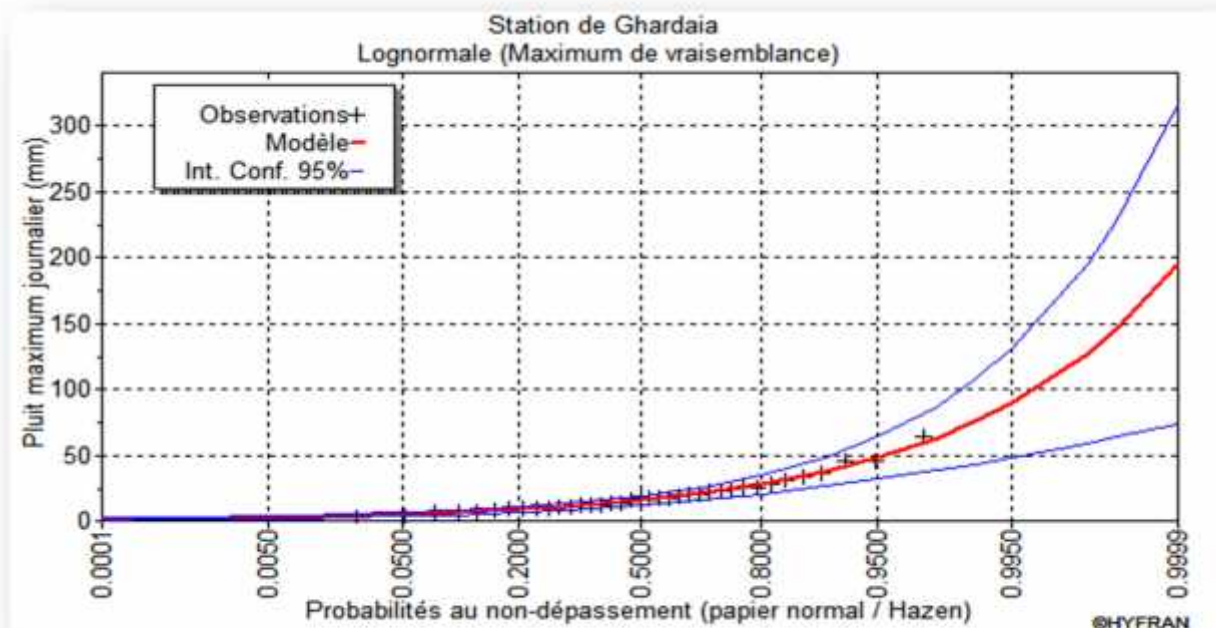


Figure II.8 : la droite de l'ajustement avec loi de Galton

Conclusion :

D'après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières

Suit la loi log normale parce que tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance.

Tableau II.9: caractéristiques de la série

Minimum	2.90
Maximum	64.5
Moyenne	19.1
Ecart-type	13.1
Médiane	17.2
Coefficient de variation (Cv)	0.683
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.59
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.26

Tableau II.10 : résultat de l'ajustement à la loi de log normal.

Période de retour T(ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	194	61.8	73.0 – 315
1000.0	0.9990	125	34.4	57.5 – 192
200.0	0.9950	88.1	21.0	47.0 – 129
100.0	0.9900	74.4	16.4	42.3 – 107
50.0	0.9800	61.8	12.5	37.4 - 86.2
20.0	0.9500	46.8	8.20	30.7 - 62.9
10.0	0.9000	36.6	5.62	25.5 - 47.6
5.0	0.8000	27.1	3.59	20.1 - 34.1

II.8. La pluie de courtes durées :

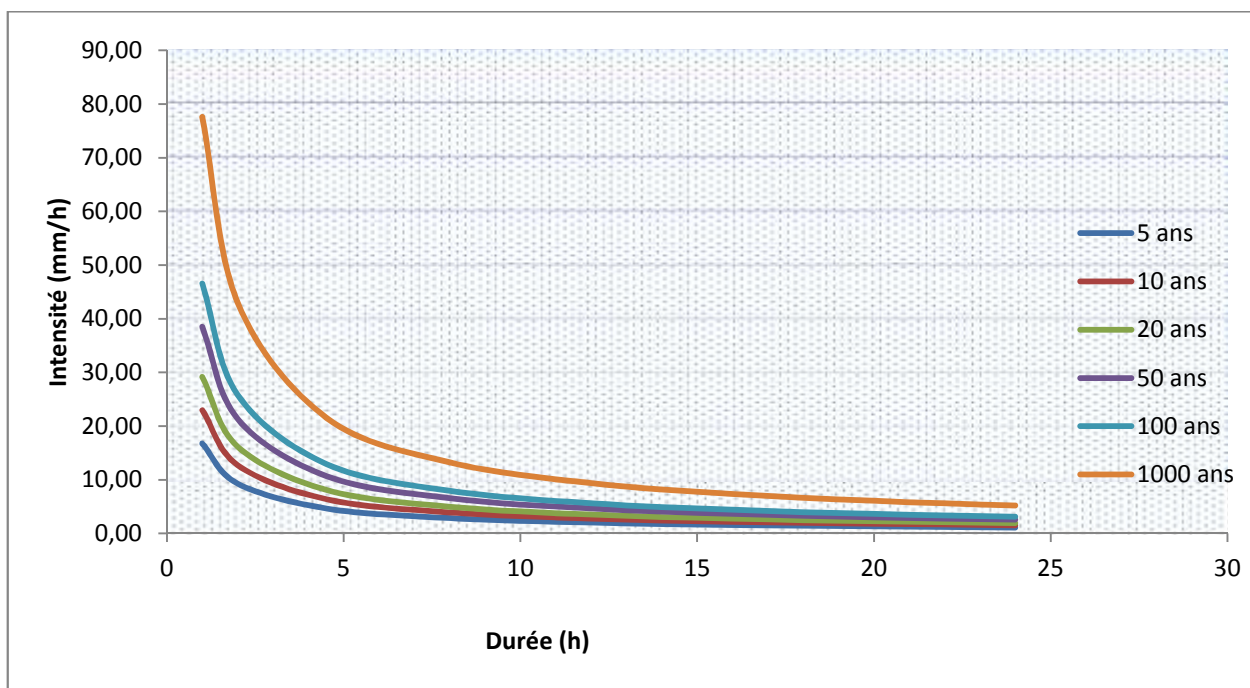
$$P_{\max, p\%} = P_{\max, j, p(\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II.17)$$

t = Tc = 1.36 h. (Déjà calculé)

b : Exposant climatique (pour notre région b = 0.15)

Tableau II.11 : Intensité pour les différentes fréquences

Période	5		10		20		50		100		1000	
Fréque (%)	20		10		5		2		1		0,1	
P_{maxj} p% (mm)	27		37		47		62		74		125	
T(h)	P_{maxj} p%	I_0	P_{maxj} p%	I_0	P_{maxj} p%	I_0	P_{maxj} p%	I_0	P_{maxj} p%	I_0	P_{maxj} p%	I_0
	mm	mm/h	mm	mm/h	mm	mm/h	mm	mm/h	mm	mm/h	mm	mm/h
1	16,8	16,8	22,97	22,97	29,18	29,18	38,49	38,49	46,56	46,56	77,60	77,60
1,36	18	14,16	23,67	19,4	30,06	24,64	39,66	32,51	47,97	39,32	79,95	65,53
4	21	5,16	28,28	7,07	35,92	8,98	47,39	11,85	57,32	14,33	95,54	23,89
8	22,9	2,86	31,38	3,92	39,86	4,98	52,58	6,57	63,61	7,95	106	13,25
12	24,3	2,03	33,35	2,78	42,36	3,53	55,88	4,66	67,59	5,63	112,7	9,39
16	25,4	1,59	34,82	2,18	44,23	2,76	58,34	3,65	70,57	4,41	117,6	7,35
20	26,2	1,31	36	1,8	45,73	2,29	60,33	3,02	72,98	3,65	121,6	6,08
24	27	1,13	37	1,54	47	1,96	62	2,58	75	3,13	125,0	5,21

**Figure II.9 : Courbes Intensité Durée Fréquence**

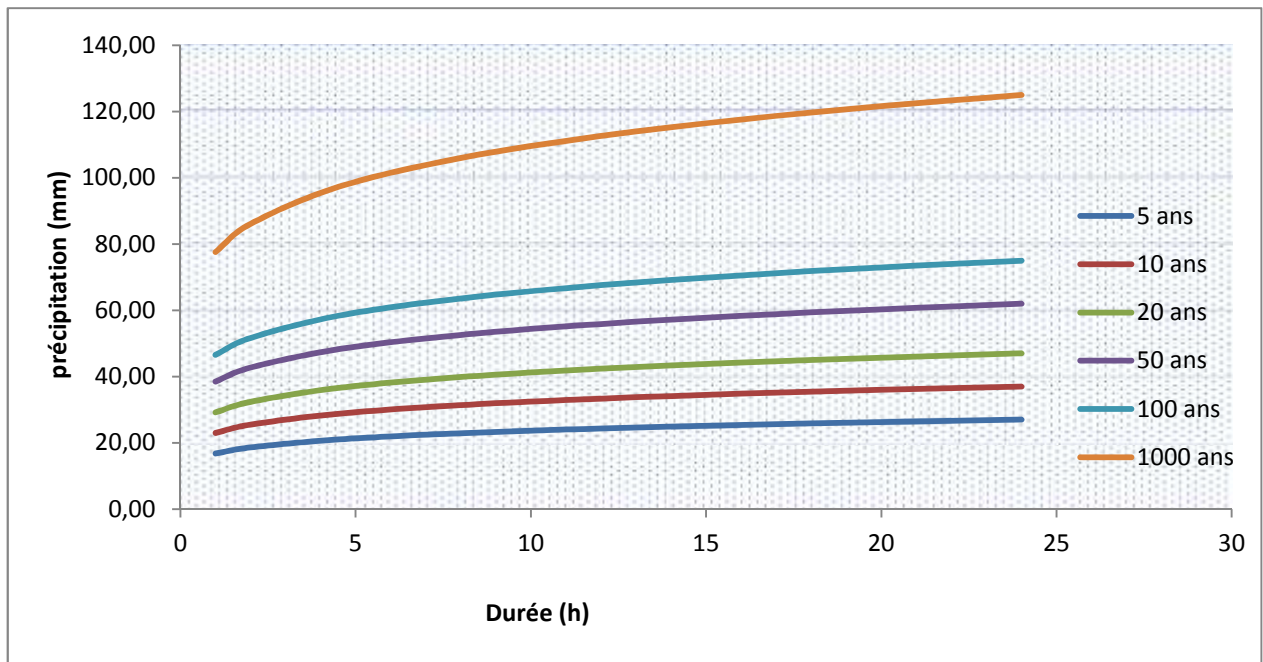


Figure II.10 : Courbe des pluies à courtes durée

II.9. Etudes des apports :

II.9.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) :

L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant de la retenue est effectuée par des formules empiriques.

a) Formule de l'I.N.R.H :

On a :

$$A_{\text{moy}} = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \quad \dots\dots\dots (II.18)$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

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

$$\text{Soit: } A_0 = 1.64 \text{ Hm}^3$$

$$Le = \frac{A_0}{S} \quad \dots\dots\dots (II.19)$$

$$\text{Soit : } Le = 46,74 \text{ mm}$$

b) Formule de Derie II :

On a:

$$A_0 = 0.513 \cdot P^{2.683} \cdot Dd^{0.5} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II.20)$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

S : Superficie du bassin versant (Km²).Dd : Densité de drainage (Km/Km²)

$$A_0 = 1.23 H m^3$$

$$Le = \frac{A_0}{S} = 35.2 mm \qquad Le = 36 mm$$

c) Formule de MEDINGEER:

On a:

$$Le = 1,024 (P_{moy} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (II.21)$$

Le : Lamme d'eau écoulee (mm).

P : Pluie moyenne annuelle (m).

$$AN : \qquad Le = 37 mm$$

On a encore :

$$A_0 = Le \cdot S$$

Soit :

$$A_0 = 1.29 H m^3$$

d) Formule de SAMIE :

$$Le = P02 (293 - 2.2 \sqrt{S})$$

$$Le = 62.34 mm$$

$$A_0 = Le \cdot S$$

Soit :

$$A_0 = 2.18 H m^3$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (II.12) :

Tableau II.12 Récapitulatif des résultats

Formules	A_0 (Hm^3)
A.N.R.H	1.64
MEDINGUER	1.29
SAMIE	2,18
DerieII	1,23

Conclusion :

D'après ces résultats on opte l'apport moyen annuel donné par la formule d'A.N.R.H qui nous paraît la plus réaliste et plus récente car elle est proche la valeur moyenne.

II.9.2 Caractéristiques d'écoulement :

a) Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ (II.22)

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3.1536.10^7$ s

Soit :

$$Me = 52 \text{ l/s}$$

b) Module de l'écoulement relatif :

On a : $Mer = Me / S_{bv}$ (II.23)

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2)

$$\text{soit : } Mer = 1.48/s/Km^2$$

c) Lame d'eau écoulée :

$$Le = A_0 / S_{BV}$$

$$\text{Soit : } Le = 47mm$$

d) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy}$

Soit :

$$C_e = 0.72$$

II.9.3.Transport Solide

Le transport solide dépend de l'étendue du relief du bassin versant, et de la nature géologique des sols et de leurs résistances à l'érosion, liée elle-même à la couverture végétale, au régime des pluies et des températures.

Le transport solide et le charriage du fond permettent la détermination du volume mort en fonction de la durée de vie de la retenue.

Observation :

L'emploi des formules empiriques est inadéquat en raison de la particularité de leurs domaines d'application. Le volume mort est important de trouver, à cet effet on fait l'analogie d'autre bassin versant aride ou semi arides

II.9.4.Evaluation par analogie

L'évaluation du transport solide c'est élaborée à partir de mesures faites sur d'autres bassins versant arides ou semi arides dans d'autres régions en appréciant les différences possibles avec Ghardaïa au niveau de l'érodabilité du bassin. Dans cette étude on se base sur une valeur de concentration moyenne de 5g /l de MES et un charriage de fond équivalent en poids en transport et en suspension.

L'évaluation des apports liquides a été faite en ne considérant que les pluies dont l'intensité est suffisante pour provoquer un écoulement et en leur appliquant un coefficient de ruissèlement inférieur à 1. Selon les observations faites sur les précipitations, seules les pluies journalières supérieures à 5mm, qui présente 50% des précipitations (70mm/an), soit environ 35mm/an, déclenche un écoulement. Le coefficient de ruissèlement diminue pour des événements pluvieux plus fréquents et pour des superficies du B.V plus grandes (Bonnard et Gradel, 1996)

Pour un calcul prudent de ces apports solides, on a finalement retenu une hauteur précipitation annuelle conduisant à un écoulement de 40 mm et un coefficient de ruissèlement de 50%.ces valeurs définissent un apport de matières en suspension pendant une durée de 50 années :

MES_{50} en tonne $T=S (km^2) \times 50\% \times 70mm \times 5g/l \times 50ans \dots\dots\dots (II-24)$

$V_{mort} = T_{as}/\gamma_s \text{ (Mm}^3\text{)} \dots\dots\dots (II-25)$

avec :

$\gamma_s = 1.60kg/m^3$

L'application au bassin du site oued Bou Brik présenté au tableau ci-dessous

Tableau II.13 : Calcule du volume mort.

Transport solide annuelle		VOLUME mort	
Suspension en tonne	Avec charriage en tonne	En m ³	En Mm ³
306,25	382,81	239257,81	0,24

Note : en Algérie le charriage est estimé à (0-35%) de transport solide, nous avons pris 25%

Niveau de volume mort =551,4 NGA

II.10.Etude des crues :

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Mais leur étude reste un domaine inconnu pour les régions sahariennes, on a plusieurs méthodes pour calculer la crue de projet pour différents périodes de retour parmi ces méthodes :

- Formules de type Myer (fonction de la superficie) ;
- Courbes enveloppes (fonction de la superficie) ;
- La méthode Francou – Rodier ;
- Méthode de Rodier et Auvray (1965, 1988), analogie avec le sahel et la zone subdésertique au sud du Sahara ;
- Méthode de Puech et Chabi-Gonni (1984), analogie avec le Sahel et la zone subdésertique au sud du Sahara ;
- Méthode de l'hydrogramme synthétique ;

Parmi ces méthodes on utilise la méthode de Radier Auvray (1965,1988) parceque c'est la plus simple.

II.10.2.Méthode régionale d'évaluation des caractéristiques des crues :(Radier Auvray 1965-1988)

1) Fonction de production :

Cette fonction sert à évaluer les pluies ponctuelles mesurées à une station de référence. L'évaluation se fait à l'aide des abaques qui donnent le coefficient de ruissellement K_r en fonction de la superficie A du bassin versant et des indices de relief R

Ainsi que le volume d'eau V_t précipité sur le bassin versant :

$$V_t = P_j \cdot K_a \cdot K_r \cdot \frac{A}{1000} [10^6 m^3] \dots\dots\dots (II.26)$$

K_a : étant un coefficient d'abattement qui traduit la diminution spatiale moyenne de la pluie par rapport à la pluie ponctuelle de la station de référence, quand la surface du BV est $< 50 km^2$ nous avons utilisé l'équation

$$K_a = 1.1943 - 0.0604 \cdot \ln(A) \text{ pour } A < 50 km^2 \dots\dots\dots (II.27)$$

K_r : le coefficient de ruissellement.

On trouve que : $K_a = 0.979$

- **Le coefficient de ruissellement.**

On a $I_g = 0.0044$ implique que le relief est faible

$$K_r = 50.7$$

- **Le coefficient d'abattement :**

$$K_a = 0.979$$

Tableau II.14. Volumes de la crue

Période de retour (ans)	$P_m(j)(mm)$	K_r	K_a	$V (10^6 m^3)$
100	74,4	50.7	0.98	1.29
1000	88,1	50.7	0.98	1.53
10000	125	50.7	0.98	2.17

1) Fonction de transfert :

La fonction transfert traduit l'amortissement de la crue vers l'aval. Le temps de montée T_m et le temps de base sont déterminés précédemment en fonction de la superficie et selon des indices de pente, comme coefficient de ruissellement [méthode de Rodier et Auvray (1965), analogie avec le Sahel et la zone subdésertique au sud du Sahara]

Le coefficient de pointe est le rapport du débit maximal ruisselé. Ce dernier est égal au volume divisé par le temps de base :

$$\alpha = Q_{\max} / Q_{\text{moy}}$$

$$Q_{\text{moy}} = V / T_b$$

$$Q_{\max} = \alpha * V / T_b$$

Le coefficient de pointe α se détermine en fonction de la superficie généralement comprise entre 2 et 4

$$\alpha = 0.24 \ln(A) + 2 \dots \dots \dots \text{(II-28)}$$

$$\text{D'où } \alpha = 2.94$$

Pour un indice de relief R_2 , correspondant à celui des bassins du M'Zab, le temps de base est donné par $T_b = 2,146 A^{0,368} \dots \dots \dots \text{(II-29)}$ (cf. Rodier et Auvray, 1965)

On obtient les résultats au tableaux suivant :

Tableau II.15 : Résumé et calcul des débits des crues pour différentes périodes de retour

Différentes périodes de retour (ans)	A(Km ²)	T _b (h)	T _m	P _{MAX} (mm)	K _r	K _a	V _{MOY} (Mm ³)	Q _{MOY} (m ³ /s)	α	Q _{max} (m ³ /s)
5	35	7.94	1.69	27,4	50.7	0.98	0,48	16,65	2.94	48,96
10				37			0,64	22,49		66,11
20				47,4			0,82	28,81		84,70
50				62.6			1,09	38,05		111,86
100				75,3			1,31	45,76		134,55
1 000				127			2,21	77,19		226,93
10 000				194			3,37	117,91		346,64

II.11. Hydrogramme de crue:

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

- ❖ Le volume de la crue.
- ❖ La durée de la crue.
- ❖ Le débit maximum de la crue (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:

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots (II.30)$$

$t_m = t_c$: Temps de montée.

b) Pour la décrue:

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{t_d - T}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots (II.31)$$

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

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

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (1000; 100; 50; 10 ; 5) ans, sont donnés dans le tableau (II.16)

Tableau II.16: débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue

Temps (h)	Qmax (20%)	Qmax (5%)	Qmax (1%)	Qmax (0,1%)	Qmax (0,01%)
0	0	0	0	0	0
1	26,47	45,79	72,75	122,69	187,41
1,36	48,96	84,7	134,55	226,93	346,64

Temps h	Qmax (20%)	Qmax (5%)	Qmax (1%)	Qmax (0,1%)	Qmax (0,01%)
0	48,96	84,7	134,55	226,93	346,64
1	29,86	51,65	82,06	138,39	211,40
2	16,51	28,56	45,37	76,53	116,90
3	7,89	13,64	21,67	36,55	55,83
4	2,95	5,11	8,11	13,68	20,90
5	0,68	1,17	1,86	3,14	4,80
6	0,03	0,06	0,09	0,16	0,24
6,58	0	0	0	0	0

Les hydrogrammes des crues sont représentés par la Figure (II.11)

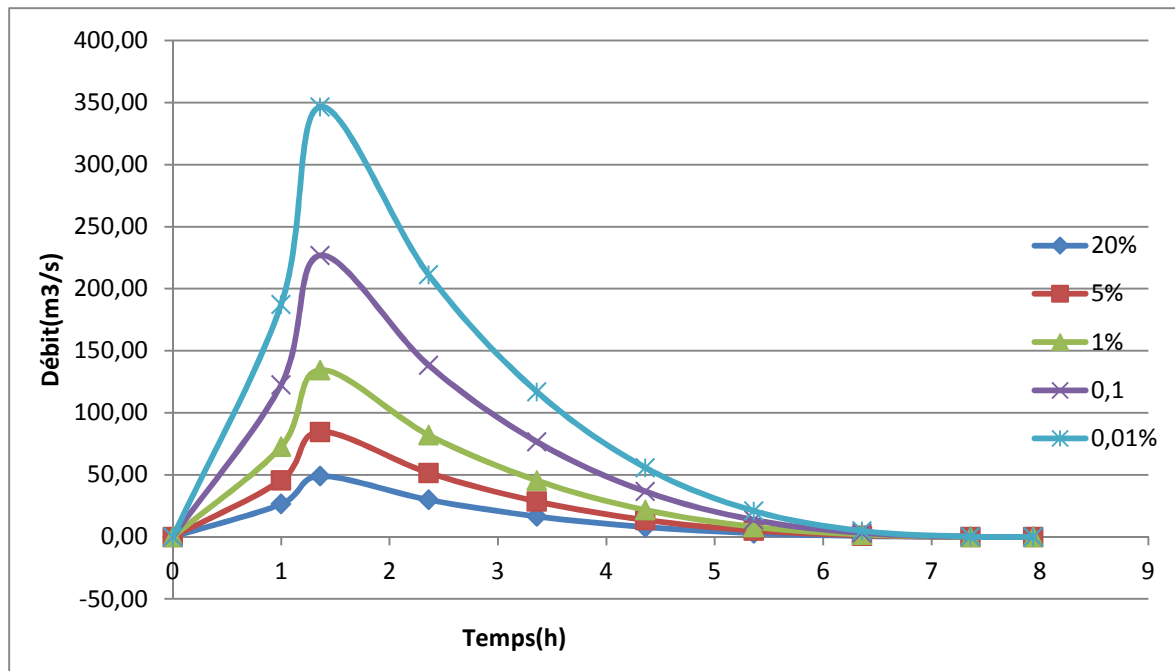


Figure II.11 : Hydrogrammes de crues

II.11.1. Estimation de la crue de projet:

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer. 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 (Centre national du machinisme agricole du génie rural des eaux et des forêts) (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 (voir Tableau (II.17))

Tableau II.17 Catégories des dommages résultant des crues

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

Tableau II.18 Crue de projet recommandée

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

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 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.

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

2/ Le risqué est moyen ($I_g = 2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

3/ Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau II.19 : Choix de la crue de projet.

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	$Q_{\max}(1\%) + \text{revanche}$	$Q_{\max}(1\%) + \text{revanche}$ majorée avec vérification pour $Q_{\max}(0.1\%)$ et $Q_{\max}(0.2\%)$	$Q_{\max}(0.1\%)$

Pour notre cas, le risque en aval est élevé (site accoté des zones urbaines, Perte de vie), on opte pour la crue décamillénale

D'où $Q = 346,64 \text{ m}^3/\text{s}$

III.12. Courbes Caractéristiques :

La cote minimale relevée est de 546.50m et la cote maximale de 557.00m, L'approximation des volumes a été faite selon l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (\text{II.32})$$

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

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

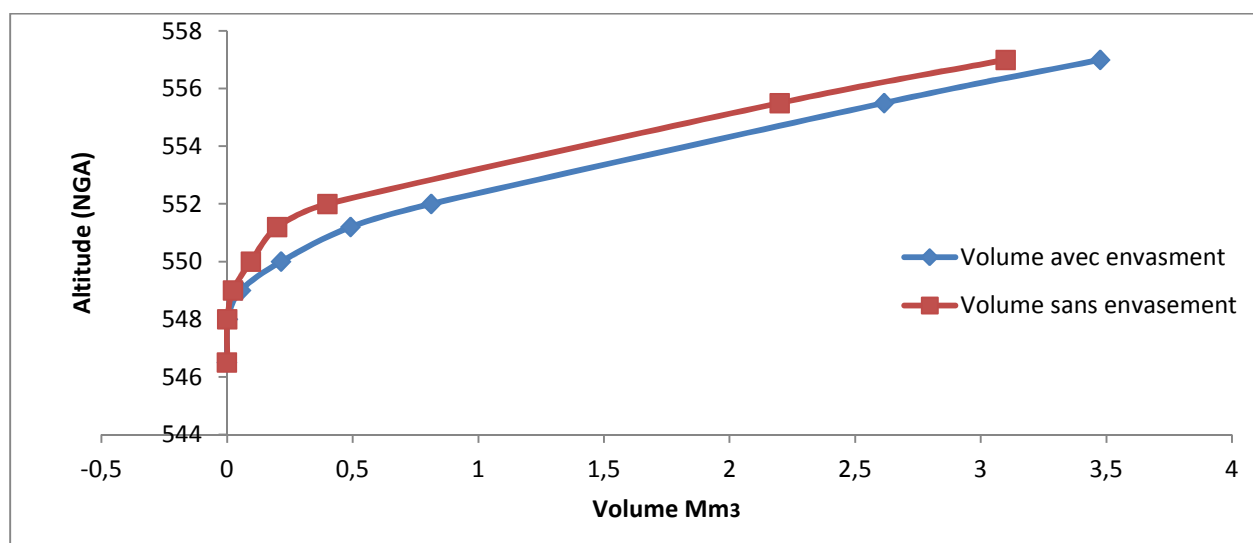
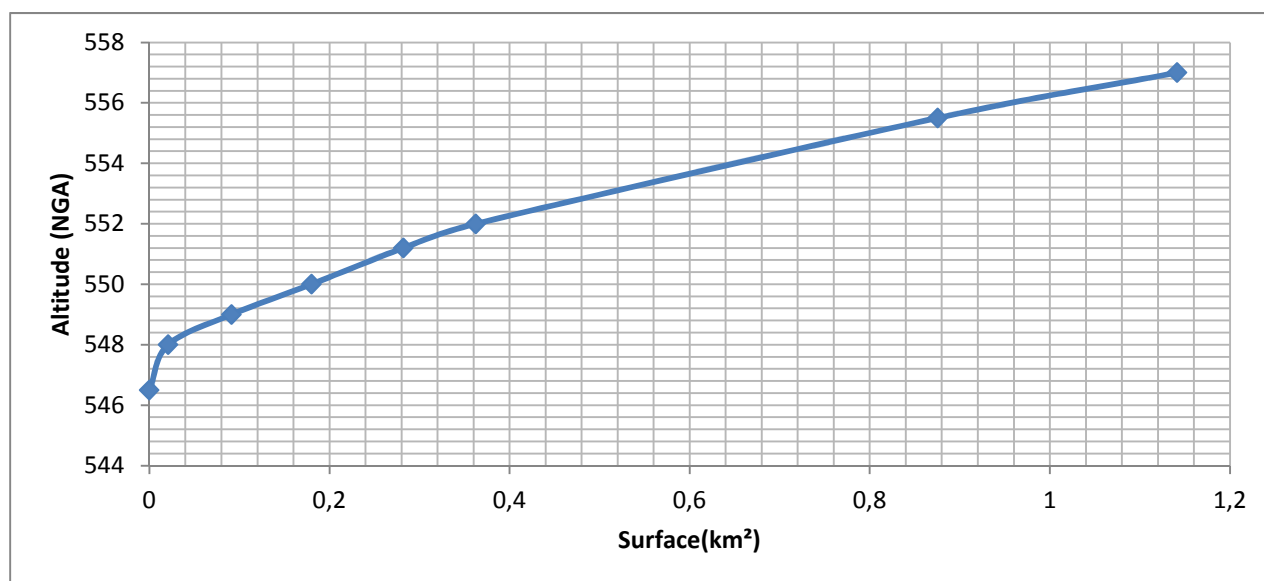
ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3)

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau II.20.Courbes topographiques et volumétriques

Altitude (m)	Surface (m ²)	Volume (m ³)	Volume sans envasement(Mm ³)	Volume avec envasement(Mm ³)
546,5	0	0	0	0
548	20850	3500	0,0035	0,0016
549	91300	55400	0,0554	0,024
550	180000	215200	0,2152	0,095
551,2	282000	491300	0,4913	0,2
552	362600	812600	0,8126	0,4
555	875430	2615000	2,615	2,2
557	1141300	3476000	3,476	3,1

Figure II.12 : Courbe des hauteurs en fonction du volume $H = f(v)$ Figure II.13 : Courbe des surfaces submergées $S = f(H)$

II.13.Régularisation de débit :

Dans notre cas l'objectif de cette retenue est la protection de la ville de Ghardaïa contre les inondations. Notre retenue n'est pas destinée à l'AEP ni à l'irrigation.

Calcul des pertes :

Volume éva = $E_s \cdot S_{moy}$ avec E_s = Evaporation mensuelle

Volume inf = $\frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$ avec δ dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette

Coefficient de variation C_v

Sokolovski	$C_v = 0,78 - 0,291 \log(Mr) - 0,063 \log(S+1)$	0.55
Padoun	$C_v = k \frac{0,93}{Mr^{0,29}}$	0.57
Antonov	$C_v = \frac{0,78}{(A+1000)^{0,037}}$	0.64

$$A_F = \frac{A_0}{\sqrt{(C_v^2 + 1)}} e^{-u_f \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}$$

Pour $F=80\%$ on a $A_{80\%} = 1,47 \text{ hm}^3$

Tableau II.21. Volume utile

Mois	Apport hm^3	Evaporation (mm)	Surface Km^2	Besoins m^3	Vinf(m^3)	VEva(m^3)	Vrestant Mm^3
septembre	0,21	9,9	0,31	0	28700	3069	0,1782
octobre	0,20	7,1	0,28	0	31500	1988	0,1665
novembre	0,25	4,5	0,31	0	25900	1395	0,2227
Décembre	0,12	4,3	0,20	0	23100	860	0,0960
janvier	0,21	4,2	0,31	0	23100	1302	0,1856
Février	0,12	5,4	0,20	0	22400	1080	0,0965
Mars	0,20	7	0,28	0	21000	1960	0,1770
Avril	0,10	8,9	0,18	0	14000	1602	0,0844
Mai	0,10	11	0,18	0	11900	1980	0,0861
Juin	0,07	13,5	0,17	0	5600	2295	0,0621
Juillet	0,01	15,1	0,04	0	5600	604	0,0038
Aout	0,07	13,7	0,17	0	4900	2329	0,0628

D'où : $V_{\text{utile}} = 1,421 - 0,24 = 1,18 \text{ Mm}^3$

La hauteur du volume

$H_{\text{utile}} = 2,1 \text{ m}$

NNR=553,5NGA

II.13.1.Laminage des crues :**Principe de calcul :**

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dh \dots\dots\dots (II.33)$$

Avec : $Q(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) ;

$q(t)$: débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;

S : surface du plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q-q).dt = S.dh \text{ ou } Q-q = S.dh/dt$$

Et, dH/dt : représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

II.13.2.Méthode de KOTCHERINE :

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

- l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
- les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
- le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
- les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue
- Ces hypothèses simplifient énormément nos calculs de laminage sans réduire la précision.

➤ **II.13.3.Estimation du débit de crue laminée :**

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{\text{lam}}}{Q_{\%}}\right) \dots\dots\dots (II-34)$$

- V_F : le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.
- V_C : le volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 .
- $Q_{\%}$: le débit de la crue en m^3/s
- q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation il se déduit le débit de crue laminée

$$q_{\text{lam}} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots (II-35)$$

L'amortissement d'une crue qui dépasse le niveau normal de la retenue (N.N.R) dans la retenue nécessite un étalement dans le temps de l'hydrogramme de crue ; par laminage, qui est une réduction du débit de pointe. Le calcul de laminage de crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans s'affecter la sécurité globale de l'aménagement .Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue.

Il existe plusieurs procédés de laminage (SORENSEN, BLACKMORE, KOTCHERIN, POTABOV et autres méthodes graphiques).

Nous retenons la méthode de KOTCHERIN car l'information qu'elle utilise est facilement accessibles, C'est un calcul grapho-analytique qui est basé sur les données suivantes :

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \dots\dots\dots (II.36)$$

m : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0.49.

b : largeur du déversoir en m

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

$$H_0 : \text{Charge global (charge dynamique)} : H_0 = H + \frac{a.V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (II.37)$$

V_0 : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule :

$$V_0 = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (II.38)$$

$$\text{Avec : } S = b.H \dots\dots\dots (II.39)$$

Les résultats sont rassemblés dans le tableau (II.22)

Tableau II.22 : résultats de calcul

Données		Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m ³ /s)	Surface (m ²)	Vitesse (m/s)	vf(Mm)
g	9,81	25	1,9	142,11	47,5	2,99	0,88
α	1	40	1,7	192,43	68	2,83	0,73
2*g	19,62	55	1,5	219,30	82,5	2,66	0,62
$Q_{0,1\%}$ m ³ /S	346.64	70	1,3	225,19	91	2,47	0,53
$W_{0,1\%}$ (Mm3)	2,72	80	1,1	200,32	88	2,28	0,41
m	0,49	100	0,9	185,31	90	2,06	0,25
		120	0,7	152,54	84	1,82	0,18
		140	0,5	107,43	70	1,53	0,11

On fait le calcul des nouveaux débits en variant la largeur b de 25 m à 140 m selon la formule :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2}$$

Les calculs et les résultats sont faits selon les tableaux (II.23 et II.24)

Tableau II.23 : Détermination des débits lamine

Hauteur	vitesse	Hauteur Dynamique	débit (m3/s)							
m	m/s	M	25	40	55	70	80	100	120	140
1,9	2,99	2,36	196,27	314,03	431,80	549,56	628,07	785,08	942,10	1099,12
1,7	2,83	2,11	166,11	265,78	365,44	465,11	531,56	664,44	797,33	930,22
1,5	2,66	1,86	137,68	220,28	302,89	385,50	440,57	550,71	660,85	770,99
1,3	2,47	1,61	111,08	177,73	244,38	311,03	355,46	444,32	533,19	622,05
1,1	2,28	1,36	86,46	138,34	190,21	242,09	276,67	345,84	415,01	484,17
0,9	2,06	1,12	63,99	102,38	140,77	179,16	204,76	255,95	307,14	358,32
0,7	1,82	0,87	43,89	70,23	96,56	122,89	140,45	175,56	210,68	245,79
0,5	1,53	0,62	26,50	42,39	58,29	74,19	84,79	105,98	127,18	148,38

Tableau II.24 : Détermination de la largeur des déversoirs

Hauteur	Vch	Qlaminé	débit (m3/s)							
m	Mm3	M3/s	25	40	55	70	80	100	120	140
1,9	0,88	100,51	196,27	314,03	431,80	549,56	628,07	785,08	942,10	1099,12
1,7	0,73	119,45	166,11	265,78	365,44	465,11	531,56	664,44	797,33	930,22
1,5	0,62	148,73	137,68	220,28	302,89	385,50	440,57	550,71	660,85	770,99
1,3	0,53	181,45	111,08	177,73	244,38	311,03	355,46	444,32	533,19	622,05
1,1	0,4	209,00	86,46	138,34	190,21	242,09	276,67	345,84	415,01	484,17
0,9	0,25	233,11	63,99	102,38	140,77	179,16	204,76	255,95	307,14	358,32
0,7	0,18	250,34	43,89	70,23	96,56	122,89	140,45	175,56	210,68	245,79
0,5	0,11	288,22	26,50	42,39	58,29	74,19	84,79	105,98	127,18	148,38

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $Q_{lam}=f(h)$ détermine par la formule :

$$Q_{lam}=Q_{\%}(1-\frac{V_{ch}}{V_{Cr}}) \dots\dots\dots (II.40)$$

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

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

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

A travers le tableau (II.23) on réalise des courbes croissantes représentées dans la figure (II.14). La courbe $H=f(q, Q_l)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimale ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau (II.24), on réalise les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(Q, q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (voir la figure (II.15)).

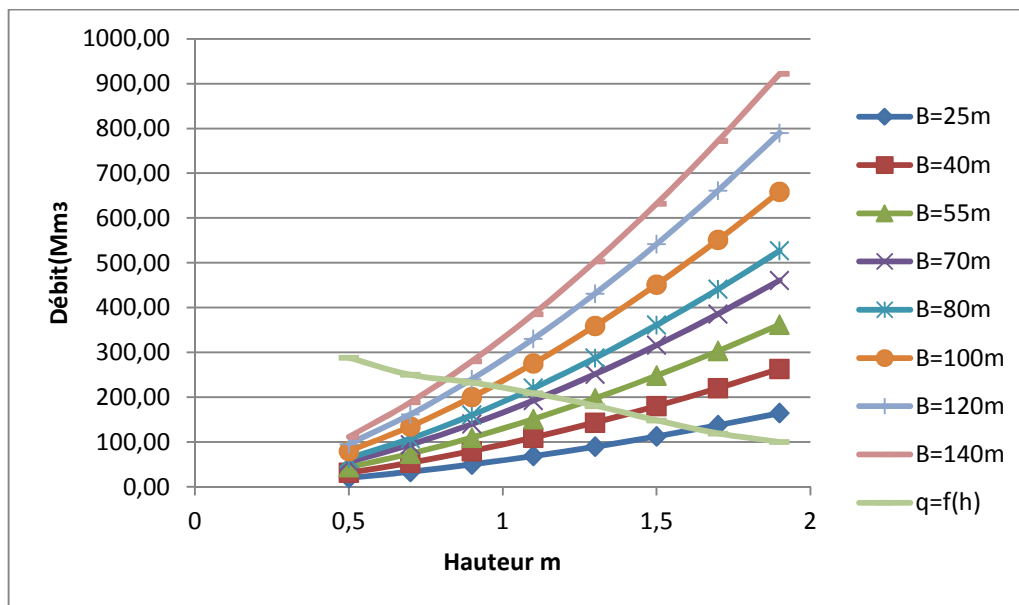


Figure II.14 : Courbes $V=f(q, Q_l)$

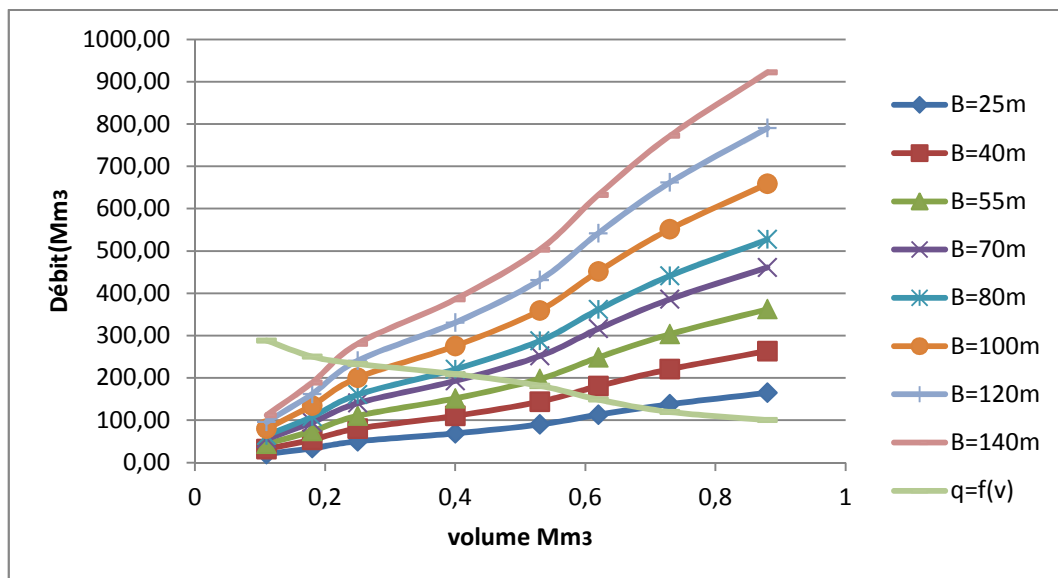


Figure II.15 : Courbes $H=f(q, Q)$

II.13.4. Etude d'optimisation de l'évacuateur de crue:

Le but de cette étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue et la hauteur optimale de la digue, pour obtenir le devis plus économique de l'aménagement

II.14. Coût de la digue :

Le coût de la digue pour différentes cotes de crête est conditionné par la largeur de déversoir. Le coût de l'évacuateur est en fonction directe avec la longueur du seuil déversant.

Le surcoût de remblais a été évalué sur la base d'un prix de 800 DA/m³ et le surcoût du déversoir sur la base d'un prix de 32,000 DA/m³ de béton armé.

II.14.1 Calcul du coût approximatif de la digue :

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 :

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

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i $\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right]$.

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

m_1, m_2 : Les pentes des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = NNR - C_f + R + h_{\text{dév}} + t]$.

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

II.14.2. Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (II.41).$$

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (II.42).$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre (F = 1 km).

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{1} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{1} = 0.83 \text{ m}$$

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 0.83 = 3.16 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc : } R = 0.75 \cdot 0.83 + \frac{3.16^2}{2 \cdot 9.81} = 1.13 \text{ m}$$

b) Formule de Mallet et Pacquant :

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} .$$

A.N :

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{1} = 0.83 \text{ m}$$

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 0.83 = 3.16 \text{ m/s}$$

Donc :

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{1} = 1.3 \text{ m}$$

$$\mathbf{R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}}$$

Donc la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage est R = 1,3m.

II.14.3. Détermination de la cote de crête :

La hauteur du barrage est calculée comme suite :

Hb : hauteur du barrage (m)

Donc pour notre cas :

$$T = (0.5 - 0.15)\% Hb.$$

On prend le tassement de la digue est de $T=0.1m$

$$Hb = 553.5 - 546.5 + 1.3 + 1.3 + 0.1$$

Donc : la hauteur de barrage est de $Hb=9.7 m$

$$CC = 546,5 + 9,7 = 556,2 \text{ m NGA}$$

II.14.4. Largeur en crête :

Ils existent plusieurs formules pour calculer la largeur en crête :

- Formule KNAPPEN $b = 1.65\sqrt{Hb} \dots \dots \dots (II-43)$
- Formule de PREECE $b = 1.10 \sqrt{Hb} + 1 \dots \dots (II-44)$
- Formule de Anonyme $b = 3.6 \sqrt[3]{Hb} + -3 \dots \dots (II-45)$

Les résultats présentés au tableau suivant

Tableau II-25 : Résumé de calcule de Largeur en crête

Formule	b(m)	Valeur adopté
KNAPPEN	5.02	5 m
PREECE	4.35	
Anonyme	4.57	

On prend la largeur de la digue $B = 5m$

Tableau II.26 : cout de la digue

Digues N°	B (m)	H dev (m)	V (m ³)	cout DA
1	25	1,9	108425,59	86,74
2	40	1,7	104839,06	83,87
3	55	1,5	103157,64	80,85
4	70	1,3	97559,517	76,43
5	80	1,1	92114,482	74,35
6	100	0,9	86822,532	67,94
7	120	0,7	81683,667	63,88
8	140	0,5	76697,887	59,95

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2,5 et 2, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 800 DA

II.14.5. Calcul du coût de l'évacuateur de crue :

II.14.6. Le coût approximatif de coursier:

- La longueur de coursier est $L=12m$
- La hauteur de mur $H=h_{cr}+R$ avec $R=0.72 m$
- La largeur du coursier $=70 m$
- L'épaisseur est $e=0.5m$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau II.27: coût de coursier

L déversoir [m]	Débit déversés (m ³ /s)	Section S (m ²)	Volume de coursier (m ³)	Coût de coursier DA
25	142,11	53,29	1332,25	23865574
40	192,43	51,84	2073,6	23041726
55	219,30	50,41	2772,55	23575612
70	225,19	49	3430	24213667
80	200,32	47,61	3808,8	24597000
100	185,31	46,24	4624	24866280
120	152,54	44,89	5386,8	24915000
140	107,43	43,56	6098,4	24987260

II.14.7. Coût de canal d'approche :

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

D'où la hauteur totale du mur : **$H_{ca}=H+R$**

H : la lame déversante ;

R : la revanche.

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égal à 5m

L'épaisseur du mur « e » est prise égale à (0,2m).

D'où le volume du canal d'approche est estimé par **$V= S.e = L.H_{ca}.e$**

Tableau II.28 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes.

N°	b (m)	H (m)	H _{ca} (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (10 ⁶ DA)
1	25	1,9	4,2	83,5	25,05	0,90
2	40	1,7	4	116,8	35,04	1,26
3	55	1,5	3,8	148,5	44,55	1,60
4	70	1,3	3,6	182	54,6	1,97
5	80	1,1	3,4	193,6	58,08	2,09
6	100	0,9	3,2	228	68,4	2,46
7	120	0,7	3	256,8	77,04	2,77
8	140	0,5	2,8	287	86,1	3,10

II.14.7. Calcul du coût total du barrage:

Le coût total est donné ci-dessous.

Tableau II.29 : récapitulatif des prix totaux.

			Coûts (Million de DA)			
Barrage	b (m)	CC NGA	Digue	Déversoir	Canal d'approche	Global
1	25	556,8	86,74	1,55	0,90	89,19
2	40	556,6	83,87	2,42	1,26	87,55
3	55	556,4	80,85	3,29	1,60	85,75
4	70	556,2	76,43	4,12	1,97	82,51
5	80	556	74,35	7,33	2,09	83,76
6	100	555,8	67,94	13,90	2,46	84,30
7	120	555,6	63,88	17,18	2,77	83,83
8	140	555,4	59,95	27,19	3,10	90,24

II.15. Courbe d'optimisation :

D'après le tableau ci-dessus on trace la courbe d'optimisation de l'évacuateur de crue

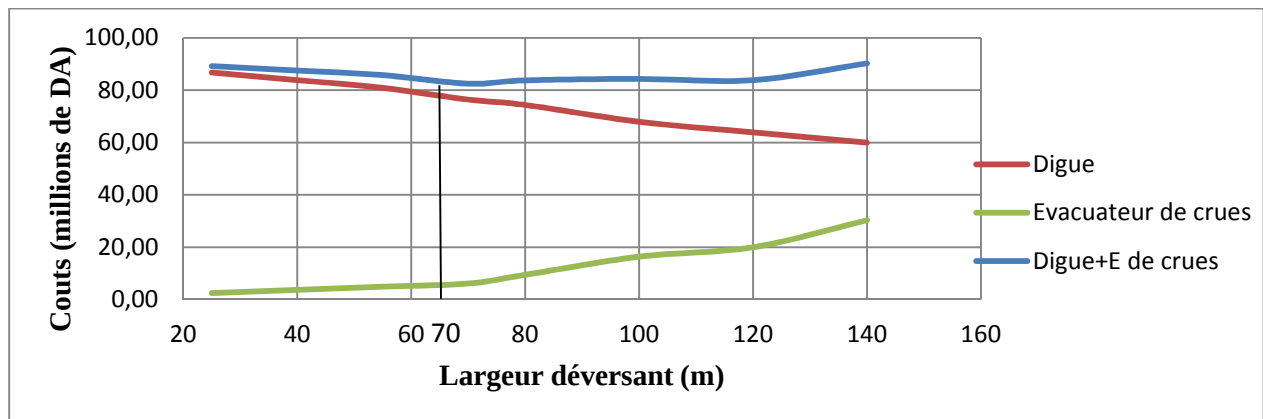


Figure II.16 : Courbe d'optimisation de l'évacuateur de crue

D'après la courbe d'optimisation représentée par la figure, le largeur déversant donnant le coût minimum est de $b=70\text{m}$ et que la hauteur déversant est de $H_0= 1.3\text{ m}$

Afin de déterminer H_0 on peut déterminer le niveau des plus hautes eaux

Puisque $NNR= 553.5$ [NGA]

Alors : $H_{PHE} = NNR + H_0 = 554.8 \text{ NGA}$

Tableau II.30: volumes et débits déversant

T(h)	H(m)	q	$1/2q \, dt$	$1/2qdt \, (Mm^3)$	$v(Mm^3)$	$v+1/2qdt$
0	0	0,00	0	0,00	1,42	1,420
1	0,2	13,59	24460	0,02	1,52	1,544
2	0,4	38,44	138368	0,14	1,6	1,738
3	0,6	70,61	381298	0,38	1,72	2,101
4	0,8	108,71	782728	0,78	1,81	2,593
5	1	151,93	1367370	1,37	1,95	3,317
6	1,3	225,19	2432105	2,43	2,1	4,532

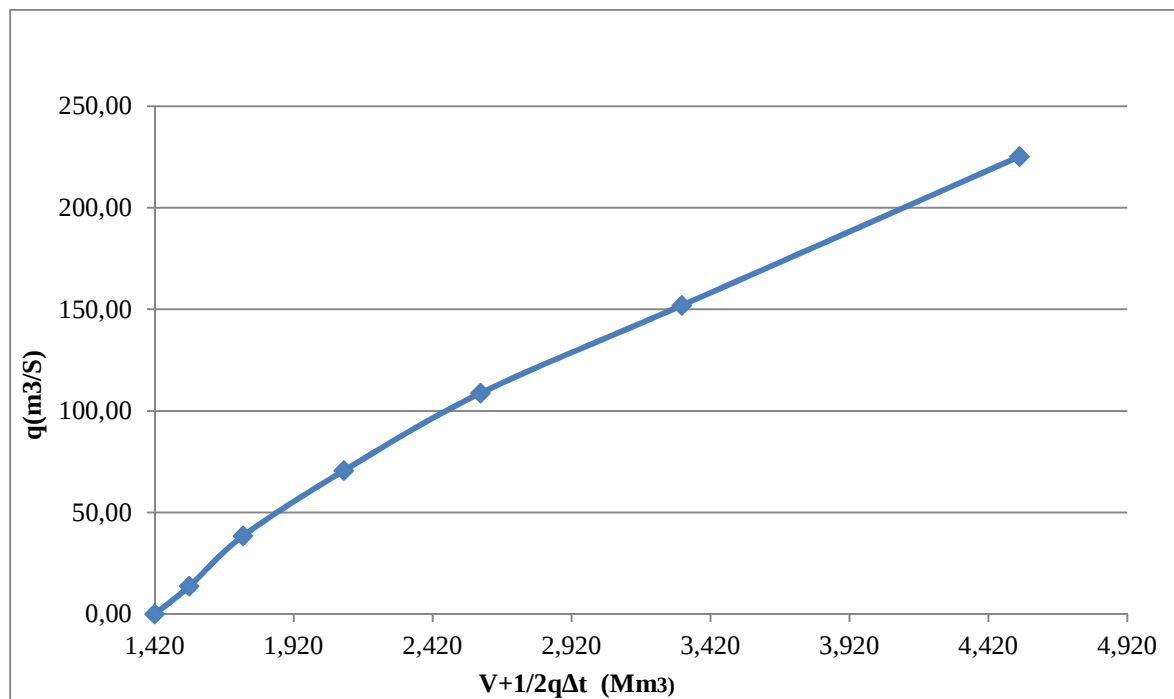


Figure II.17 : Courbe des débits déversant

Tableau II.31 laminage de crue :

Temps (h)	Qi (m3/s)	Qmoy (m3/s)	Qmoy-q	(Qmoy-q)dt	Vnnr+1/2qdt	q (b=70m)
0	0	93,705	93,705	0,337	1,420	0
1	187,41	267,025	231,16	0,832	1,76	35,87
2	346,64	279,02	172,55	0,621	2,59	106,47
3	211,4	164,15	12,99	0,047	3,21	151,16
4	116,9	86,365	-67,88	-0,244	3,26	154,24
5	55,83	38,365	-99,32	-0,358	3,01	137,69
6	20,9	12,85	-98,70	-0,355	2,66	111,55
7	4,8	2,52	-80,80	-0,291	2,30	83,32
8	0,24	0,12	-58,43	-0,210	2,01	58,55
9	0	0	-39,69	-0,143	1,80	39,69
10	0	0	-26,44	-0,095	1,66	26,44
11	0	0	-17,41	-0,063	1,56	17,41
12	0	0	-11,37	-0,041	1,50	11,37
13	0	0	-7,39	-0,027	1,46	7,39
14	0	0	-4,79	-0,017	1,43	4,79
15	0	0	-3,10	-0,011	1,41	3,10
16	0	0	-2,00	-0,007	1,40	2,00
17	0	0	-1,29	-0,005	1,40	1,29
18	0	0	-0,83	-0,003	1,39	0,83
19	0	0	-0,54	-0,002	1,39	0,54
20	0	0	-0,35	0,000	1,39	0,35
21	0	0	-0,22	0,000	1,38	0,22
22	0	0	-0,14	0,000	1,38	0,14
23	0	0	-0,09	0,000	1,38	0,09
24	0	0	-0,06	0,000	1,38	0,06
25	0	0	-0,04	0,000	1,38	0,04
26	0	0	0,01	0,000	1,38	0,01
27	0	0	0,00	0,000	1,38	0,00

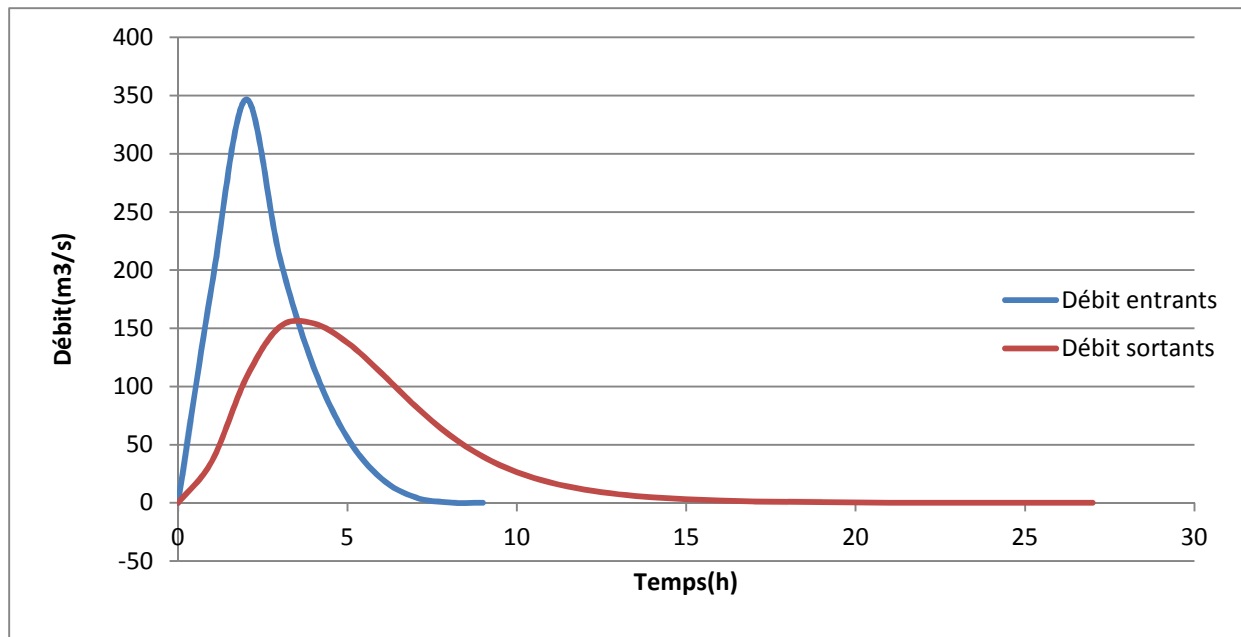


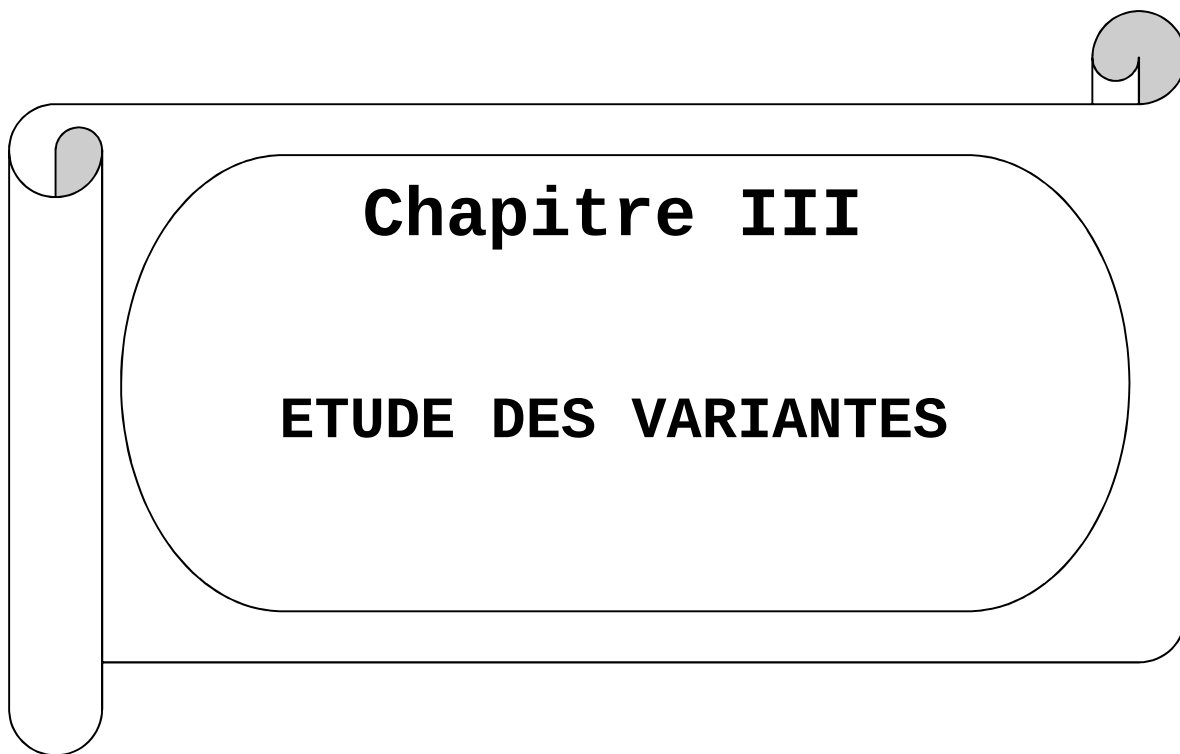
Figure II.18 : Hydrogramme d'entrée et de sortie

Pour une longueur déversant de 70 m, le temps nécessaire pour laminier la crue décennale est de 27 heures.

II.16.Conclusion:

L'étude hydrologique qui a été faite nous donne les paramètres nécessaires pour le dimensionnement des ouvrages annexes :

- La cote au niveau du volume mort est $NVM = 551,4$ NGA
- Le volume utile du barrage : $V_U = 1.18$ Mm³
- Le volume normal de la retenue est : $VNNR = 1.42$ Mm³
- La cote au niveau normal de la retenue est $NNR = 553.5$ NGA
- La cote de niveau plus haute eau est $HPHE = 554.8$ NGA
- La cote de crête $CC = 556,2$ NGA.



III) . Etude des variantes :

Les barrages en terre peuvent être constitués par des 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 terme terre couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers,

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 d'approvisionnement, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et d'en écarter d'autres.

III.1.Le choix du site du barrage :

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

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

- La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau
- La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible

III.2.Le choix du type de barrage :

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

1. La topographie du site:

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise 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.

2. 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 permettent.

3. 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.

4. 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, si 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 qui convient au site et le type de barrage à implanter.
- Le choix du type de barrage sera un compris entre les différents aspects suivants :
 - Nature de la fondation.
 - Disponibilité des matériaux à proximité.
 - hydrologie et critères socio-économiques afin d'aboutir au meilleur choix économique.

III.3. Les variantes à choisir :

Pour le cas présent Les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a Cinque variantes au choix :

a) Barrage en terre homogène :

Ce type est le plus facile à réaliser lorsque les matériaux sont suffisamment disponibles.

Le barrage en terre homogène est constitué d'un massif en terre compacté imperméable, muni d'un dispositif de drain dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet de battillage dans sa partie amont. (R.ROLLEY ,1977)

b) Barrage zoné :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche. Dans ce cas une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction de l'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux qui pourra être placé en amont du barrage ou au centre de celui-ci.

c) Barrage en terre à masque amont :

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre,.....Dans ce cas la solution c'est le barrage à masque amont. 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.

D) Barrage en alluvions :

La variante barrage en alluvions est réalisée s'il y a une quantité suffisante à proximité du site.

III.4. Etude Technico-économique :

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

Où :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage. (m)

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i. (m)

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi}$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi}$$

Où

m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections. **Erreur ! Signet non défini.**

Avec : **Erreur ! Signet non défini.**

d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués pour l'agence nationale des barrages (ANBT), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

III.4.1. Barrage Homogène en argile :

Pour cette variante on n'a pas des grandes quantités d'argile donc on ne peut pas construire un barrage homogène en argile.

III.4.2. Barrage Zoné :

Données et dimensionnements :

Pente des talus :

Amont $m_1=2,5$ Aval $m_2=2$

Hauteur du barrage au droit de lit : $H_b = 9,7\text{m}$

Hauteur du noyau : $8,5\text{m}$

Largeur en crête du noyau $b_{cr1}= 2\text{m}$

Les pentes des talus du noyau préalable :

- Talus amont est 0,40
- Talus aval est aussi 0,40

Largeur du base du noyau au droit du lit $B_n=15\text{m}$

III.4.2.1 le Noyau :

Tableau III.01 : Volume du Noyau.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	10,24	150	1535,63
1	20,48		140	4891,25
2	49,40	160		
3	83,60		150	9289,50
4	40,26	130		
5	16,99		150	1274,35
6	0,00	8,50		
Volume Total			31352,06	

On n'a pas cette quantité en argile donc on ne peut pas construire un barrage zoné

III.4.3 Barrage en enrochement avec masque en amont :

C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées ; cependant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

III.4.3.2 Barrage en enrochement avec masque en amont :

Tableau III.02: Volume des recharges.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	18,69	150	2803,13
1	37,38	77,19	140	10806,25
2	117,00	172,50	160	27600,00
3	228,00	158,95	150	23842,49
4	89,90	59,63	130	7751,68
5	29,36	14,68	150	2201,76
6	0,00			
Volume Total				75005,299

Tableau III.03 : Barrage en enrochement avec masque en amont :

Volume enrochements	Volume masque BCR	Volume excavations	Surface géotextile	Volume béton	Volume gabions
m ³	m ³	m ³	m ²	m ³	m ³
75006	31.000	33000	51000	550	420

Tableau III .04 : Coûts variante Barrage en enrochement avec masque amont :

Unité	Enrochements m3	BCR m3	Excavations m3	Géotextile m2	Béton m3	Gabions m3	TOTAL
DA	800	7500	300	400	32000	9000	
	60 004 800	232500000	9900000	20400000	17600000	3780000	364 184 800

III.4.3.1 Barrage en alluvions :**Tableau III.05: Volume des recharges barrage en alluvions.**

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	21,33	150	3199,22
1	42,66		140	12654,69
2	138,13	90,39	160	32900,00
3	273,13	205,63	150	28390,29
4	105,41	189,27	130	9011,16
5	33,22	69,32	150	2491,58
6	0,00	16,61		
Volume Total			88646,936	

Tableau III-06 Barrage en alluvions :

Volume total digue	Volume alluvions	Volume drain	Volume protection aval	Volume excavations	Surface géotextile	Volume béton	Volume gabions
m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ²	m ³	m ³
159647	88647	32.000	6.600	43.000	45.000	430	420

Tableau III-07 Coûts variante Barrage en alluvions :

Unité	Alluvions m3	Drain m3	Protection m3	Excavations m3	Géotextile m2	Béton m3	Gabions m3	TOTAL
DA	800	900	400	300	400	32000	9000	
	127 717 60	2880000	2460000	12900000	18000000	13760000	3780000	199 655 280

Tableau III.8 : Barrage en béton

Coupe	H _{bi}	B _{pi}	W _I (m ²)	L _I (m)	V _{IB} (m ³)
0	0	5	0	159	2208,98
I	3,25	13,125	29,45	140	8033,59
II	6,5	21,25	85,31	160	19650
III	9,5	28,75	160,31	150	17020,77
IV	5,57	18,925	66,63	130	5862,46
V	2,78	11,95	23,56	150	1767,04
VI	0	5	0	54542,84	
Volume total (m3)					

III.5. Estimation du coût des variantes :

En prenant (800 DA/ m³) comme prix des remblais compacté et béton à (32000 DA/ m³) comme prix des de béton, on aura les coûts des différents types de barrages représentés par le tableau (III-9).

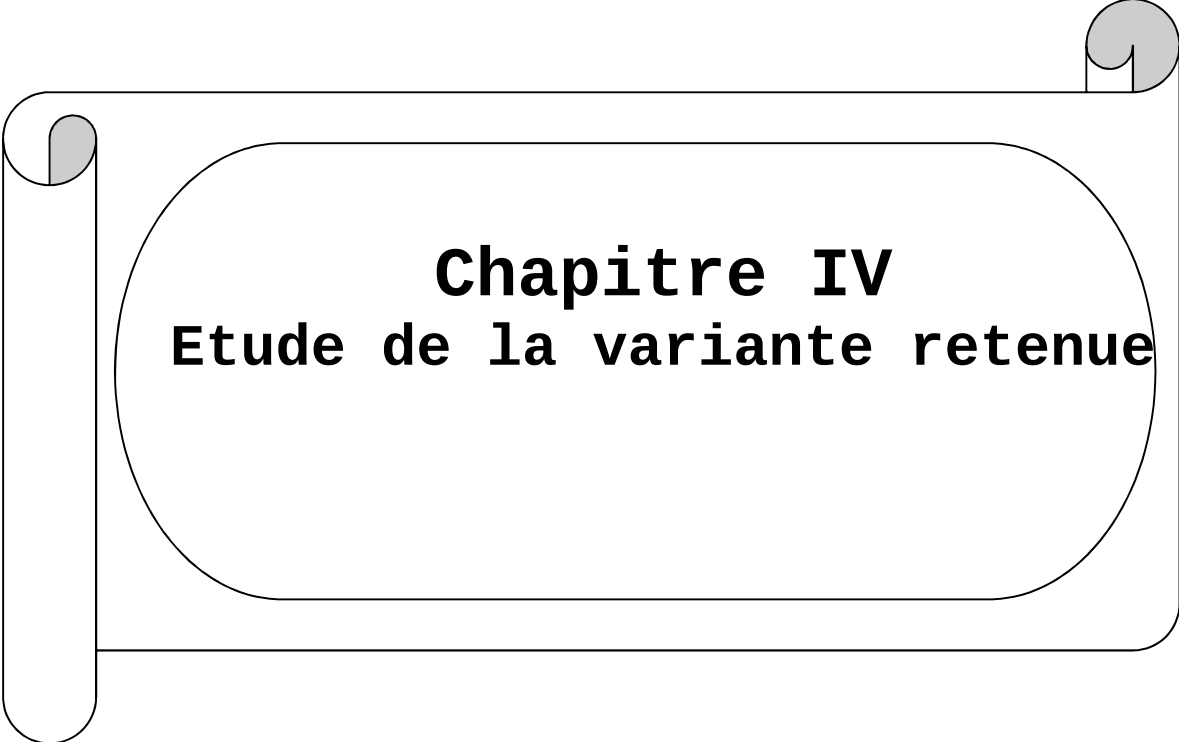
Tableau III.09 : les coûts des variantes étudiées.

Type de barrage	Devis 10 ⁶ DA estimatif
Alluvions	19,9
Enrochement avec masque sur le parement amont	36,4
Béton	175,4

Conclusion

Du point de vue économique, la comparaison approximative des différents coûts des variantes favorise la réalisation d'une retenue en alluvions.

La variante d'une digue en alluvions s'impose pour les raisons de simplicité et de disponibilités de matériaux imperméables en quantité suffisante à proximité du site.



Chapitre IV

Etude de la variante retenue

IV. Introduction :

Après l'étude des variantes faite dans le chapitre précédent, nous avons opté pour la digue en alluvion, avec une hauteur totale de 9.7m, et une largeur en crête de 5m.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier la conception et l'étude détaillées de la digue.

IV.1.Classification de l'ouvrage :

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. et pour connaître

Tableau IV.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

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

D'après le tableau (V. Volkov, 1986) notre barrage appartient à la classe IV.

IV.2.Dimensionnement de la digue :

IV.2.1.Hauteur du barrage :

La hauteur de barrage est donnée par l'expression suivante :

$$H_b = \nabla NNR + h_{dév} + R + t \dots \dots \dots (IV.1)$$

On admet une valeur de ($t = 0.1$ m) pour le tassement du barrage.

Avec :

$$h_d = 1,3m$$

$$R = 1,3m$$

IV.2.2.Pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Tableau IV.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

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	2,5	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

Pour les talus on prend :

Le fruit amont est ($m_1=2,5$)

Le fruit aval est ($m_2=2$)

IV.3. Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a lieu donc en général de prévoir une protection pour les talus.

Le talus aval : sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche de terre végétale de 5 à 10cm.

Le talus amont : sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la méthode de « T. V.A. »

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues.

On a plusieurs formules de calculer l'épaisseur de revêtement du talus amont parmi eux on a la formule de Tennessee Valley Authority (TVA)

$$e = C v^2 \dots \dots \dots (IV-2)$$

v : vitesse des vague déterminée par la formule de Gaillard $v = 3.16 \text{ m/s}$

C : coefficient dépend de fruit de talus et du poids spécifique γ_b de l'enrochement utilisé le coefficient est donné par le tableau ci-après

Tableau IV.3: Valeurs de C en fonction des pentes de talus et γ

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma = 2,50$	$\gamma = 2,65$	$\gamma = 2,80$
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

On prend $\gamma_p = 2.5$

IV.3.1.Talus amont :

$e_{\text{amont}} = 0.3$ m c'est l'épaisseur de la couche d'enrochement

IV.3.2.Talus aval

Dans les régions du climat chaud il ya lieu de fixer un revêtement en pierre d'épaisseur de 0.1 à 0.2m.

Donc on prend l'épaisseur du talus aval

$e_{\text{aval}} = 0.2$ m

Conclusion:

On adopte une protection du talus amont de la digue d'épaisseur de 30cm et une protection du talus aval de la digue d'épaisseur de 20cm.

IV.4.Le drain de la digue

On construit les drainages dans les retenues en terre dans le cas où la hauteur de ces retenues est égale ou supérieure à 6m. Ils sont destinés pour l'abaissement de la courbe de dépression, pour la prévention de la sortie de l'écoulement souterrain au bief aval.

Le drainage a deux parties fondamentales : De réception (de prise d'eau) et d'évacuation.

Un drain cheminée, connecté avec un drain de pied, collectera les eaux de percolation dans la digue, évitant ainsi tout entraînement de matériau au travers du parement aval tout en réduisant les sous pressions de la recharge aval (augmentation de la stabilité). Le drain cheminé est incliné à 60° environ par rapport à l'horizontale pour raccourcir la longueur totale des drains.

IV.4.1. Dimensionnement du drain incliné de 60° par rapport à l'horizontale amont:**IV.4.2. Hauteur du drain :**

$$H_{dr} = NPHE + 0,5 = 8,8 \text{ m}$$

IV.4.3. Epaisseur du drain :**Tableau IV.4 :** épaisseur minimal de drain

H^2/V	<30	30 à 100	100 à 300	100 à 700	700 à 1500
Epaisseur(m)	0,5	0,8	1	1,2	1,5

Epaisseur du drain = 1 m

IV.4.4. Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 1/4 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale de la digue ($L_b=49\text{m}$)

On trouve $L=12.25\text{m}$

On prend $L_d=12,5 \text{ m}$

IV.4.5. Epaisseur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$Id = 1/2(\sqrt{L^2 + H^2} - L)$$

Id : Epaisseur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (m);

H : différence de charge entre la retenue et le drain (m).

On prend $Id=1\text{m}$

IV.4.6. Le prisme de drainage :

Il permet de :

Réceptionner et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.

Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.

Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

IV.4.7. Dimensionnement du prisme de drainage :

Fruit des talus : $m_1=(1.25-1.75)$ on prend : $m_1=1.5$ et $m_2=(1.75-2.5)$ on prend: $m_2=2$

Hauteur : $H_{dr} = (0.15-0.2) H_b = 0,15.9.7 = 1,46 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{H_{dr} = 1,5 \text{ m.}}$

Largeur au sommet : $b_{dr} = (1/3-1/4) H_d = 0,5\text{m} \Rightarrow \mathbf{b_{dr}=0,5\text{m.}}$

IV.5.Calcul des filtres :

Les filtres sont constitués de couche successives de perméables, de granulométrie plus en plus fines. Le filtre ne doit ni se dégrader ni se colmater

Généralement le choix du filtre doit répondre au critère de TERZAGUI

$$20 > \frac{d_{15 \text{ filtre}}}{d_{15 \text{ sol à protéger}}} > 4$$

Associé à la condition citée en équation ci-dessus, l'US *Bureau of réclamation* préconise la relation suivante:

$$5 < \frac{d_{50 \text{ filtre}}}{d_{50 \text{ sol à protéger}}} < 10. \text{ Et } \frac{d_{15 \text{ filtre}}}{d_{85 \text{ sol à protéger}}} < 5$$

Ensuite, on vérifie la condition de l'absence du renard aux sols proprement dits :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[n]{h} (1 + 0,05h) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (IV - 3)$$

Où:

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = d_{60}/d_{10} \dots\dots\dots (IV-4)$

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \log \eta \dots\dots\dots (IV-5)$

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux.

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

IV.5.1.Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

La granularité de sol à protégé :

$d_{15} = 0.08 \text{ mm}$;

$d_{50} = 6 \text{ mm}$;

$d_{85} = 60 \text{ mm}$;

La première couche de filtre est entre La terre du corps du barrage et la première couche de drain à des limites suivantes :

$0.32 \text{ mm} < D_{15} < 1,6 \text{ mm}$;

$30 \text{ mm} < D_{50} < 60 \text{ mm}$.

La courbe granulométrique moyenne est :

$D_{15} = 0.96 \text{ mm}$;

$D_{50} = 45 \text{ mm}$.

IV.5.2.Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :

Pour qu'il n'y ait pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{h}(1+0,05h)\frac{n}{1-n}$$

D'après la courbe granulométrique de F1 :

$d_5 = 1.4 \text{ mm}$; $d_{10}=2 \text{ mm}$;

$d_{17} = 3,0 \text{ mm}$; $d_{60}=80 \text{ mm}$;

$\eta = D_{60}/D_{10} = 40$ Coefficient d'hétérogénéité ;

$n_0 = 0,40$ d'où $n=0,160$

$D_5/D_{17}=0,4665 > 0,338$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de renard dans ce cas.

La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{d_{15 \text{ filtre}}}{d_{85 \text{ sol protéger}}} = \frac{0,96}{60} = 0,016 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

IV.6.La clé d'ancrage :

La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à 3 m, L'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m. en prend $b=3 \text{ m}$.

Les talus $m_1=m_2=1$.

IV.7.Protection de la Crête :

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de grave argileuse compactée). Pour le barrage en alluvion, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

IV.8.Calcul d'infiltration à travers la digue et la fondation :

La filtration d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages est créée par la charge d'eau au bief amont. Elle a pour conséquence la perte d'eau et les problèmes d'instabilité (Renards).

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries de barrages sont provoquées par la déformation de filtration, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le gradient de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers de l'ouvrage et le sol de fondation.

IV.8.1. Tracer de la ligne de saturation :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de filtration à travers des barrages en terres : les méthodes expérimentales, hydromécaniques et les méthodes hydrauliques.

Pour le tracer de la ligne de saturation on utilise la méthode grapho-analytique de KOZENY.

IV.8.2.Admissions dans les calculs de filtrations hydrauliques des barrages en terres

1/- On admet la filtration dans un seul plan.

2/- On prend les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan comme nulles.

3/-On suppose que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope, et que la couche imperméable et un coefficient de filtration nul.

4/- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogène, mais elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

- KOZENY a montré que la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal, dont le foyer « o » est situé au pied du parement aval du barrage (fin du drain).
- L'équation de la parabole s'écrit:

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots (IV.6)$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (IV.7)$$

d : largeur de base du massif.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

La ligne phréatique coupe le talus aval en un point « C_o » à une distance « a » du foyer « o » et une distance « $a + \Delta a$ » du point d'intersection « C » de la parabole de KOZNEY avec le talus aval.

D'après Casagrande « a » ne dépend que de la distance focale de la parabole de base et de l'angle θ du talus aval. Il a dressé la courbe de variation de C : telle que :

$$C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} \quad \text{en fonction de } \theta, \text{ d'où on peut déterminer « } C_o \text{ »}$$

Pour avoir la ligne de saturation, il suffit de relier la parabole de base au point « C_o » et « b » par une courbe normale au parement amont en « b » et tangente à la parabole.

b : le point d'intersection du talus amont avec le plan d'eau.

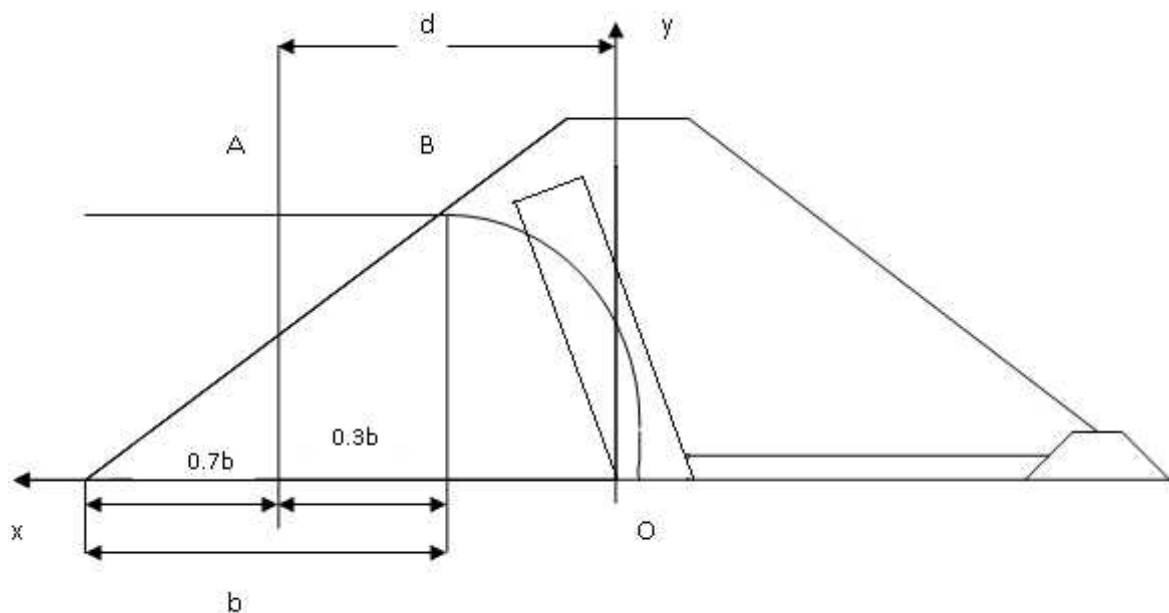


Figure IV.2 : Calcul les infiltration qui travers le corps de la digue.

On a :

$$d = 14.95\text{m} \quad \text{et} \quad h = 7\text{m}$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad \text{Donc : } y_0 = 1.31 \text{ m}$$

L'équation de la parabole s'écrit :

$$2xy_0 = y^2 - y_0^2 \quad \text{donc : } 2xy_0 = y^2 - (1.31)^2$$

D'où : $y^2 = 2.62 x + 1.72$

Tableau IV.5 : Les coordonnées de la parabole

X(m)	-0,65	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	14,95
Y(m)	0	1,3	2,1	2,6	3,1	3,5	3,8	4,2	4,5	4,8	5	5,3	5,5	5,8	6,2	6,5	7

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du noyau « c » est déterminé par l'équation : $a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$

a : la distance « oc ».

Δa : la distance « C₁C ».

α : angle de face aval du drain avec l'horizontale

A partir de l'abaque de Casagrande, on détermine $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

$$\text{On a : } \alpha = 60^\circ \quad \text{d'où : } \frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.25 \quad \text{et : } a + \Delta a = \frac{1.31}{1 - 0.5} = 2.62m.$$

De l'équation (2) on aura : $\Delta a = 1.31 \cdot 0.25 = 0.33m$

D'où : $a = 2.62 - 0.33 = 2.29m$.

$$a = 2.3m$$

$$\Delta a = 0.33m$$

Connaissant « a » et « Δa », on peut tracer le profil de la ligne de saturation.

IV.8.3. Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite) :

On peut appliquer à celui ci les règles de l'écoulement à travers une digue homogène,

Le débit de fuite est donné par : $q_n = K \cdot I \cdot A$

q_n : débit d'infiltration (m³/s/ml).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ (IV.8)

et : $A = y \cdot I$

$$q_n = K y \frac{dy}{dx} \quad \text{..... (IV.9)}$$

$$\text{Avec : } y \frac{dy}{dx} = y_0$$

D'où : $q_n = K y_0$ m³/s/ml. Soit $q_n = 1.31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

Débit de fuite de la digue = $1.15 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$

IV.8.4. débit d'infiltration à travers la fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy:

$$q = K.I.A$$

Avec : K : Coefficient de perméabilité. ($K=7.23 \cdot 10^{-6}$ m/s)

I: gradient hydraulique. $I=H / L_b$ (IV.10)

(H = charge d'eau dans la retenue, $L_b = 50$ m L'emprise de barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A=T.1$ (T=3m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q = K.I.T$

$$q=2,86 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

$$\text{Débit de fuite de la fondation}=2,52 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

IV.8.5. Débit d'infiltration totale :(digue + fondation) :

Le débit total d'infiltration (en m³ /s) à travers la retenue est égale:

$$Q=3,67 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

IV.8.6. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage:**1. Dispositif d'étanchéité :**

La résistance d'information du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \Delta H / n\delta < I_{adm} \text{(IV.11)}$$

ΔH : charge d'eau dans la retenue.

$n\delta$: épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau

Tableau IV.06 : Classification des barrages

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	$100 \text{ m} > H_b$	$50 > H_b$
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	De 20 à 50 m	De 15 à 25 m
IV	$20 \text{ m} < H_b$	$15 \text{ m} < H_b$

Notre barrage appartient à la IV classe

Tableau IV.07 : Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage.	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.6	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la II classe, alors on prend $I_{adm} = 1$

Donc : $\Delta H = 7$ m; $\delta n = 50$ m;

$I = 0,14 \leq I_{adm}$

D'où La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

2. Fondation du barrage :

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$I_f < I_{cr} / K_s$

I_{cr} : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation.

Il est donné par le tableau :

Tableau IV.08 : Détermination du gradient d'infiltration admissible

Sols de fondation	I_{cr}
Argile	1,2
Limon	0,65
Sable gros	0,45
Sable moyen	0,38
Sable fin	0,29

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau Suivant :

Tableau IV.09 : Détermination du coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1,25	1,2	1,15	1,1

If : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0,88T_c} \dots\dots\dots (IV.12)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de l'infiltration de la fondation. ($T_c = 3$ m)

ΔH : charge d'eau ($H = 7$ m).

L_b : largeur à la base du barrage ($L = 50$ m).

On a donc : $I_f = 0,13$

Notre barrage appartient à la IV classe ce qui donne ($K_s = 1,10$).

Les fondations calcaires dures limoneuses, donc: $I_{cr} = 0,65$

On a donc :

$$I_{cr} / K_s = 0,59$$

On remarque que $I_f < K_s$

donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

IV.9. Calcul de stabilité :

IV.9.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes tel que FELLENIUS (1939) ; TAYLOR (1948), BISHOP (1955) ; MORGENSTERN et RICE (1965) ; SPENCER (1967) ; JANBU (1973) ; SHARMA (1979). (CIGB, 1986). , on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1-soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.

2- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

1- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

- a. glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-1. Glissement en cascade.

a-2 .Glissement, puit renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

2. l'instabilité mécanique en fondation :

IV.9.2. Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (combinaison quasi permanente).
- Fonctionnement normal (Retenue au NNR) (combinaison quasi permanente).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont) (combinaison fréquente).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible

Tableau IV.10 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
Etat des actions	I	II	III	IV
Fondamentales	1.30-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.05
Singulières	1.10-1.05	1.10-1.05	1.05	1.05

(Coefficient de stabilité admissible des talus (V. Volkov, 1986)).

IV.9.3. Principe de la méthode (Méthode des tranches) :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage.

(K_1-K_2) : sont déterminés d'après le tableau (VI.9) en fonction de pentes de talus.

Tableau IV.11 : (K_1-K_2) en fonction des pentes des talus(V.volkov, 1986)

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 $(K_1=1, K_2=2,3)$

Alors $R_1=9,7m$

$R_2=22,31m$

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 un courbe rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c à d entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites. par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la partie « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

❖ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$ (IV.13)

❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$ (IV.14)

❖ α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

IV.9.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :**✓ Force de pesanteur :**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) \dots \dots \dots$ (IV.15)

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.

Pour le cas d'une vidange rapide on utilise la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - 1)$.

✓ Forces de pression interstitielles :

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$P_{plain} : U dl = \gamma_w h \cdot dl \dots \dots \dots$ (IV.16)

U : pression interstitielle.

dl : longueur en arc de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 1 \text{ KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

✓ Forces de cohésion :

$F_c = c \cdot dl \dots \dots \dots$ (IV.17)

C : Cohésion du sol. (Matériau).

✓ Forces dues au séisme :

$T = a G_n \dots \dots \dots$ (IV.18)

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.9.5. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1. Les forces stabilisatrices :**Force de frottement :**

$F_1 = N_n \tan \phi - U dl \tan \phi \dots \dots \dots$ (IV.19)

ϕ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

Force de cohésion :

$$F_c = c \, dl \quad \text{Avec :} \quad dl = \frac{2pR\alpha_i}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement.

α : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \, dl) \, \text{tg} \varphi + c \, dl] R \dots\dots\dots (IV.20)$$

2. Les forces motrices:

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique N_t (force de cisaillement) du poids G_n qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (IV.21)$$

IV.9.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :**1. calcul de K_s : (coefficient de sécurité) :**

Le coefficient de sécurité a un rôle double :

1. il prend en compte certaines incertitudes : les paramètres de résistance au cisaillement, les pressions interstitielles, le poids du sol et la géométrie du barrage .
2. il limite indirectement les déformations (CIGB ,1986).

Le coefficient « K_s » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les forces motrices par rapport au centre de glissement donné par :

$$K_s = \frac{\sum [(G_n \cos \alpha - P_n) \text{tg} j + \sum C \, n \, dl]}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum a \, G \, n \, d \, n} \dots\dots\dots (IV.22)$$

* Pour le cas d'un réservoir vide ($P=0$), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

- avec effet de séisme :

$$K_s = \frac{\sum [G_n \cos \alpha \, \text{tg} j + \sum C \, n \, dl]}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum a \, G \, n \, d \, n} \dots\dots\dots (IV.23)$$

- Sans l'effet de séisme :

$$K_s = \frac{\sum [(G_n \cos \alpha) \text{tg} j + \sum C \, n \, dl]}{\sum G_n \sin \alpha_n} \dots\dots\dots (IV.24)$$

IV.9.7 . Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide :

K_s est calculé seulement pour le talus amont.

Avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cos a_n + \sum Cndl}{\sum G_n \sin a_n + \sum a \frac{Gndn}{R}} \dots\dots\dots (IV.25)$$

Pour notre cas on a Ghardaïa c'est une zone aséismique .

Sans effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos a_n \tan j_n + \sum Cndl}{\sum G_n \sin a_n} \dots\dots\dots (IV.26)$$

Le coefficient K_s calculé doit être supérieur à « $K_{s \text{ adm}}$ », pour notre cas barrage de classe IV.

$$K_{ss} = 1.10 - 1.05.$$

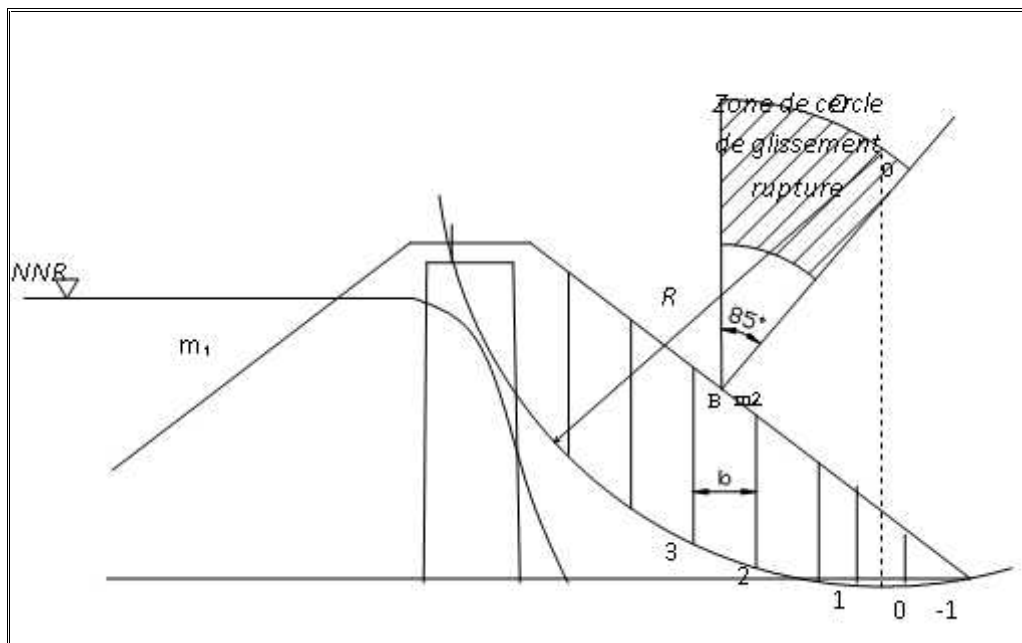


Figure IV.2 : Schéma de calcul de stabilité

Tableau IV.12: Les caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Corps du barrage
φ	Degré (°)	30
C	T/m ²	5
γ_{sat}	T/m ³	2.67
γ_d	T/m ³	2.2
γ_{fon}	T/m ³	2.74

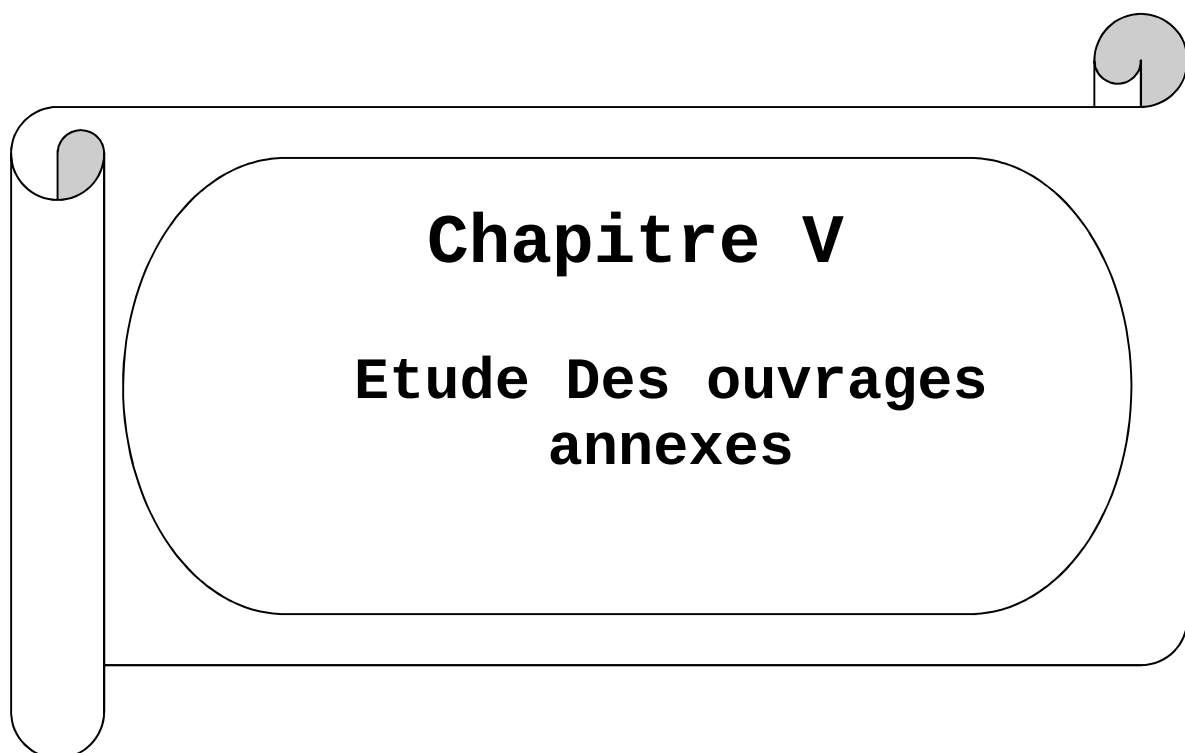
Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux (1.2.3.4 voir annexe IV) Pour les différents rayons.

Tableau IV.13 : Coefficient de sécurité pour le vidange rapide (talus amont).

Vidange rapide (Kss Sans séisme)	
Rayon(m)	Coefficient de sécurité
16.28	2,29
17.59	2,64
18.11	2,46
21.87	2,59

Conclusion :

D'après les résultats obtenus, la stabilité de la digue est vérifiée pour le cas de vidange rapide donc est vérifiée pour tous les cas de sollicitation.



Chapitre V

Etude Des ouvrages annexes

V.1.Etude de la dérivation provisoire

V.1.1.Introduction :

La période de construction du barrage comprendra au moins une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière ou l'oued devra être dérivée. Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions.

V.1.2.Choix de la crue de dimensionnement :

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définissent le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire.

Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En général, pour les barrages en béton, l'ouvrage de dérivation se dimensionne par les crues décennales ou vingtaines, alors que pour les barrages en terre, le dimensionnement de la dérivation provisoire se fait par les crues cinquanteanales ou même centennales.

Mais en Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue vingtaines.

Le débit maximum de cette crue est $Q_{max}(5\%)=84.7m^3/s$

V.1.3.Dimensionnement de la dérivation provisoire :

Nous avons proposé une brèche passant par le corps du barrage sous forme de canal trapézoïdale entre deux diguettes pouvant évacuer vers la partie aval le débit de chantier d'une fréquence vingtaine ,ce canal formant cette brèche doit être protégé par des enrochements évitant tout glissement des remblais en phase de réalisation.

Les étapes de réalisation de la brèche sont comme suit :

1. montée du remblai jusqu'à une cote permettant de faire passer la crue de chantier dans la brèche et protections dans la zone de la brèche
2. poursuite des travaux de la digue et des ouvrages ; le cas échéant l'eau passe dans la brèche
3. fermeture de la brèche

V.1.3.1.Calcul du canal :

La construction d'un tel canal nous ramène à chercher la solution la plus économique

Donc :

- La section la plus économique.

V.1.3.2.Calcul de la profondeur normal :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots (V-1)$$

Où:

Q: Débit en (m³/s), Q=84.7 m³/s

$$C : \text{Coefficient du CHEZY} : C = \frac{1}{n} R^{1/6} \dots\dots\dots (V-2)$$

$$R: \text{Rayon hydraulique d'ou } R = \frac{S}{P}$$

n : coefficient de MANNING en prend n=0.035

I : Pente du canal

$$\text{Avec: } S = (b + mh) h \dots\dots\dots (V-3)$$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots (V-4)$$

m: Pente des talus

b: Largeur du canal (m);

h: Tirant d'eau dans le canal, (m);

D'où I=0.03

Pour la section la plus avantageuse en a :

$$- R = h/2$$

$$- T/2 = \sqrt{1 + m^2} \text{ avec } T = \text{est la largeur de miroir}$$

Donc on obtient :

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} S I^{1/2} \text{ C'est la formule de MANNING STRICKLER}$$

Tableau V.1 : Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs :

b (m)	H (m)	S (m ²)	P (m)	R(m)	V (m/s)
30	1,02	31,20	32,04	0,97	2,79
35	0,93	33,05	36,86	0,90	2,64
40	0,86	34,83	41,72	0,83	2,52
45	0,8	36,37	46,6	0,78	2,41
50	0,75	37,82	51,5	0,73	2,32
55	0,703	38,95	56,406	0,69	2,23
60	0,67	40,46	61,34	0,66	2,16

Donc : pour $b=50$ m on a $v < 2,4$ m/s

Donc la hauteur de canal $H_{\text{canal}}=h_n+R$

Avec :

- h_n : hauteur normal.
- H_{canal} : hauteur de canal
- R : est la revanche ($R=0.5$ m)

$H_{\text{canal}}=1,3$ m

V.2.Etude de la vidange de fond

V.2.1.Introduction :

La vidange de fond constitue un élément indispensable d'un barrage. Elle sert notamment à assurer :

- la montée contrôlée du plan d'eau pendant le premier remplissage du barrage.
- le control du plan d'eau en cas d'événement particulier, comme par exemple des instabilités des rives.
- un abaissement du plan d'eau en période de danger.
- l'évacuation de dépôts de sédiments.

V.2.2.Type d'ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

Conduite de vidange en charge :

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en arme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\varnothing > 500$ mm)

La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

Ouvrages de vidange à batardeau :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un puits dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

V.2.3.Choix de type de vidange :

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

Pour tous les dispositifs de vidange, il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (crépine surélevée ou dans un puits, ou bien grille et enrochements) et d'autre part un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter des affouillements.

Elles concernent le type de conduite, son diamètre, le nombre et la position des vannes. Les dispositions minimales préconisées sont regroupées dans le tableau V.2.

Tableau V.2: type de vidange de fond en fonction de $H^2\sqrt{V}$

$H^2\sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	PVC ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 – 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 – 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en avale.

Avec:

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [Mm3].

On a H=9.7m

V=1.53 Mm3

Donc $H^2\sqrt{V} = 111.63$

$100 < H^2\sqrt{V} < 300$

V.2.4. Calcul de la vidange de fond :

Dans ce cas vidange de fond est une conduite en charge, est mise dans la galerie de dérivation provisoire pour minimiser les coûts de déblai pour l'installation de cette dernière. Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tous risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

V.2.4.1. Calcul hydraulique de la conduite de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

V_u : volume utile en [m³]. On a $V_u = 1,2 \text{ Mm}^3$

T : temps de vidange jours = 10 jours.

Q_r : Débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel)

$$Q_{vf} = \frac{1,2 \cdot 10^6}{864000} + \frac{1,31 \cdot 10^6}{31,536 \cdot 10^6} = 1,43 \text{ m}^3/\text{s}$$

V.2.4.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

On a:

$$Q_{vf} = \mu S \sqrt{2gH}$$

D'où:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gH}}$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N :

$$S = \frac{1,43}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 6,4}} = 0,16 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4.0,085}{\pi}} = 0,451m$$

On prend:

$$D_{vf} = 500 \text{ mm}$$

V.2.4.3. Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \hat{A} \xi_I}}$$

$\hat{A} \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

- Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 n^2}{D^{1/3}}$$

l : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.015 \text{ m}^{-1/3} \cdot s$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 500 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 50 \text{ m}$).

A.N :

$$l = 0.03543$$

$$\sum \xi_1 = 2.83m$$

- Coefficients de pertes de charge singulière:

On a :

$$\xi_{entrée} = 0,5 \text{ et } \xi_{sortie} = 1$$

$$\xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0.2 \text{ et } \xi_{grille} = 0,1$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1.8m$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (2.83 + 1.8)}} = 0.,421$$

Et :

$$S = \frac{1.43}{0,421 \sqrt{2g6.4}} = 0.303m^2$$

D'ou :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 * 0.303}{\pi}} = 0,621m$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{vf} = 700mm$$

L'ouvrage de vidange sera édifié en tête de la galerie de la dérivation. La conduite étant en acier de diamètre 700mm.

Conclusion :

La conduite de vidange à un diamètre de 700mm et sera calée à 548.5m NGA elle sera équipée par des vannes (vannes de réglage et de garde) pour pouvoir régler le débit et assurer le bon fonctionnement du dispositif de vidange. L'ouvrage de vidange doit constituer des grilles de protection contre les corps solides ainsi que les corps flottants.

V.3.Etude de L'évacuateur de crue

V.3.1.Introduction :

L'évacuateur de crues est un ouvrage de sécurité pour les événements exceptionnels. Il est calé au niveau atteint par la crue de dimensionnement et ne sert que pour des crues de fréquence plus rare.

Pour les petits barrages, l'évacuateur de crues consiste très souvent en un chenal (ou coursier) avec seuil déversant (ou déversoir) libre à l'amont et dissipateur d'énergie à l'aval sans rôle s'assurer des crues exceptionnel survenant a retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et aussi l'érosion a l'aval de la digue

V.3.2.Les critères de choix de l'évacuateur de crue :

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crue sont :

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement
- Les difficultés de réalisation
- Les exigences topographiques du site
- Les exigences géologiques du site
- La facilité d'entretien
- La facilité de modification
- Le coût de l'ouvrage

V.3.3. Différent types des évacuateurs de crue :

Les évacuateurs de crue peuvent être classés suivant leur type de fonctionnement hydraulique en deux groupes : les évacuateurs de surface et les évacuateurs en charge

- **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.

- **Evacuateur de crue latéral :**

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il présente les avantages suivant :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de crue de projet.
- Facilité de réalisation

Ces inconvénients :

- le coût peut élever.
- la difficulté de modification

- **Evacuateur central :**

Cette solution est intéressante dans les vallées à versant à forte pente et lorsque le débit à évacuer important. Cette solution est coûteuse de point de vue technique. Les liaisons entre les parties du barrage en terre et le déversoir en béton sont délicates à réaliser.

- **Evacuateur de crue en siphon :**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage

Ces avantages :

- Aucune exigence topographique
- Calcul usuel

Ces inconvénients :

- Amorçage le désamorçage
- Entretien indispensable
- Débit faible à évacué
- Dispositif sur le corps de la digue

V.3.4. Choix de la variante :

-Pour notre cas on a une retenue avec une hauteur de 9,7m donc on ne peut pas faire un évacuateur ni en siphon ni en tulipe.

- **Evacuateur latéral :**

Pour un évacuateur latéral présente quelque inconvénient comme suit :

- Un grand volume d'excavations car on a la largeur de l'évacuateur est important égale 70 m
- Un cout très élevé car on a une grand quantité de béton et d'excavation.
- de point de vue géologique on a une formation calcaires sur les rives donc il y a une difficulté de l'implantation sur les rives.

- **Evacuateur centrale :**

- Puisque on a un grand débit a évacué et aussi on a une pente important
- Puisque et il n'y a pas des argiles dans la fondation donc il n'y a pas des tassements.

La seul inconvénient, il exige une entreprise de réalisation très qualifiée pour éviter les problèmes d'érosion et de instabilité.

Donc de points de vue topographique et géologique et même économique on remarque que la bon variante si l'évacuateur central.

V.3.5.Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un seuil déversant.
- Coursier.
- Un dissipateur d'énergie.
- Un canal de restitution.

V.3.5.1.Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue:**V.3.5.2.Canal d'approche :**

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

H: la charge d'eau sur le déversoir $H=1.3\text{m}$.

V.3.5.3.Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(H) * b}$$

b: largeur du déversoir (b=70m).

Q: débit évacué (Q=225,19 m³/s).

On trouve: V=2.47m/s.

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s, $V < V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

V.3.5.4 .Hauteur du mur du canal d'approche:

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$R_e = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \dots\dots\dots (V-05)$$

$$R_e = 0,71m.$$

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + 0,71 = 2.01m \dots\dots\dots (V-06)$$

Pour des raisons de sécurité on prend: $H_m = 2m$.

V.3.5.5.Seuil épais :

Pour passer de canal d'approche ou le coursier on a un seuil épais tel que Le niveau d'eau passe progressivement du niveau statique dans la retenue au niveau critique à la transition entre le seuil et le coursier.

V.3.5.6.Le coursier :**V.3.5.6.1.Largeur du coursier :**

On a la largeur $b' = 70 m$.

V.3.5.6.2.Longueur du coursier :

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique.

$$L_{cou} = 12m \quad \text{et} : \quad I_{cou} = 20\%.$$

La profondeur critique :

$$\text{La condition de l'état critique est :} \quad \frac{Q^2 L}{g S^3} = 1 \dots\dots\dots (V.07)$$

$$\text{Pour un canal rectangulaire :} \quad h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{D'où :}$$

$$H_{cr} = 1.02m$$

Pente critique:

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

Scr: Section critique; Scr=71.26m²;

Pcr: Périmètre critique Pcr=72.04 m;

Rcr: rayon hydraulique critique R=0.99m;

Ccr: Coefficient de CHEZY : Ccr= 66.55 avec n=0,014.

Icr=0,002226 D'où Icr =0,2226%

I_{coursier} > Icr

Profondeur normale:

$$Q = SC \sqrt{R_h I}$$

S : Section de coursier : S = b*hn

I : Pente du coursier I=20%.

C : Coefficient de CHEZY, C = 1/n R^{1/6}.

n: coefficient de rugosité de béton (n=0,014)

R_h: Rayon hydraulique avec Rh = S/P = b*hn / (b+2h)

Le calcul se fait par itérations successives. On donne des valeurs de h et on calcule le débit Q jusqu'à attendre une valeur qui s'approche de Q=225,19m³/s

Tableau V.3 : Calcul de profondeur normal par itération

Hn (m)	S (m ²)	P (m)	R0 (m)	C	Q (m3/s)
0	0	70	0	0,00	0
0,1	7	70,2	0,1	48,64	125,65
0,2	14	70,4	0,198	54,57	212,14
0,205	14,35	70,41	0,203	54,80	225,19

Donc la hauteur normale est : Hn=0.205m

V.3.5.6.3. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Tableau V.4: Les caractéristiques de la profondeur normale

Hn	S ₀	P ₀	R ₀	C ₀	I
0.205	14.35	70.41	0.204	51.14	20%

Tableau V. 5: Les caractéristiques de la profondeur critique

Hc	S _c	P _c	R _c	C _c	Ic
1.02	47.2	19.44	2.43	61.61	0.2226%

La seconde profondeur y₂ à l'extrémité aval du coursier est calculée par la méthode globale sachant que la hauteur d'eau au début est égale à la hauteur critique:

$$H_{S1} = y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

$$H_{S2} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

On applique Bernoulli:

$$Z_1 + H_{S1} = Z_2 + H_{S2} + \sum j$$

On a $L > H_p$ d'où $j = 0.2$

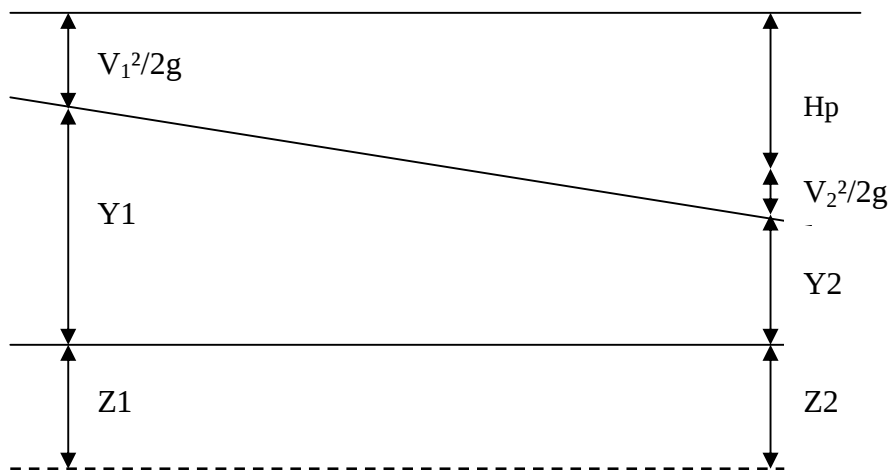


Figure V.3 : Schéma explicatif de la ligne d'eau

Le calcul de la ligne d'eau dans le coursier ce fait à l'aide d'un logiciel CANAL21.

Les données de base :

Largeur du canal $b = 70\text{m}$

Longueur du coursier = 12m

Débit évacué $Q = 225,19 \text{ m}^3/\text{s}$

Pente du coursier $I = 20\%$

Coefficient de STRICKLER $K = 71.5$

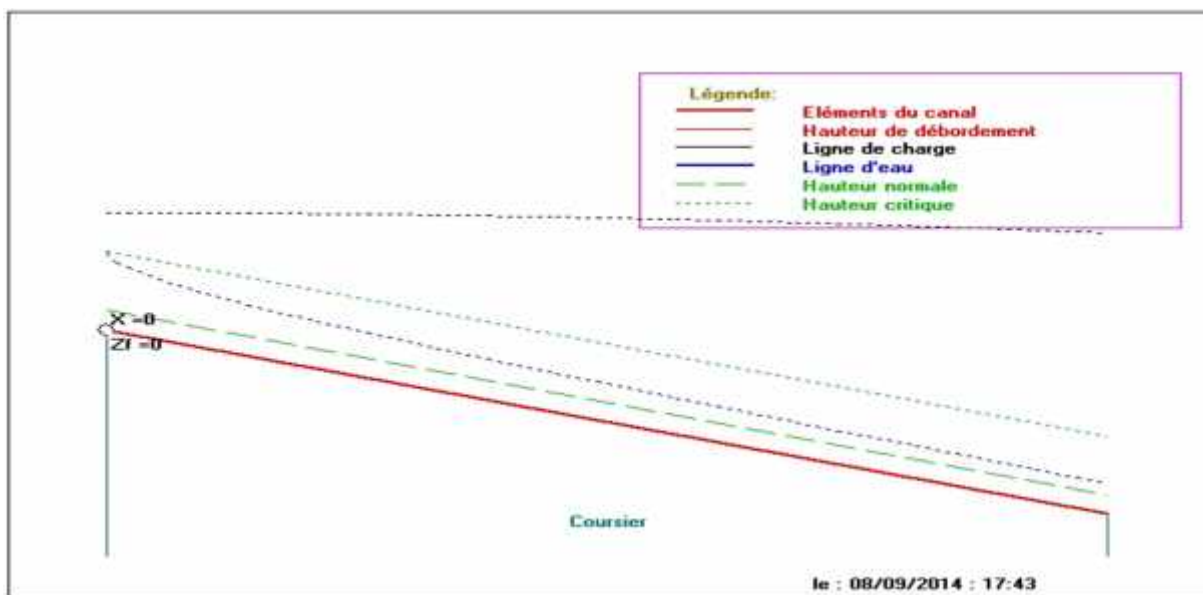
Tableau V.6: Caractéristiques hydrauliques de l'écoulement

Q (m ³ /s)	STRICKLER	I (m/m)	YN	YC	Lbief(m)
225,19	71.5	0,2	0.205	1.02	12

Tableau V.7: Calcul de ligne d'eau à pas d'espace de 2.4 m

Section	Abscisse (m)	Pas(m)	Y (m)	Froude	HS(m)	J (m/m)
Amont	0	0	1.01	1	1.527	0.0020
1	2.4	2.4	0.92	2.103	1.991	0.0102
2	4.8	2.4	0.85	2.699	2.438	0.0177
3	7.2	2.4	0.79	3.197	2.866	0.0257
4	9,6	2.4	0.73	3.634	3.274	0.0341
Aval	12	2.4	0.68	4.026	3.662	0.0428

La ligne d'eau est représentée dans la figure suivante :

**Figure V.4 :** Ligne d'eau dans le coursier

V.3.5.7. Les murs bajoyers :

D'après le tableau on a la valeur qu'on doit adopter est: $y_2=0.68\text{m}$

La vitesse à la fin du coursier est :

$$v = \frac{Q}{by_2} = 4.73 \text{ m/s}$$

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite

$$H = y_2 + R_2$$

Avec:

$$R_2 = 0.6 + 0.05 (y_2)^{1/3} = 0.64 \text{ m}$$

$$H = 1.32 \text{ m}$$

On opte une valeur de $H=1.5 \text{ m}$

V.3.5.8. Dissipation d'énergie:

On applique l'équation de Bernoulli entre le plan de la 1^{ière} section de control du coursier et le plan de la 1^{ière} section de la hauteur conjuguée

$$Z_0 + V_0^2/2g = Z_1 + V_1^2/2g + \sum J$$

Avec:

$$V_0 = \frac{Q}{b y_0} = \frac{22519}{70 \times 1.01} = 3.15 \text{ m/s}$$

$$V_1 = \frac{Q}{b y_1} = \frac{22519}{70 \times y_1}$$

D'où

$$7 + 0.51 = \frac{22519^2}{70^2 \times y_1^2} + 0.13$$

On trouve $y_1 = 0.3 \text{ m}$ Donc $V_1 = 10.72 \text{ m/s}$

Nombre de Froude

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g y_1}} = 5.71$$

Dans notre cas

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} = 5.71 > 4.5 \text{ et la vitesse } < 15 \text{ m/s}$$

Donc on doit projeter un bassin type II.

Calcul de la profondeur conjuguée Y2

J'ai $Fr = 5.71$ d'après de l'abaque de l'annexe VI :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr^2} - 1 \right)$$

$$\frac{y_2}{y_1} = 7.6 \Rightarrow y_2 = 7.6 \times y_1 \quad \text{avec } y_1 = 2.28$$

On trouve $y_2 = 2.3 \text{ m}$

Calcul de la longueur du bassin de dissipation

Elle est déterminée d'après le graphe qui donne le rapport $\frac{L}{y_2}$ en fonction du nombre de FROUDE.

$$Fr = 5.71 \text{ implique } \frac{L}{y_2} = 2.27 \quad L = 5.25 \text{ m.}$$

On prend $L = 8 \text{ m}$;

V.3.5.8.1. Dimensionnement des blocs Chicanes :

La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = 2 Y_1 = 0.6 \text{ m.}$

La largeur des blocs de chutes : $l_1 = 2 Y_1 = 0.6 \text{ m.}$

Hauteur de seuil terminal: $H_2 = 1.25 Y_1 = 0.38 \text{ m}$

V.3.5.9. Canal de fuite :

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau évacuée jusqu'au cours d'eau.

Hauteur critique :

Elle est donnée par la formule d'AGROSKINE:

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{S_{cr}}{3} + 0,105 S_{cr}^2 \right)$$

$$\text{Avec } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \text{ et } S_{cr} = \frac{K.m}{b};$$

Où: m: Fruit des talus, $m=1,25$;

b: largeur du canal, $b=70\text{m.}$

D'où:

$$K=1.02 \quad S_{cr}=0,02 \quad h_{cr}=0,994\text{m}$$

pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 S^2 R}$$

$$S_{cr} = m h_{cr}^2 + b h_{cr} = 70.25 m^2$$

$$P_{cr} = B + 2 h_{cr} \sqrt{1 + m^2} = 73.2 m$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 0.96 m$$

$$C_{cr}=66.21; \quad n=0,035$$

$$I_{cr}=0,003 \text{ donc } I_{cr} > i \text{ canal de fuite}$$

Le régime d'écoulement est nettement fluvial dans le canal de fuite.

Profondeur normale :

$$Q = S.C.\sqrt{R i_{cr}}$$

Pour la hauteur normale nous avons:

$$S_n = mh_n^2 + bh_n$$

$$P_n = b + 2h_n \sqrt{1+m^2}$$

$$R_n = \frac{S_n}{P_n}$$

$$C = \frac{1}{n} R_n^{1/6}$$

L'équation du débit s'écrit alors:

$$Q = (mh_n^2 + bh_n) \left(\frac{1}{n} \right) \left[\frac{mh_n^2 + bh_n}{b + 2h_n \sqrt{1+m^2}} \right]^{1/6} \sqrt{\frac{S_n}{P_n} i_{cr}}$$

Cette équation est vérifiée pour $h_n = 1.12\text{m}$.

d) Vitesse d'écoulement dans le canal de fuite

$$Q = VS \Rightarrow V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{mh_n^2 + bh_n}$$

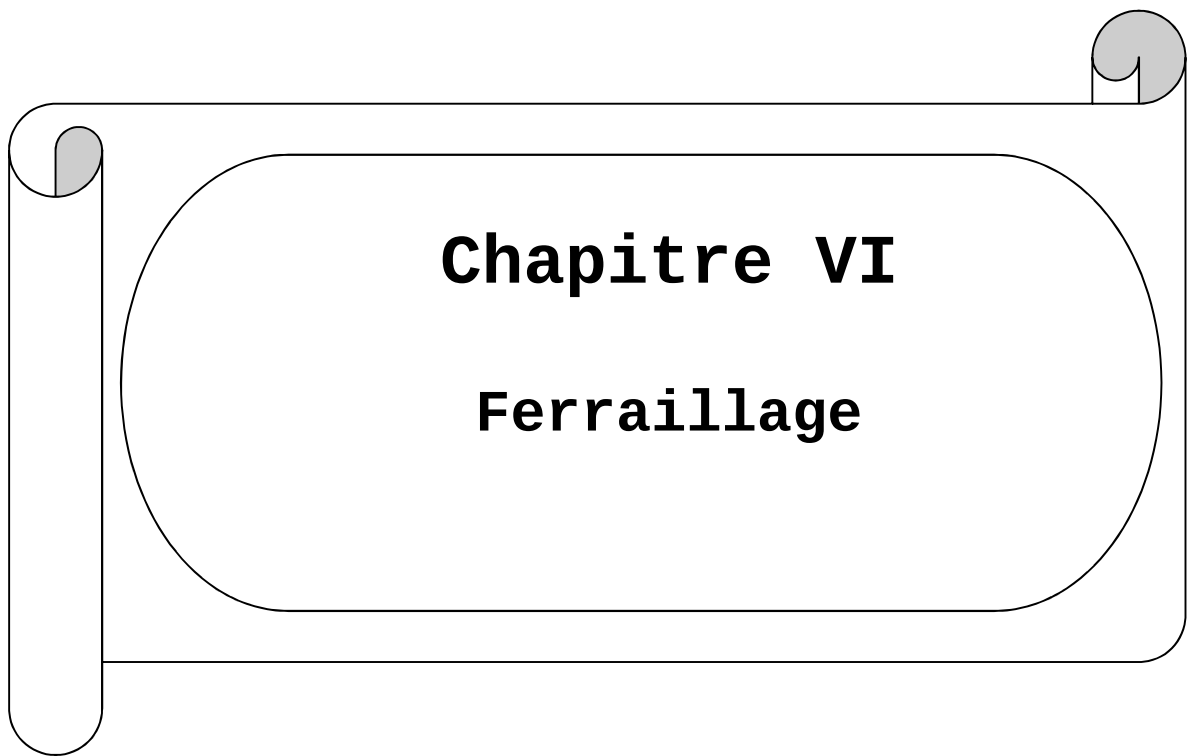
AN:

$$Q = 225,19 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_n = 1.12\text{m}.$$

$$\text{D'où: } V = 1.21 \text{ m/s}$$

$$V < V_{adm}(1,42-1,86)$$



VI. Introduction:

Les murs bajoyers, travaillent essentiellement comme des murs de soutènement, ils en supportent la poussée du terrain, et celle des surcharges.

VI.1.Stabilité des murs bajoyers :

Les dimensionnements des murs bajoyers pour un sol saturé sont représentés à la figure suivante

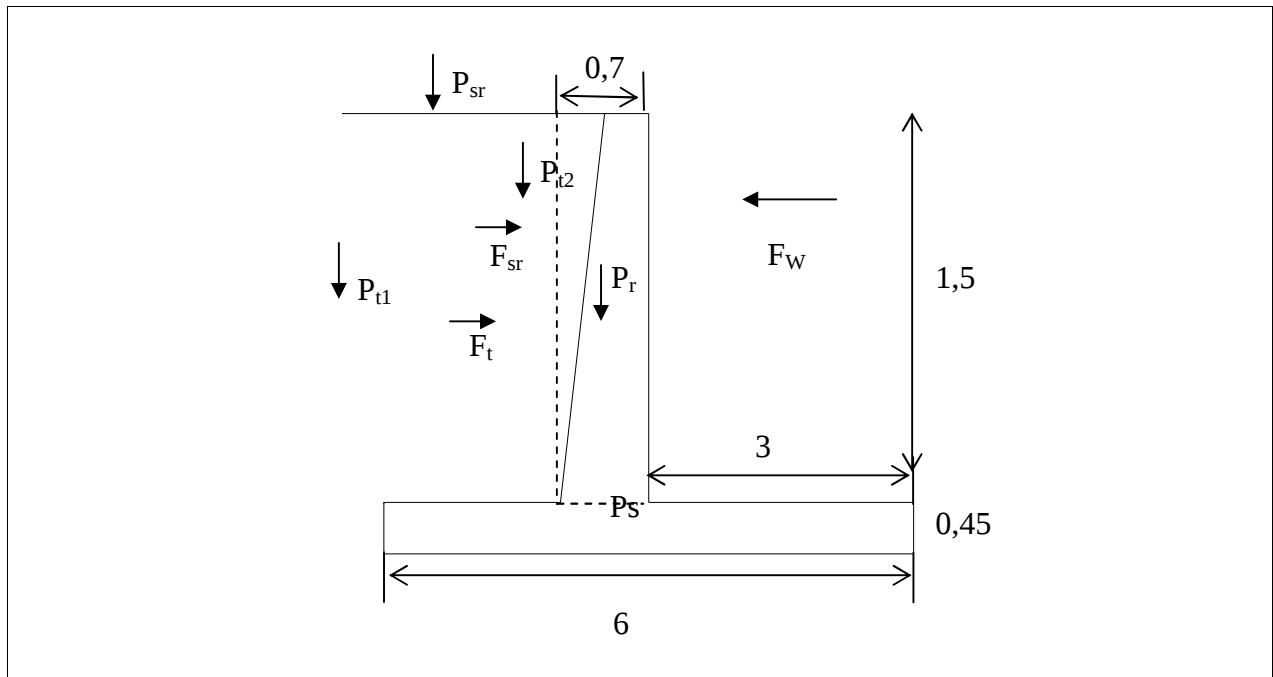


Figure VI.1 : Forces agissantes sur les murs bajoyers

Les forces agissant sur une longueur unitaire sont:

VI.2.Les forces verticales

1. Poids de rideau

$$Pr = \gamma_b \cdot (0.175 + 0.35) \cdot 1.5 \cdot \ell_x = 1.97 \text{ T}$$

$$Pr = 1.97 \text{ T}$$

2. Poids de la semelle :

$$P_{Se} = \gamma_b \cdot 6 \cdot 0.45 \cdot \ell_x = 6.75 \text{ T}$$

$$P_{Se} = 6.75 \text{ T}$$

3. Poids de surcharges

$$P_{sr} = S_r \cdot L_s \cdot \ell_x$$

$$P_{sr} = 2.7 \text{ T}$$

Ou S_r : surcharge $S_r = 1 \text{ T/m}^2$

4. Poids des terres sur la semelle

$$P_t = P_{t1} + P_{t2}$$

$$P_t = \gamma_{ss} \cdot (2,3 + 0.175) \cdot H \cdot \ell_x$$

$$P_t = 9.91 \text{ T}$$

$$\text{Ou } \gamma_{ss}: \text{ poids volumique des sols saturés } \gamma_{st} = 2.67 \text{ T/m}^3$$

VI.3. Les forces horizontales:

1. La poussée des terres :

$$F_t = A \cdot \gamma_{ss} \cdot (H^2/2) \cdot \ell_x \quad \text{Ou:}$$

H: hauteur de mur (H=1.5m)

$$A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0.333.$$

$$\phi = 30^\circ$$

D'où:

$$F_t = 0.99 \text{ T}$$

2. La poussée des surcharges :

$$F_{sr} = A \cdot S_r \cdot H \cdot \ell_x = 0.5 \text{ T}$$

3. La poussée de l'eau

$$F_w = \gamma_w \cdot H^2/2 \cdot \ell_x$$

AN :

$$F_w = 1.13 \text{ T}$$

VI.4. Stabilité au renversement :

On étudie la stabilité au renversement des murs en considérant le cas le plus défavorable de sollicitation. il faut que

$$\frac{M_s}{M_m} > K_r^{adm} \quad K_r^{adm}: \text{coefficient de sécurité} = 3$$

Ou:

Ms : moment des forces stabilisatrice par rapport au point "o"

$$M_s = P_{se} \cdot 3 + P_r \cdot 3.41 + P_{t1} \cdot 4.95 + P_{t2} \cdot 3.53 + P_{sr} \cdot 4.95 + F_t \cdot 1.28 + F_{sr} \cdot 1.93 = 43.63 \text{ T.m}$$

Mm : moment des forces déstabilisatrice par rapport au point "o"

$$M_m = F_w \cdot 1.28 = 1.45 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_m} = 30.08 > K_r^{adm} = 3$$

Donc le mur est stable au renversement.

VI.5.Stabilité au glissement :

Le mur est stable au glissement si sont vérifiées

$$\frac{F_h}{F_v} < F.$$

Ou :

F:coefficient de frottement béton sur terre F=0.6

F_h : somme des forces horizontal.

F_v : somme des forces vertical.

$$F_h = 0.55 - 0.99 - 1.13 = 0.41 \text{ T}$$

$$F_v = 21.38 \text{ T}$$

$$\frac{F_h}{F_v} = 0.0191 < F.$$

VI.6.Etude du ferrailage:

Le rideau est calculé comme une console encastrée dans la semelle,

Le moment d'encastrement est

$$M_e = 1.35 M_e^{ft} + 1.5 M_e^{fst}$$

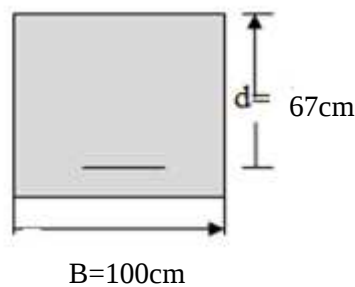
M_e^{ft} : moment par rapport au point de renversement de la force des poussées des terres

$$M_e^{ft} = F_t \cdot H/3 = A \cdot \gamma_{ss} \cdot H^3/6 = 6.88 \text{ T.m}$$

M_e^{fst} : moment de la surcharge et la poussée de l'eau par rapport point de renversement

$$M_e^{fst} = F_s \cdot H/2 + F_w \cdot H/3 = 14.32 \text{ T.m}$$

D'où : $M_e = 30.77 \text{ T m}$



$$\text{On a } \mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} b d^2}$$

σ_{bc} : contrainte admissible de compression de béton

b: longueur de la tranche

d: largeur de mur diminuée de l'enrobage "o"

e: 3cm

d: 67cm

σ_{bc} : 142 bar

b =100 cm

$$\mu = 0.023$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ La section pivote autour de A

Vérification de l'existence des aciers comprimés:

$$\varepsilon_\ell = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \text{ et } E_s = 2 \cdot 10^6$$

$$a_\ell = \frac{3.5}{1000\varepsilon_\ell + 3.5}$$

$$\mu_\ell = 0.8 a_\ell - 0.32 a_\ell^2$$

$$\varepsilon_\ell = 1.74 \cdot 10^{-3}$$

$$a_\ell = 0.668$$

$$\mu_\ell = 0.392$$

On remarque que $\mu < \mu_\ell$ la section ne comportera donc que des armatures tendue

On calcule la section d'acier

$$A = \frac{M_e}{\beta d \sigma_s}; \text{ En cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0.4a = 0.99$$

$$a = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.029$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 3478$$

D'où :

$$A = 9.23 \text{ cm}^2$$

On prendra 6 barres de diamètre 14mm espacées de 15 cm

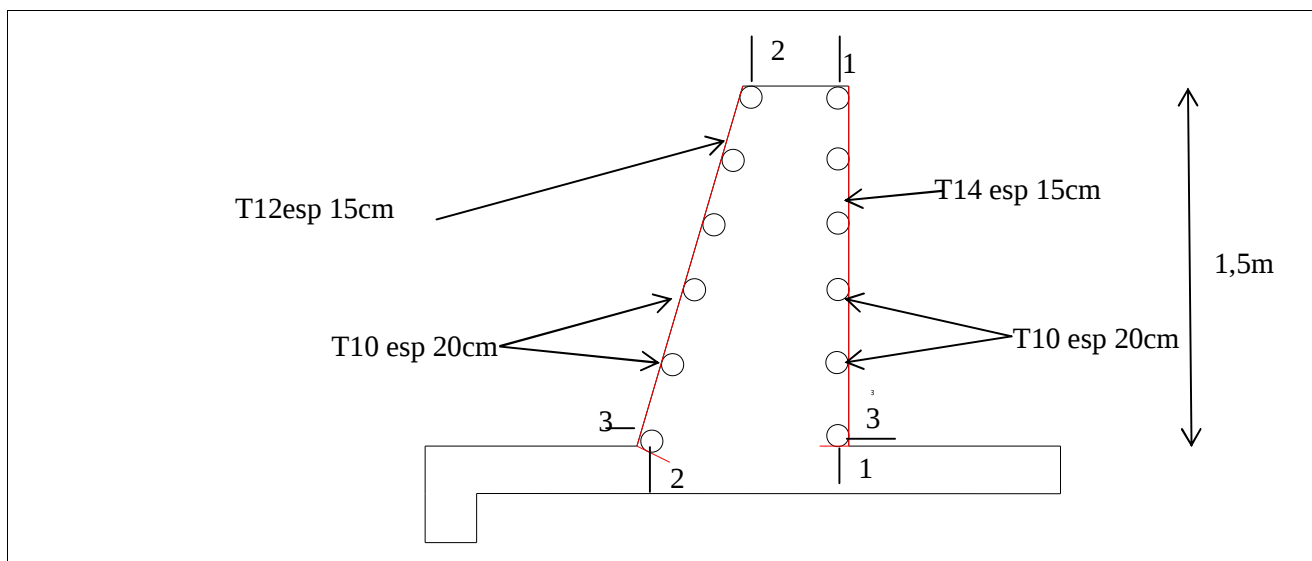


Figure VI.2 : ferrailage des murs bajoyers

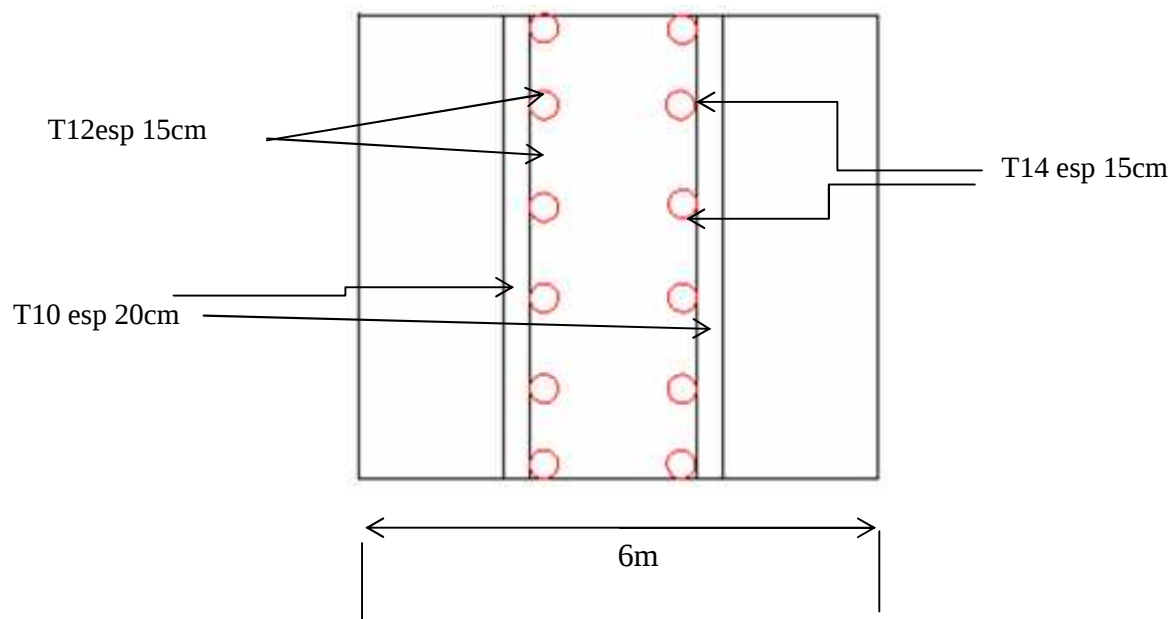


Figure VI.3 : Coupe (3-3)

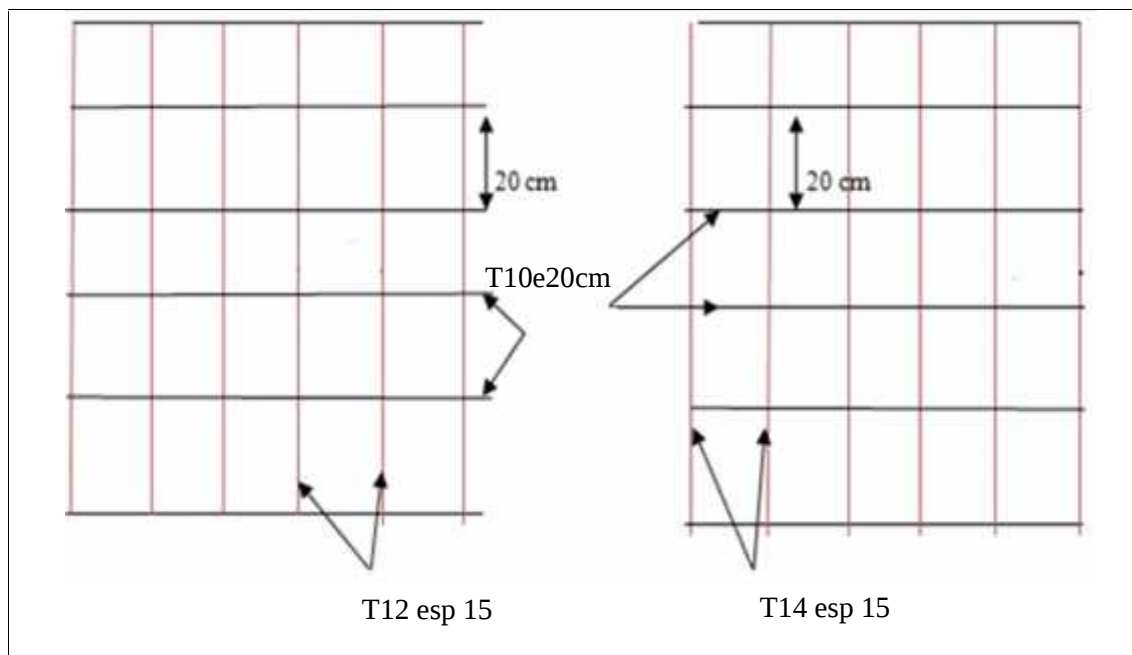


Figure VI.4 : Coupe (1-1)

Figure VI.5 : Coupe (2-2)

VI.7.Ferrailage de la semelle

La semelle est soumise dans le cas défavorable à la charge due au poids du rideau, poids de l'eau, des réactions des sols, poids de la semelle, poids des terres et des surcharges

σ Contraintes dues aux forces verticales

$$\sigma = \frac{N'}{100 B'}$$

$$N' = 1.35 (P_t + P_r + P_{se}) + 1.5 P_s$$

$$N' = 42,74 \text{ T}$$

$$\sigma = \frac{N'}{100 B'}$$

$$\sigma = 1.42 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes σ_{se} dues aux poids de la semelle :

$$\sigma_{se} = 1.35 \frac{P_{se}}{100 B} = 1.35 \frac{6.75}{100 \times 600}$$

$$\sigma_{trs} = \frac{1.35(p_t + p_r) + 1.5 p_s}{100 B}$$

D'où

$$\sigma_{se} = 0.303 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{trs} = 0.5516 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes de réaction du sol:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N'}{100 B} \pm \frac{6M'_G}{100 B^2}$$

Avec

M'_G : Moment /G' des forces vertical+ moment /G' des forces horizontale (avec l'application de coefficient de sécurité)

$$\text{Donc : } M'_G = 1.35 (1.97 \times 0.41 + 9.91 \times 1.28 + 6.75 \times 2) + 1.5 (1.133 \times 1.93 - 2.7 \times 2)$$

$$M'_G = 51.12 \text{ T.m}$$

On a:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N'}{100 B} \pm \frac{6M'_G}{100 B^2}$$

$$\text{Ce qui donne : } \sigma_{1,2} = 0.71 \pm 0.1540$$

$$\sigma_1 = 0,556 \text{ bar} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 0.816 \text{ bar}$$

Les diagrammes des contraintes sont représentés dans la figure suivante :

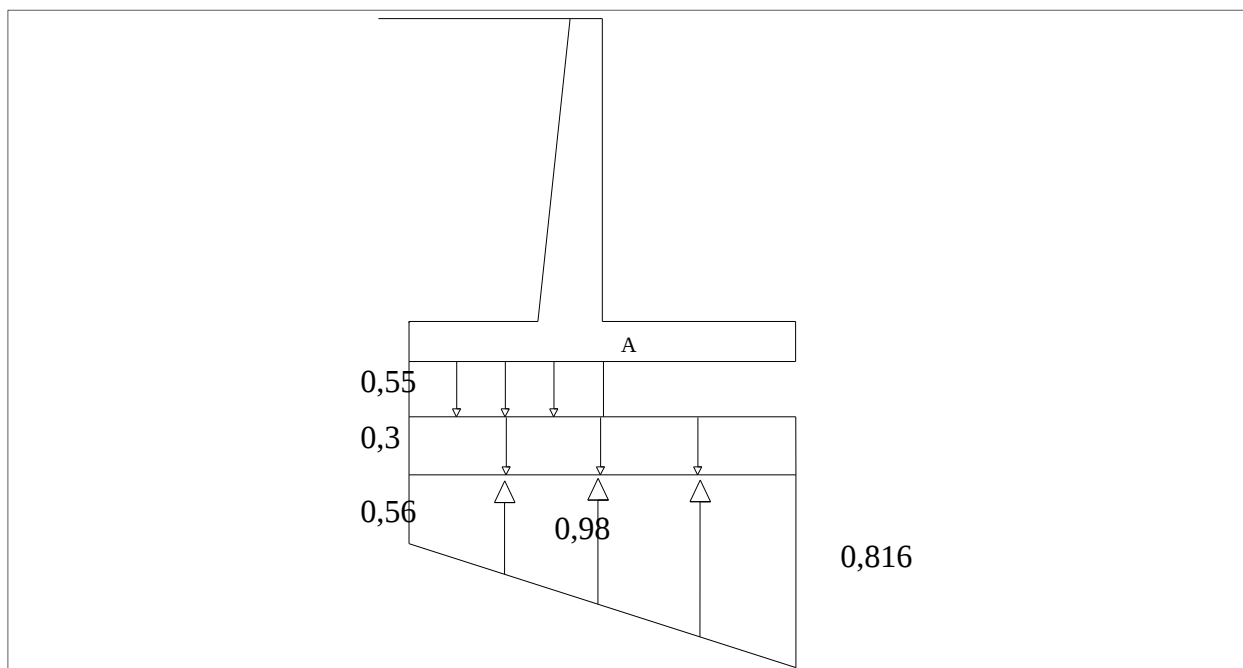


Figure VI.6 : Les diagrammes de la contrainte

On a $\sigma_A = \frac{0,26 \cdot 0,556}{0,816} + 0,56 = 0,733$ bar.

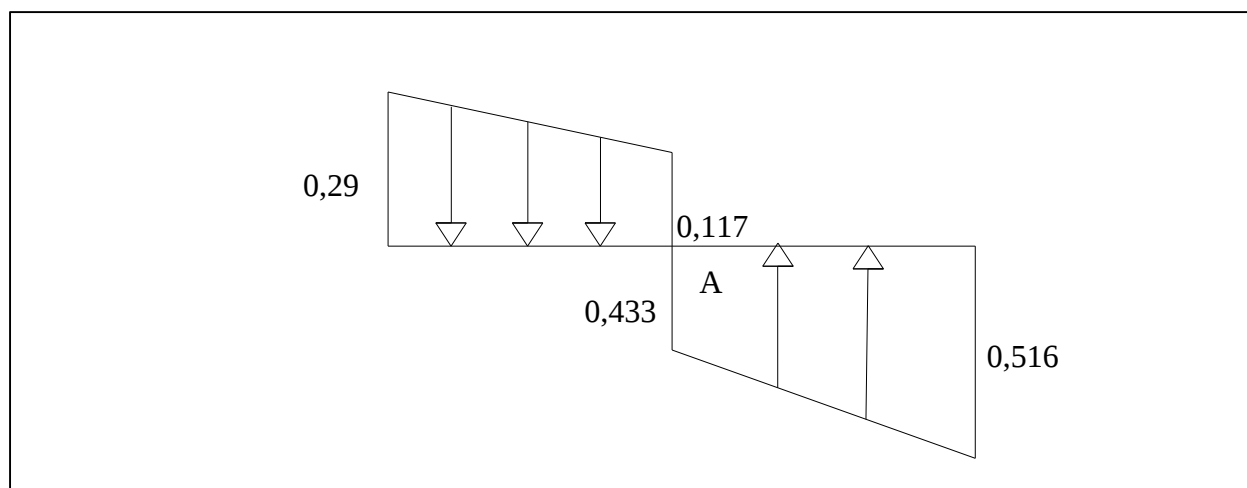
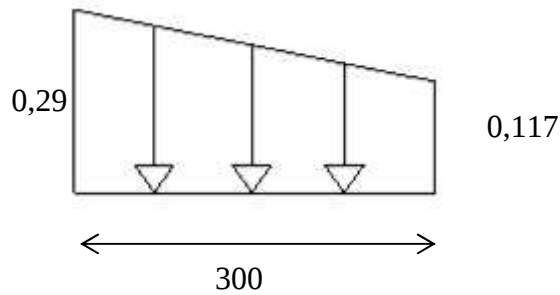


Figure VI.7 : Les diagrammes de la résultant

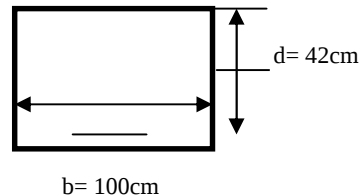
Partie A Gauche



$$M_{AG} = [[0,173.3.0,5.2/3.3.1] + [0,117.3.1/2.3.1]].10$$

$$M_{AG} = 10,83 \text{ T.m}$$

$$\mu = \frac{Me}{\sigma_{bc} b d^2}$$



Avec :

σ_{bc} : contrainte admissible compression de béton = 142 bar

b: largeur de la tranche en = 100 cm

d: largeur du mur diminuée de l'enrobage = 42cm

c: l'enrobage = 3cm

Ce qui donne:

$$\mu = 0.0432 < 0.186 \text{ La section pivote autour de A}$$

$$\varepsilon_\ell = \frac{fe}{\gamma_s E_s} \text{ et } E_s = 2 \cdot 10^6$$

$$a_\ell = \frac{3.5}{1000\varepsilon_\ell + 3.5}$$

$$\mu_\ell = 0.8 a_\ell - 0.32 a_\ell^2$$

$$\varepsilon_\ell = 1.74 \cdot 10^{-3}$$

$$a_\ell = 0.668$$

$$\mu_\ell = 0.392$$

On remarque que $\mu < \mu_\ell \Rightarrow$ la section ne comportera donc que des armatures tendues

$$a = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad a = 0.0543$$

$$\beta = 1 - 0.4a\beta = 0.978$$

La section d'acier

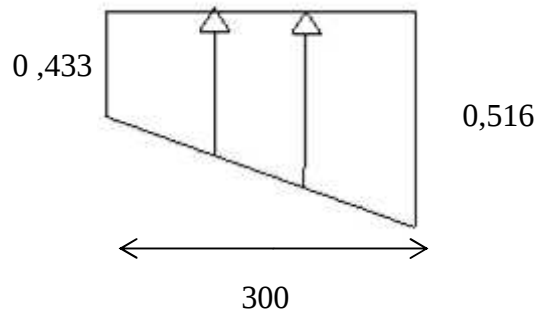
$$A = \frac{M_e}{\beta d \sigma_s}$$

Donc on obtient

$$A = 7.21 \text{ cm}^2$$

En prendra 6 barres de diamètre 14mm espacées de 20cm

Partie A Droite

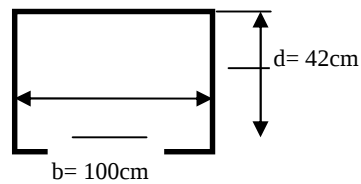


$$M_{AD} = [0,083 \cdot 3.0 \cdot 5 \cdot (2/3) \cdot 3.1] + [0,433 \cdot 3.1 / 2 \cdot 3.1] \cdot 10$$

$$M_{AD} = 21,97 \text{ T.m}$$

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} b d^2}$$

Avec :



σ_{bc} : contrainte admissible compression de béton = 142 bar

b: largeur de la tranche en = 100 cm

d: largeur du mur diminue de l'enrobage = 42cm

c: l'enrobage = 3cm

Ce qui donne:

$$\mu = 0.0877$$

$$\varepsilon_\ell = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \text{ et } E_s = 2 \cdot 10^6$$

$$a_\ell = \frac{3.5}{1000 \varepsilon_\ell + 3.5}$$

$$\mu_\ell = 0.8 a_\ell - 0.32 a_\ell^2$$

$$\varepsilon_\ell = 1.74 \cdot 10^{-3}$$

$$a_\ell = 0.668$$

$$\mu_\ell = 0.392$$

On remarque que $\mu < \mu_l$ la section ne comportera donc que des armatures tendue

$$a = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad a = 0.115$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \quad \beta = 0.95$$

La section d'acier A = $\frac{M_e}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

Donc on obtient

$$A = 15,83 \text{ cm}^2$$

En prendra 6 barre de diamètre 20mm espacée de 15 cm

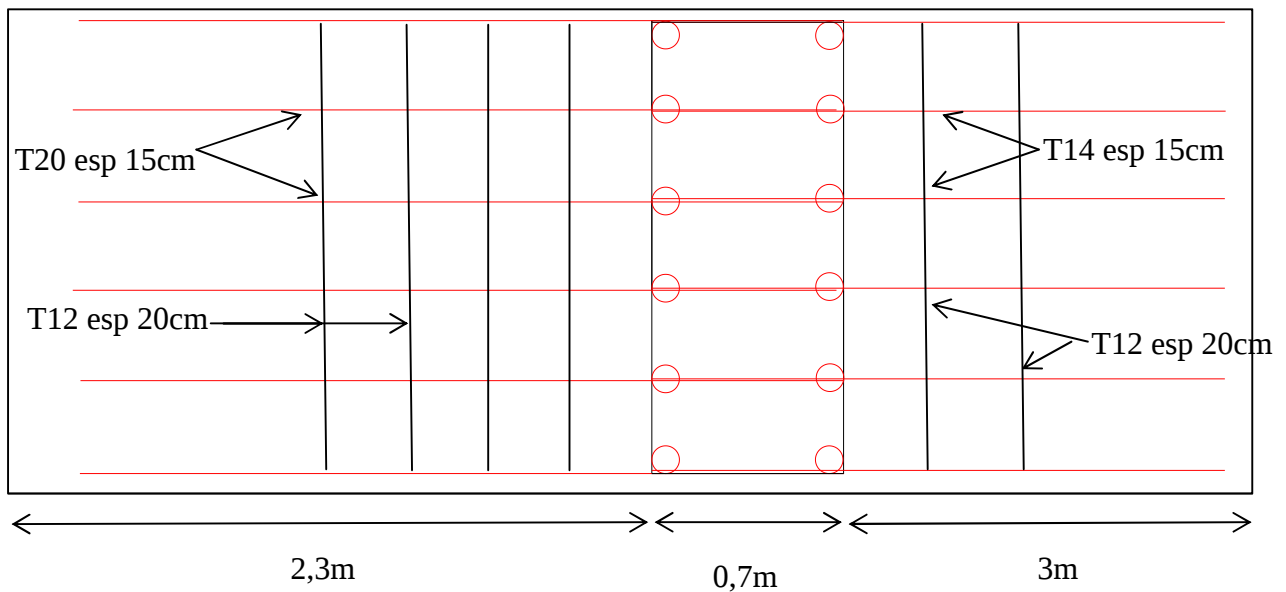


Figure VI.8 : Coupe (1-1)

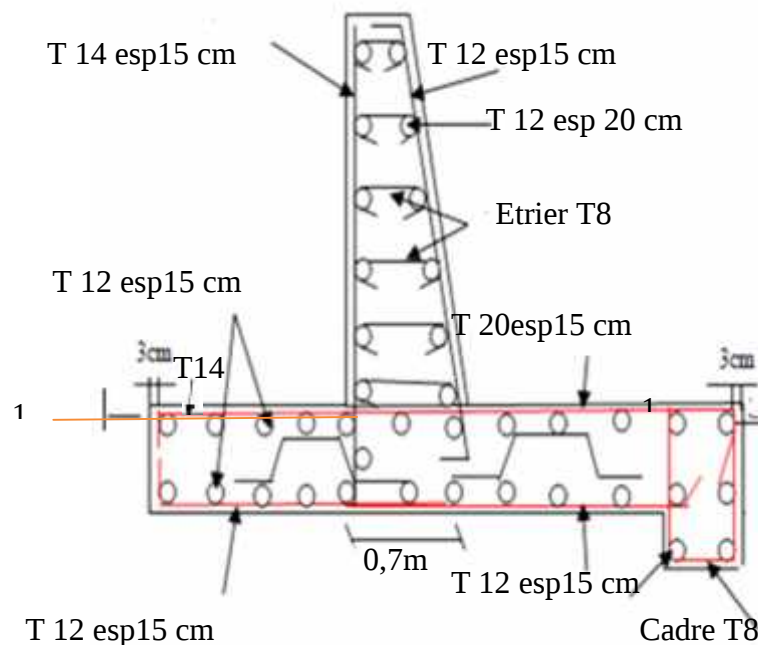
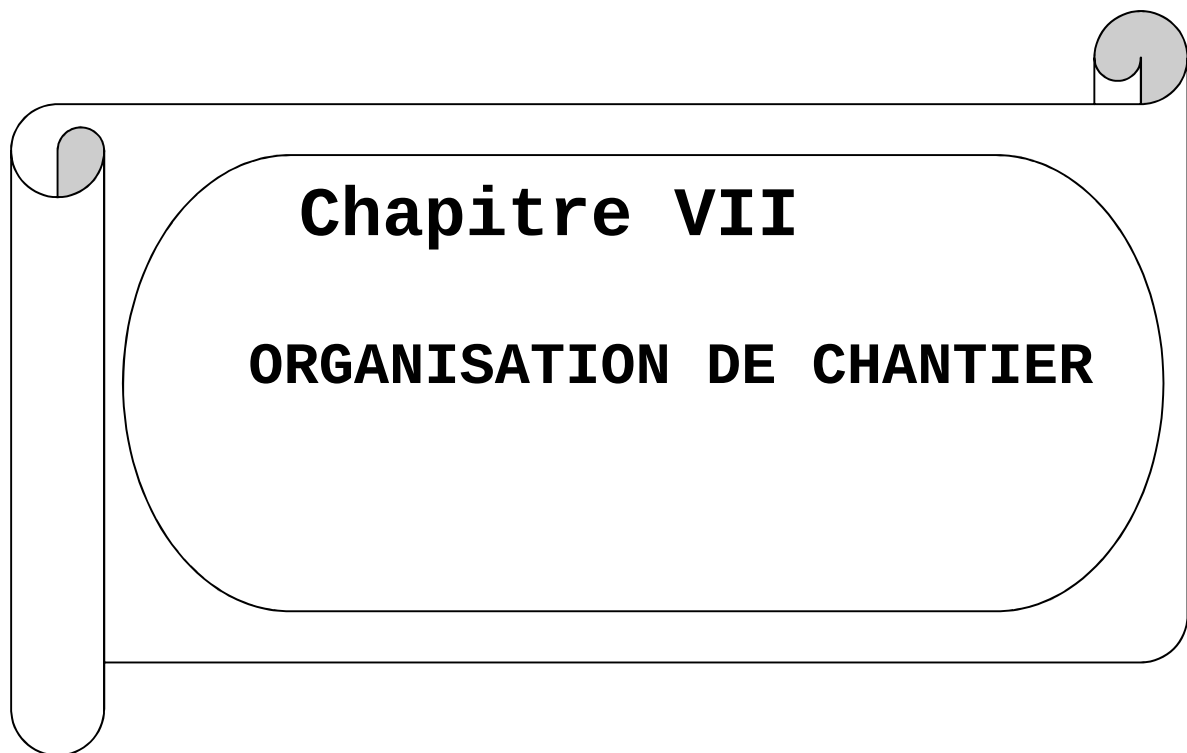


Figure VI.9 : ferrailage de la semelle des murs bajoyers

Conclusion :

D'après l'étude de stabilité des murs bajoyers on a remarqué que les murs bajoyers sont stables aux glissements et renversement et au poinçonnement dans le cas le plus défavorable.



VII. Introduction :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

VII.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation 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 :

1.Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

2. Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciment nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

3.Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

4. Installation destinée pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.2. Planification :

VII.2.1. 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.

VII.2.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

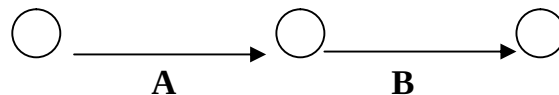
VII.2.2.1. méthodes basées sur le réseau :

VII.2.2.2. 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 :

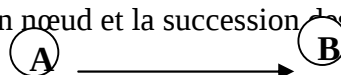
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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.

VII.2.2.3. 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.2.3. 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 :

$$\begin{aligned} \text{DFP} &= \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} &= \text{DFPP} - \text{TR} \end{aligned}$$

VIII.2.3.1. 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

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

VII.3. Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : symboles des opérations

Travaux	Opérations	Duré (Mois)
Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	2
La réalisation d'une brèche	C	1
Excavation du barrage	D	2
Excavation Bassin d'amortissement d'E.C	E	1
Remblaiement de la clé d'ancrage et des fondations	F	2
Mise en place de la conduite vidange de fond	G	1
Exécution du remblai et exécution simultanée du dispositif de filtre et draine	H	2
Recharge de la digue	I	7
Fermeture du pêche	J	1
Construction de l'évacuateur de crue	K	5
Bassin d'amortissement d'E.C	L	2
Revêtement de talus	M	2
Travaux de finition	N	3

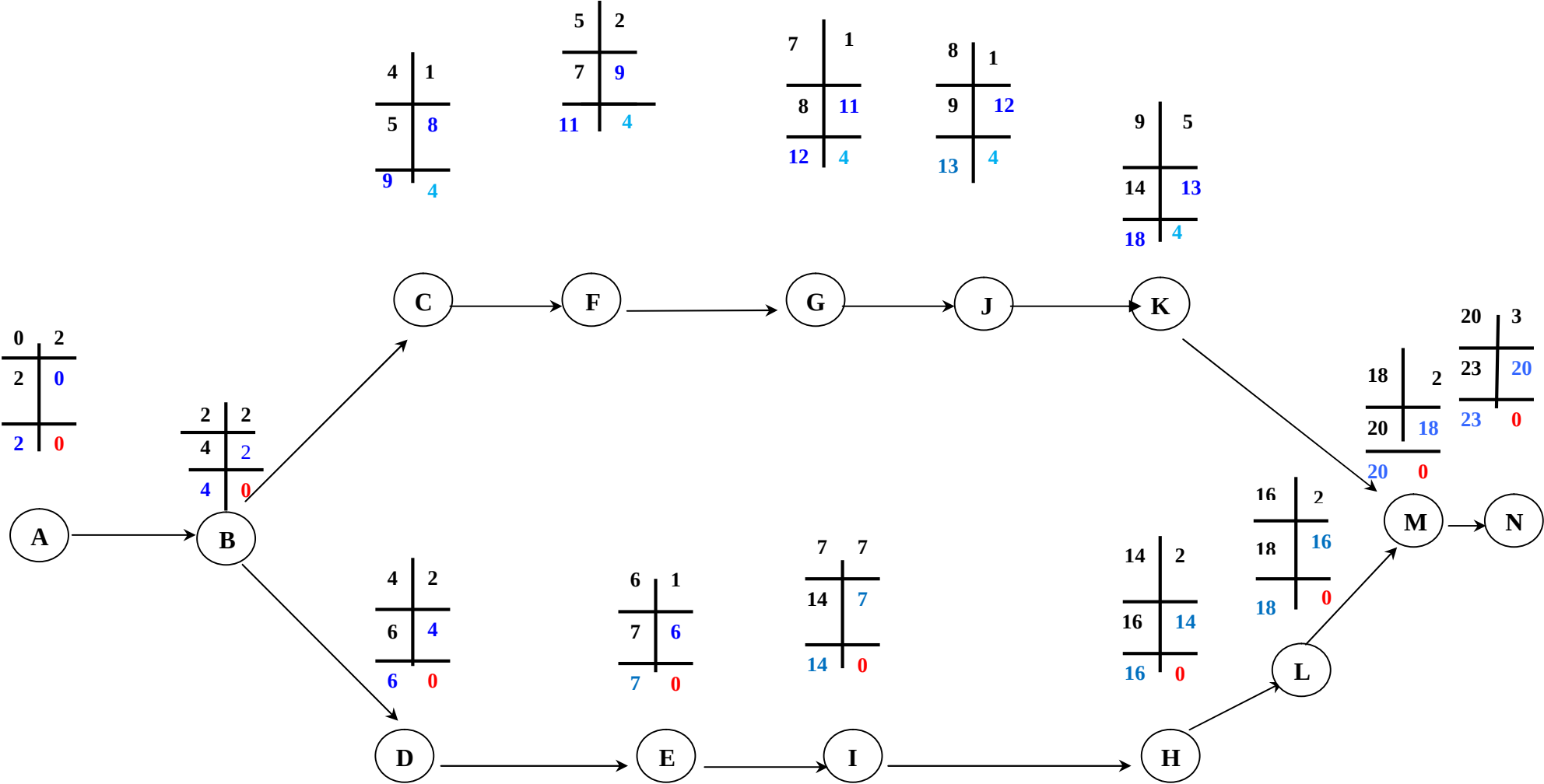


Figure VII.1 : Réseau à nœuds

VII.4.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.02 : 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	2	0	2	0	2	0
B	2	2	4	2	4	0
C	1	4	5	8	9	4
D	2	4	6	4	6	0
E	1	6	7	6	7	0
F	2	5	9	9	14	4
G	1	7	8	11	12	4
H	2	14	16	14	16	0
I	7	7	14	7	14	0
J	1	8	9	12	13	4
K	5	9	14	13	18	4
L	2	16	18	16	18	0
M	2	18	20	18	20	0
N	3	20	23	20	23	0

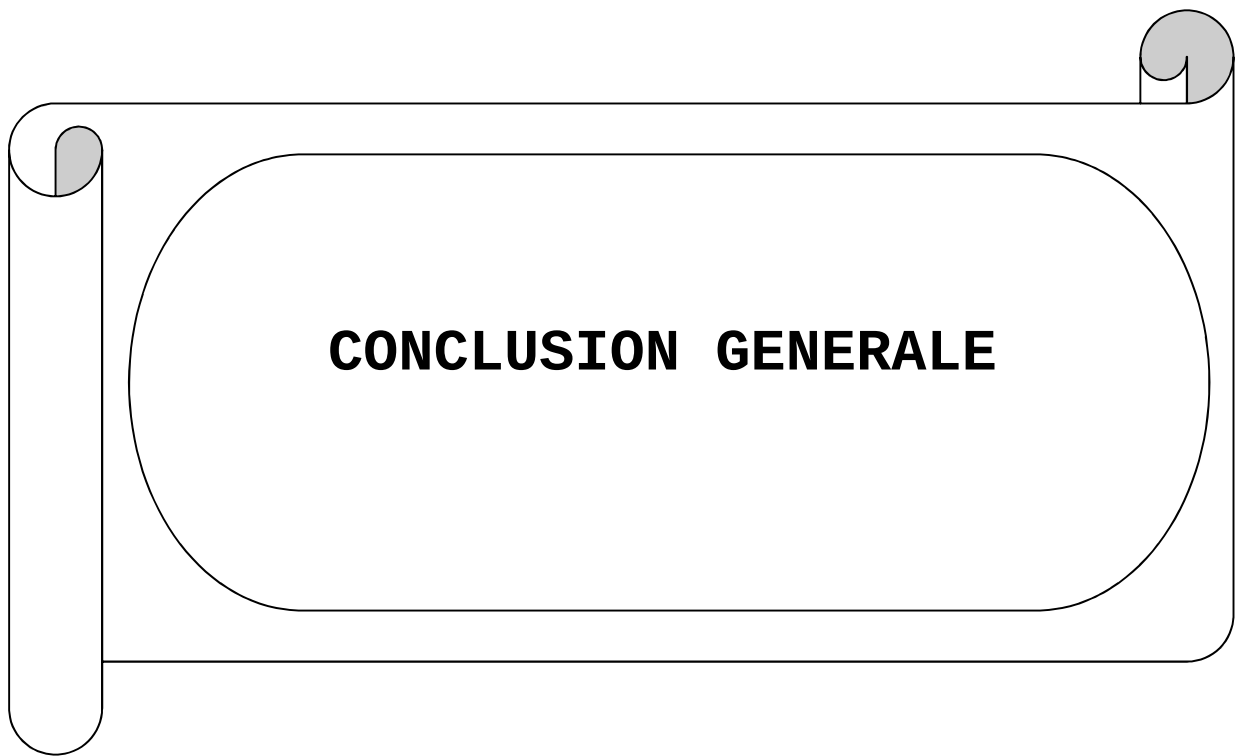
Tableau VII.03 : programme des travaux pour la réalisation du retenue sur Oued BouBrik

TRAVAUX		CALENDRIER							
		1 ^{ère} année				2 ^{ème} année			
		T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4
Travaux routiers	A	2							
Installation de chantier	B		2						
La réalisation d'une brèche	C			1					
Excavation du barrage	D			2					
Excavation Bassin d'amortissement d'E.C	E				1				
Remblaiement de la clé d'ancrage et des fondations	F				2				
Mise en place de la conduite vidange de	G								
Exécution du remblai et exécution simultanée du dispositif de	H						2		
Recharge de la digue	I					7			
Fermeture du pêche	J								
Construction de l'évacuateur de crue	K					5			
Bassin d'amortissement d'E.C	L							2	
Revêtement de talus	M								2
Travaux de finition	N								3

Tableau VII.04 : Cout estimatif

Poste	Quantité	Unité	PU DA	PT DA
Digue				
Déblais terrain Meuble	52226	m ³	400	20890400
Déblais terrain dur	5803	m ³	1100	6383300
Remblai alluvions	145360	m ³	700	101752000
Filtre-drain	31389	m ³	1800	56500200
Enrochement-Rip Rap	32453	m ³	2200	71396600
Protection	10569	m ³	1400	14796600
Evacuateur de crues				
Déblais terrain meuble	5051	m ³	400	2020400
Déblais terrain dur	561	m ³	1100	617100
Enrochement-Rip Rap	2419	m ³	2200	5321800
Béton	2088	m ³	30000	62640000
Maçonnerie	1008	m ³	3600	3628800
Vidange de fond				
Déblais terrain meuble	1333	m ³	400	533200
Déblais terrain dur	148	m ³	1100	162800
Béton	1450	m ³	30000	43500000
Maçonnerie	420	m ³	3600	1512000
Grille	1078	Kg	500	539000
Installations de chantier				812484
Brèche				
Dblais	5750		400	2300000
remblais	3240		700	2 268 000
TOTAL HT				417243484 DA
TVA 17%				70931393 DA
TOTAL TTC				488 174 877 DA

Conclusion : D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à 23 mois. Avec un coût estimatif environ de 488174877 **DA**.



CONCLUSION GENERALE

A travers ce mémoire nous avons étudié l'aménagement hydraulique du cours d'eau de l'oued Bou Brik pour protéger la ville de GHARDAIA contre les inondations

On a fait une étude hydrologique pour l'estimation des débits de crues pour différentes périodes de retour qui doit être utilisé pour le dimensionnement des différents ouvrages annexes

En fonction des différents paramètres entrant dans la conception des ouvrages de retenue, plusieurs variantes ont été proposées et étudiées dont la variante de digue en matériaux locaux homogènes a été la plus probable vu les conditions de son établissement. La conception de la digue a été faite suivant l'objectif qui est la lutte contre les inondations tout en essayant de garder un impact positif de l'ouvrage sur l'environnement.

L'objectif principal est de gérer et d'approvisionner les crues, de telle sorte à éviter toutes éventuelles inondations susceptibles de mettre en péril l'aval de la retenue, et l'autre objectif si la recharge artificielle de la nappe.

La réalisation de la retenue Bou Brik va amortir d'une manière substantielle la gestion des crues fréquentielles, Pour cela, l'évacuation du volume exceptionnel se fera de deux manières différentes, mais simultanément à savoir une partie du volume de la crue serait évacué par un écoulement à surface libre par l'intermédiaire d'un évacuateur de crue de 70 m de largeur sous une hauteur de 1.3 m.

Et l'autre partie, par la vidange de fond qui devrait évacuer un débit substantiel. A la fin nous pensons avoir atteint notre objectif qui est le bon fonctionnement des ouvrages annexes et le bon contrôle du cours d'eau pour éviter tous les problèmes des inondations.

**REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES**

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

ANDRE MUSY (1998) : Hydrologie Appliquée P104.

B.TOUAIBIA (2004): manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

B.TOUAIBIA (2001): polycopie de cours de régularisation des débits. ENSH Blida.

BONNARD ET GARDEL(2001) : Etude d'assainissement et de protection contre les crues de l'oued M'Zab P190

BONNARD ET GARDEL (1996): Etude hydrologique de l'oued Mzab édition P194

BONNARD ET GARDEL (2000): Rapport géologique-géotechnique P 1-5

BANOUEH NOUEH. Mefnoue (2006): Contribution à la stratigraphie de la barre carbonatée cénomano-turonienne de la plateforme saharienne : étude des affleurements de Ghardaïa (Dorsale du M'Zab). Mémoire de fin d'études, stratigraphie. Faculté des sciences de la terre, de la géologie et de l'aménagement du territoire, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene P136

DUBIEF.J (1953): Essai sur l'hydrologie superficielle au Sahara. Thèse de doctorat d'Etat, Université d'Alger P453

GERARD DEGOUTTEE (1997) : Petits Barrage (Recommandation pour la conception, la réalisation, et le suivie) P 93-94

J.P.LABORDE (2000): Hydrologie de Surface P 144-147

MEDEJERAB.A (2009) : Les inondations catastrophiques du mois d'octobre 2008 à Ghardaïa, Géographia Technica. P 311-316

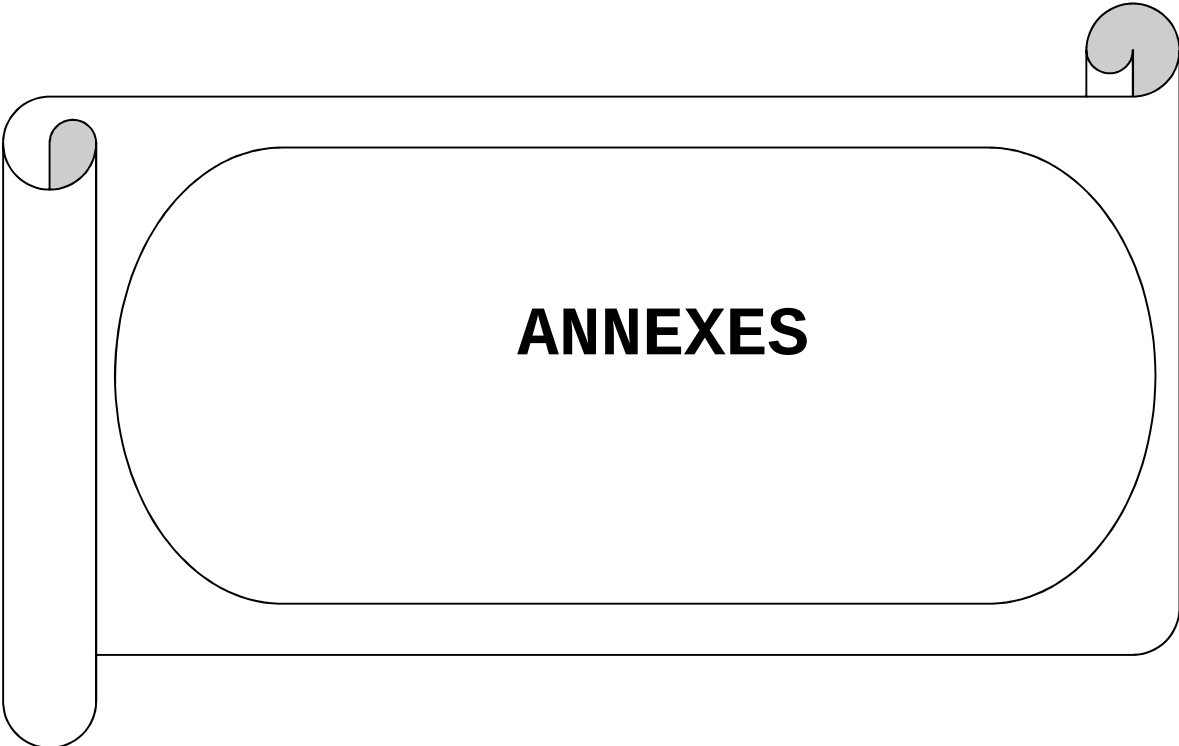
M.HASSANE (2004): Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue ENSH.Blida.

M.K.MIHOUBI (2004): Cours et polycopie d'ouvrage hydrotechnique 4^{ème} Année ENSH Blida.

R.ROLLEY (1977): Technique des barrages en aménagement rural .

RIBSTIEN. P et RODIER.J.A. (1989) : Fortes crues des petits cours d'eau du Sahel : forme de l'hydrogramme.P 33-48

RODIER et AUVRAY.(1965) : Estimation des débits des crues décennales pour les bassins versants de superficie inférieure à 200 km² en Afrique occidentale. P30



ANNEXE II

Liste des crues de l'oued M'Zab

Dates des crues	Importance	Observations
de 1921 à 1938		
1921 mai	Importante	la palmeraie est inondée
1922 décembre	Importante	la palmeraie est inondée
1923 mai	Importante	Inondation des oasis de Ghardaïa, Melika, Bou Noura, El Atteuf. Atteint Zelfana à 64 km en aval de Ghardaïa, à 150 km de la source.
1925 mar	Importante	Dépasse Bou Noura après avoir rempli tous les barrages situés en amont
1929 septembre	Importante	-
1931 mai	Importante	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1932 novembre	Importante	oasis arrosée.
1933 novembre	Très importante	-
1935 avril	Peu importante	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
de 1938 à 1951		
1938 avril	Importante	Coule jusqu'à la ville de Ghardaïa
1938 novembre	Importante	Inondation totale des oasis de Ghardaïa, Beni Isguen, partielle de celle de Bou Noura (oued Zouil).
1939 février	Importante	Arrive jusqu'à El Atteuf
1940 mars	Légère	Crues des affluents des oueds El Abiodh et M'zab
1941 mars	Importante	Inondation de la palmeraie
1941 avril	Moyenne	Inondation de l'oasis
1942 juin	Moyenne	Crue des oueds secondaires
1943 février	Faible	Oued Adi ra au NW de Ghardaïa
1943 mars	Faible	Partie N de la palmeraie arrosée.
1943 avril	Faible	Inondation de l'oasis. Fortes crues des oueds secondaires
1943 octobre	Importante	Inondation de l'oasis de Ghardaïa
1943 décembre	Peu importante	Inondation de l'oasis de Ghardaïa

1944 février	Peu importante	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1944 mars	Peu importante	-
1946 janvier	Très importante	Inondation de toutes les oasis
1946 avril	Assez importante	Inondation de la partie nord de l'oasis de Ghardaïa
1946 septembre	Faible	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1947 avril	Moyenne	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1948 avril	Faible	-
1948 septembre	Fortes	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1949 mars	Légère	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1949 avril	Importante	Inondation de l'oasis de Ghardaïa
1950 septembre	Forte	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1950 octobre	Forte	Inondation de l'oasis de Ghardaïa
1951 mars	Forte	Inondation de l'oasis de Ghardaïa. La crue arrive jusqu'à El Atteuf
de 1951 à 1953		
1951 septembre	Moyenne	Crue moyenne des oueds secondaires Bouchamdne, Takdit, Touzouze, Argdane. Une partie de la palmeraie a été arrosée
1951 octobre	Forte	L'oued M'Zab est arrivé jusqu'à El Atteuf
1952 avril	Très forte	La chute de pluie a été considérable
1952 septembre	Assez forte	Crue de l'oued M'Zab alimentée par les oueds immédiatement en amont
de 1954 à 2008 (Lacune d'information, et liste incomplète)		
1990 mai	-	Laisse de crue repérée à l'altitude de 498,85 à la distance de 473,70 m en amont du pont Adaoud
1991 juin	Très importante	Nombreux dégâts
1993	Probable forte	-
1994 septembre	Très importante	-
1995 octobre	Assez forte	-
2008 octobre	Très importante	Nombreux dégâts

Source : (Dubief, 1953)

Résultats des essais granulométrique et limites d'Atterberg

Ech.	Prof	Granulométrie (%)						Limites d'Atterberg					
N°	(m)		Cailloux	Graviers	Sable Gros	(SF, L, A)	-	Wn (%)	WL (%)	Wp (%)	Ip (%)	Ic	Classification
-	-	> 200 mm	200 ~ 20	20 ~ 2	2 ~ 0,2	< 0,2 mm	<80µ	-	-	-	-	-	-
1	0,30 - 1,30	37.00	28.00	12.00	7.00	16.00	7.00	6.13	26.06	17.37	8.69	2.29	CL
2	1,30 - 4,00	55.00	31.00	9.00	2.00	3.00	2.00	7.94	33.94	23.93	10.01	2.60	CL
3	0,00 - 0,75	1.00	53.00	13.00	10.00	23.00	9.00	7.15	22.73	17.75	4.98	3.13	CL-ML
4	0,75 - 3,40	1.00	62.00	23.00	5.00	9.00	4.00	7.09	25.17	20.87	4.30	4.20	CL-ML
5	3,40 - 4,10	1.00	70.00	18.00	4.00	7.00	4.00	4.53	32.60	23.50	9.10	3.08	OL-ML
6	0,30 - 4,00	29.00	49.00	4.00	9.00	9.00	6.00	6.63	37.53	19.93	17.60	1.76	CL
7	0,00 - 3,20	27.00	52.00	11.00	7.00	3.00	1.00	2.79	28.16	19.60	8.56	2.96	CL
8	0,00 - 1,00	0.00	72.00	12.00	6.00	10.00	4.00	5.35	18.71	N.M	N.M	-	-
9	1,00 - 3,70	23.00	45.00	17.00	6.00	9.00	5.00	5.59	24.90	20.28	4.62	4.18	CL-ML
10	3,70 - 4,00	0.00	72.00	14.00	5.00	9.00	5.00	2.79	42.66	27.77	14.89	2.68	OL-ML
11	0,00 - 1,10	0.00	61.00	13.00	11.00	15.00	5.00	3.56	17.47	N.M	N.M	-	-
12	1,10 - 3,40	24.00	57.00	11.00	3.00	5.00	2.00	2.92	23.99	19.25	4.74	4.45	CL-ML
13	3,40 - 4,00	0.00	62.00	22.00	6.00	10.00	6.00	2.35	28.80	21.70	7.10	3.73	CL
14	0,00 - 0,60	0.00	53.00	21.00	13.00	13.00	3.00	1.82	21.23	N.M	N.M	-	-
15	0,60 - 2,20	55.00	21.00	13.00	5.00	6.00	3.00	2.53	25.96	21.59	4.37	5.36	CL-ML
16	2,20 - 4,00	0.00	59.00	23.00	5.00	13.00	7.00	3.73	29.07	21.12	7.95	3.19	CL
17	0,00 - 0,60	0.00	4.00	18.00	15.00	63.00	21.00	3.31	20.18	N.M	N.M	-	-
18	0,60 - 3,50	0.00	57.00	24.00	1.00	18.00	8.00	2.76	29.18	20.41	8.77	3.01	CL
19	3,50 - 4,00	27.00	40.00	17.00	4.00	12.00	6.00	1.87	35.89	23.24	12.65	2.69	CL
20	0,40 - 1,50	60.00	19.00	10.00	2.00	9.00	4.00	2.28	23.33	19.67	3.66	5.75	ML
21	1,50 - 4,00	0.00	37.00	19.00	8.00	36.00	33.00	3.23	33.87	21.95	11.92	2.57	CL
22	0,00 - 2,50	26.00	35.00	21.00	10.00	8.00	3.00	3.09	18.64	13.99	4.65	3.34	CL-ML
23	2,50 - 4,00	29.00	53.00	10.00	4.00	4.00	3.00	3.94	28.30	21.86	6.44	3.78	OL-ML
24	0,10 - 0,90	26.00	60.00	7.00	1.00	6.00	2.00	4.17	22.63	N.M	N.M	-	-
25	0,90 - 4,00	29.00	39.00	18.00	7.00	7.00	3.00	3.36	22.98	N.M	N.M	-	-
26	0,20 - 2,20	64.00	19.00	7.00	6.00	4.00	2.00	3.12	25.80	18.43	7.37	3.08	CL
27	2,20 - 3,50	27.00	45.00	16.00	4.00	8.00	4.00	3.74	28.94	22.48	6.46	3.90	CL
28	3,50 - 4,00	30.00	40.00	18.00	4.00	8.00	5.00	4.39	29.61	21.08	8.53	2.96	CL
29	0,30 - 1,30	25.00	22.00	11.00	15.00	27.00	8.00	2.72	19.30	N.M	N.M	-	-
30	1,30 - 2,35	29.00	29.00	20.00	10.00	12.00	6.00	4.12	27.17	20.07	7.10	3.25	CL
31	2,35 - 4,00	33.00	34.00	20.00	4.00	9.00	5.00	2.65	26.73	19.24	7.49	3.21	CL
32	0,00 - 1,80	29.00	52.00	9.00	4.00	6.00	2.00	2.06	19.57	N.M	N.M	-	-
33	1,80 - 2,30	18.00	47.00	15.00	9.00	11.00	5.00	2.12	25.07	17.01	8.06	2.85	CL
34	2,30 - 4,00	1.00	39.00	10.00	4.00	6.00	3.00	2.83	32.83	24.66	8.17	3.67	OL-ML

Les pluies annuelles :

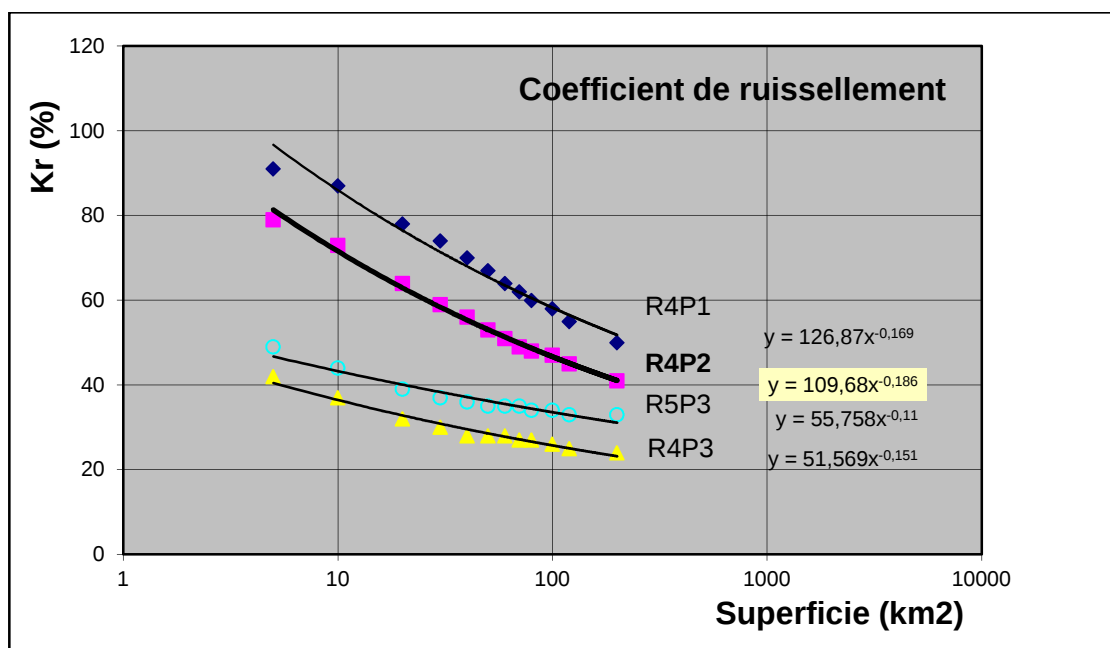
Année	Precipitation (mm)
1964	5.6
1965	61
1966	70
1967	22
1968	55.2
1969	80.3
1970	12.8
1971	44.5
1972	84
1973	81
1974	42
1975	98.3
1976	109.1
1977	74
1978	34
1979	59.4
1980	149.5
1981	30.3
1982	59
1983	14.11
1984	61.6
1985	41
1986	97
1987	55

Année	precipitation (mm)
1988	56
1989	34
1990	118
1991	55.2
1992	57.11
1993	30.7
1994	158.8
1995	56.9
1996	59
1997	99.9
1998	19
1999	99.03
2000	39.25
2001	42.69
2002	79.56
2003	90.19
2004	173.7
2005	55.6
2006	59.3
2007	74.6
2008	202.9
2009	220.6
2010	34.6
2011	50

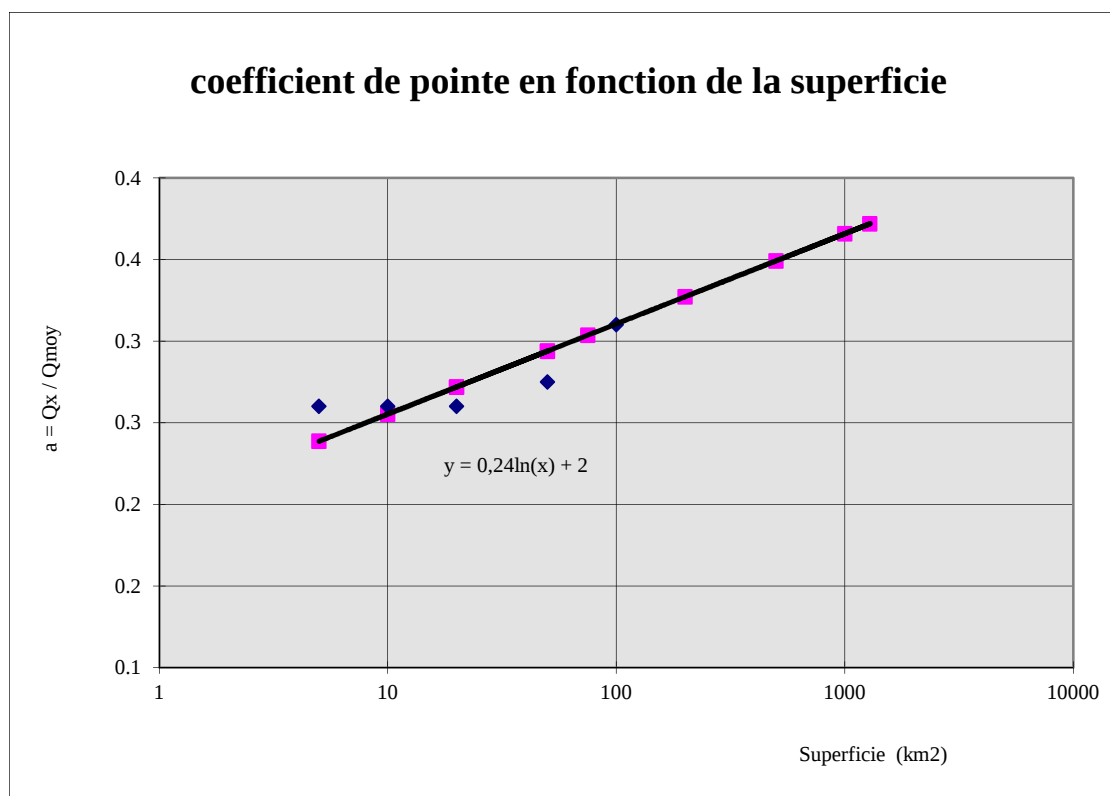
Les pluies maximales journalières:

année	pluies maximale journalière (mm)
1975	24,7
1976	17,2
1977	17,9
1978	11,3
1979	18,6
1980	64,5
1981	13,0
1982	9,4
1983	2,9
1984	20,2
1985	6,8
1986	36,6
1987	8,8
1988	8,9
1989	6,7
1990	27,9
1991	10,9
1992	12,6
1993	11,9
1994	45,8
1995	30,3
1996	12,0
1997	23,0
1998	3,5
1999	26,0
2000	18,0
2001	18,0
2002	24,0
2003	33,0
2004	46,0
2005	7,0
2006	16,2
2007	10,0
2008	23,0
2009	13,1
2010	8,6
2011	20,0

Coefficient de ruissellement en fonction de la superficie et l'indice de relief R

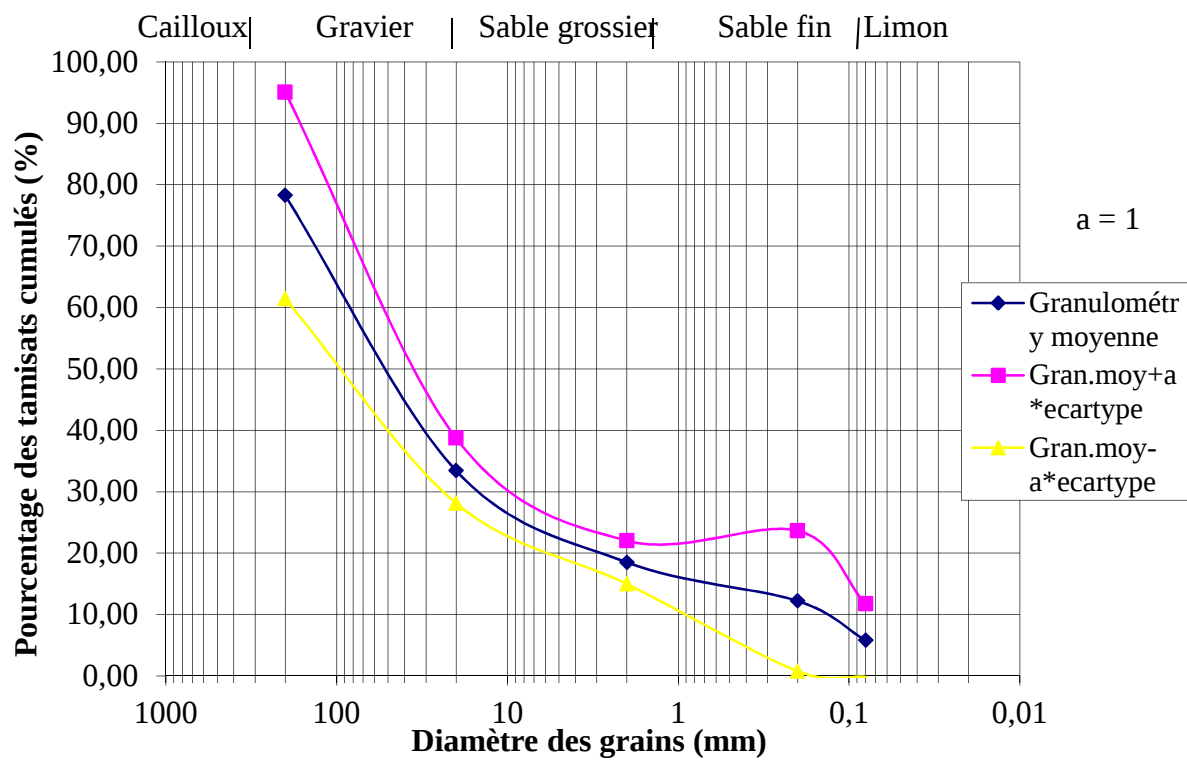


Coefficient de point en fonction de la superficie



ANNEXE I

Courbes granulométriques - moy et écart-type



ANNEXE IV

Stabilité pour le cas du vidange rapide (R=17.6 m)

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
-3	1,759	0,000	1,900	-0,250	0,968	5,581	-1,395	5,404	0,92	3,684	0,520	2,810	1,900	1,750	0,910
-2	1,759	0,000	3,060	-0,167	0,986	8,989	-1,498	8,863	0,92	3,684	0,520	4,609	3,060	2,818	1,466
-1	1,759	0,000	4,030	-0,083	0,997	11,838	-0,987	11,797	0,92	3,684	0,520	6,134	4,030	3,712	1,930
0	1,759	0,000	4,820	0,000	1,000	14,159	0,000	14,159	0,92	3,684	0,520	7,363	4,820	4,439	2,308
1	1,759	0,000	5,430	0,083	0,997	15,951	1,329	15,895	0,92	3,684	0,520	8,266	5,430	5,001	2,601
2	1,759	0,000	5,870	0,167	0,986	17,243	2,874	17,002	0,92	3,684	0,520	8,841	5,870	5,406	2,811
3	1,759	1,430	4,730	0,250	0,968	19,428	4,857	18,811	0,92	3,684	0,520	9,782	4,730	4,356	2,265
4	1,759	2,380	3,580	0,333	0,943	19,726	6,575	18,598	0,92	3,684	0,520	9,671	3,580	3,297	1,715
5	1,759	3,390	2,100	0,417	0,909	19,287	8,036	17,533	1,07	4,298	0,520	9,117	2,100	2,256	1,173
6	1,759	1,960	2,510	0,500	0,866	14,958	7,479	12,954	1,23	4,912	0,520	6,736	2,510	3,082	1,603
7	1,759	4,470	0,000	0,583	0,812	17,298	10,091	14,050	1,38	5,526	0,520	7,306	0,000	0,000	0,000
8	1,759	2,550	0,000	0,667	0,745	9,868	6,579	7,355	1,54	6,140	0,520	3,825	0,000	0,000	0,000
somme							43,940			50,349		84,460			18,782
											Ks	2,641			

Stabilité pour le cas du vidange rapide (R=18.1 m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø
-4	1,811	0,000	1,290	-0,308	0,951	3,668	-1,129	3,490	1,26	5,057	0,520	1,815	1,290	1,631	0,848
-3	1,811	0,000	2,560	-0,231	0,973	7,279	-1,680	7,082	0,95	3,793	0,520	3,683	2,560	2,427	1,262
-2	1,811	0,000	3,560	-0,154	0,988	10,122	-1,557	10,002	0,95	3,793	0,520	5,201	3,560	3,376	1,755
-1	1,811	0,000	4,380	-0,077	0,997	12,454	-0,958	12,417	0,95	3,793	0,520	6,457	4,380	4,153	2,160
0	1,811	0,000	5,000	0,000	1,000	14,216	0,000	14,216	0,95	3,793	0,520	7,393	5,000	4,741	2,465
1	1,811	0,000	5,440	0,077	0,997	15,467	1,190	15,422	0,79	3,161	0,520	8,019	5,440	4,299	2,235
2	1,811	0,000	5,700	0,154	0,988	16,207	2,493	16,014	0,95	3,793	0,520	8,327	5,700	5,405	2,811
3	1,811	0,470	5,280	0,231	0,973	16,885	3,897	16,429	0,95	3,793	0,520	8,543	5,280	5,007	2,603
4	1,811	0,700	4,150	0,308	0,951	14,589	4,489	13,881	0,95	3,793	0,520	7,218	4,150	3,935	2,046
5	1,811	1,410	2,680	0,385	0,923	13,238	5,091	12,219	1,11	4,425	0,520	6,354	2,680	2,965	1,542
6	1,811	2,400	0,920	0,462	0,887	12,178	5,621	10,803	1,26	5,057	0,520	5,618	0,920	1,163	0,605
7	1,811	2,540	0,000	0,538	0,843	10,120	5,449	8,528	1,26	5,057	0,520	4,434	0,000	0,000	0,000
somme							22,906			49,308		73,061			20,333
											Ks	2,455			

Stabilité pour le cas du vidange rapide (R=16.3 m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø
-1	1,628	0,000	1,440	-0,091	0,996	3,915	-0,356	3,899	1,71	6,828	0,520	2,027	1,440	2,458	1,278
0	1,628	0,000	2,390	0,000	1,000	6,498	0,000	6,498	1,42	5,690	0,520	3,379	2,390	3,400	1,768
1	1,628	0,000	3,190	0,091	0,996	8,673	0,788	8,637	1,42	5,690	0,520	4,491	3,190	4,538	2,360
2	1,628	0,000	3,820	0,182	0,983	10,386	1,888	10,213	1,42	5,690	0,520	5,311	3,820	5,434	2,826
3	1,628	0,000	4,290	0,273	0,962	11,663	3,181	11,221	1,42	5,690	0,520	5,835	4,290	6,102	3,173
4	1,628	0,000	4,580	0,364	0,932	12,452	4,528	11,599	1,71	6,828	0,520	6,032	4,580	7,818	4,065
5	1,628	0,680	3,990	0,455	0,891	13,283	6,038	11,832	1,42	5,690	0,520	6,153	3,990	5,676	2,951
6	1,628	1,730	2,780	0,545	0,838	13,754	7,502	11,528	2,56	10,242	0,520	5,995	2,780	7,118	3,701
7	1,628	2,780	1,340	0,636	0,771	13,600	8,655	10,491	2,28	9,104	0,520	5,455	1,340	3,050	1,586
8	1,628	3,020	0,000	0,727	0,686	10,816	7,866	7,424	1,71	6,828	0,520	3,860	0,000	0,000	0,000
9	1,628	1,610	0,000	0,818	0,575	5,766	4,718	3,315	1,99	7,966	0,520	1,724	0,000	0,000	0,000
somme							44,809			76,243		50,262			23,708
											Ks	2,294			

Stabilité pour le cas du vidange rapide (R=21.9 m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø
-1	2,187	0	1,71	-0,125	0,992	6,245	-0,781	6,196	1,91	7,645	0,520	3,222	1,710	3,268	1,699
0	2,187	0	2,67	0,000	1,000	9,752	0,000	9,752	2,29	9,173	0,520	5,071	2,670	6,123	3,184
1	2,187	0	3,43	0,125	0,992	12,527	1,566	12,429	2,29	9,173	0,520	6,463	3,430	7,866	4,090
2	2,187	0	3,97	0,250	0,968	14,500	3,625	14,039	2,29	9,173	0,520	7,300	3,970	9,105	4,734
3	2,187	0,4	3,77	0,375	0,927	15,694	5,885	14,548	2,29	9,173	0,520	7,565	0,400	0,917	0,477
4	2,187	1,39	2,93	0,500	0,866	17,389	8,695	15,059	2,68	10,702	0,520	7,831	1,390	3,719	1,934
5	2,187	2,57	1,48	0,625	0,781	17,771	11,107	13,872	2,68	10,702	0,520	7,214	2,570	6,876	3,576
6	2,187	2,49	0,33	0,750	0,661	13,186	9,889	8,721	3,06	12,231	0,520	4,535	2,490	7,614	3,959
7	2,19	0,9	0	0,875	0,484	4,336	3,794	2,099	2,68	10,702	0,520	1,092	0,900	2,408	1,252
somme							39,986			77,974		49,201			23,654
											Ks	2,589			

