



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

THEME :

**ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR OUED
CHAABAT LOUZ COMMUNE DE SEBDOU DAIRA SEBDOU
(W. TLEMCEM)**

Présenté par :

BERRIAH CHOUKRI

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms

Grade

Qualité

M.K.MIHOUBI

Professeur

Président

D.DJOU DAR

Maître de Conférences (B)

Examineur

M.D.BENSALAH

Maître Conférences (B)

Examineur

I.ZAIBAK

Maître Assistant (A)

Examineur

A.ZEROUAL

Maître de Conférences (A)

Promoteur

Session 2018/2019

Dédicace

Avant tous je veux dire : « Merci Mon Dieu et Almdou lilah »

Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes

Très chers parents

*Ma chère mère et mon cher père qui m'on protégés pendant toute
ma vie, Ils étaient toujours présents à mes cotés ,ils m'ont tenus la
main*

Merci Ma très chère mère

*Mon chère père Ibrahim son soutien indéfectible durant tout mon
cursus qu'il soit moral ou matériel, et qui me faisant bénéficié de
toute son expérience*

Merci Mon très chère père

Une spéciale dédicace pour :

Mes deux frères : Khaled et Yazid

Je le dédie également à mes vifs remerciements à mon promoteur

Mr Zeroual ayoub

A tous ma grande famille

*Je dédie également ce travail à tous la promotion 2018/2019 sans
exception*

*Tous les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes
études*

*Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de
mon mémoire...*

Remerciements

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui

m'a armé de courage pour achever mes études.

Je tiens à remercier mes chers parents pour leur aide, soutien, confiance, encouragement et Sacrifices.

Mes remerciements s'adressent aussi à ma famille qui me soutient et m'encourage dans tous mes projets.

Je remercie également mon promoteur, pour sa disponibilité tout d'abord, ainsi que l'assistance et l'aide dont j'ai bénéficié.

Je tiens aussi à remercier mes professeurs pour leur enseignement et leurs conseils.

Finalement je remercie tous mes amis et toute personne qui a contribué de près ou de loin au parachèvement de ce modeste travail.

ملخص:

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية و ترقيتها، تعمل الدولة الجزائرية على تخزين أكبر كمية من المياه. لذا تقوم الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات بدراسة وبناء أكبر عدد ممكن من السدود والحواجز المائية.

ويتطلب ذلك لاهتمام بهذه المنشآت من حيث التقدير الدقيق لمتطلباتها الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها ومحيطها. وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه لتناول دراسة تحقيقية لسد مائي صغير على مستوى ولاية تلمسان وبالتحديد على واديشعبة اللوز ببلدية سبدو. حيث قمنا بدراسة جيولوجية و هيدرولوجية و دراسة للنماذج من أجل تحديد النموذج المثالي لجسم السد الذي سننجزه و حساب أبعاد التجهيزات الملحقة(مفرغ الفيضانات مأخذ الماء ومفرغ القعر) ثم أتمنا الدراسة بتنظيم الورشة والحماية و الأمن من حوادث العمل.

الكلمات المفتاحية: المياه،سد،واد شعبة اللوز،حساب أبعاد،إنجاز.

Abstract:

In the context of the national strategy aimed to preserve water resources, the Algerian State work to store the largest quantity of water. Therefore, The National Agency for dams and transfers study and build the largest possible number of dams and water embankments. This requires attention to these installations in terms of accurate estimation of the engineering requirements and sites choice and the all accessories and surroundings study. Under that comes our memory to address the small dams study in the CHABAT LOUZ (SEBDOU) Wadi in TLEMCEN province. The work aims to define all the parameters, geomorphologic, geologic, hydrological and climatically of the CHABAT LOUZ dam basin, followed by study of the models in order to determine the ideal model for the dam body, which we will see it and calculate the design of ancillary equipment's (spiliway, the water outlet and vacuum the bottom) and then completed the study by workshop organization and the protection and security of work accidents.

Keywords :Water, CHABAT LOUZ dam, dam body, design.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Chapitre I : SITUATION ET DESCRIPTION DE SITE D'ETUDE	
I.1 INTRODUCTION.....	1
I.2 Situation géographique de la zone d'étude.....	1
I.2.1 Situation géographique de la commune.....	1
I.2.2 Situation Géographique de la Retenue Collinaire.....	2
I.3 Caractéristiques morphologiques du site.....	3
I.4 Méthode de la Recherche et Choix du site d'une retenue collinaire.....	4
I.4.1 Recherche d'éventuels sites :.....	4
I.4.2 Choix du site.....	4
I.5 CONCLUSION.....	5
Chapitre II : ETUDES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES	
II.1 INTRODUCTION.....	1
II.2 Géologie régionale.....	1
II.3 Reconnaissance géomorphologique.....	6
II.4 Aspects tectoniques.....	6
II.5 Sismicité de la région d'étude.....	7
II.6 Géologie de la cuvette:.....	8
II.7 Étude géotechnique.....	9
I.7.1 Introduction.....	9
I.7.2 Prospection géotechnique du terrain.....	9
I.7.3 caractéristique des matériaux pour le calcul de la stabilité de la digue.....	10
Chapitre III : ETUDES HYDROLOGIQUE	
III.1 INTRODUCTION.....	25
III.2 Le Bassin versant.....	25
III.2.1 Caractéristique géographiques du bassin versant.....	25
III.2.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant.....	27
III.2.3 Caractéristiques morphologiques.....	27
d) Répartition et courbe hypsométrique.....	29
III.2.4 Caractéristiques hydrographique :.....	32
Giandotti.....	34
III.3 Caractéristiques climatologiques.....	35

III.4.6	Températures	36
III.4.7	Evaporation	37
III.4.8	Pluviométrie	38
III.3.4	Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	44
III.4	Etudes des apports	49
III.4.1	En utilisant les formules empiriques.....	49
III.4.2	Répartition des apports à l'échelle mensuelle.....	50
III.4.3	Caractéristiques de l'écoulement	51
III.4.4	Apports fréquentiels :	52
III.4.5	Répartition de l'apport à 80%	54
III.5	Étude des crues	55
III.5.1	Détermination des débits maximum fréquentiels par les formules empiriques.....	55
□	Formule de Turazza	55
□	Formule de Sokolovsky	56
III.4.6	Hydrogrammes de crue :	62
III.5.3	Choix de la crue de projet	65
III.6	Apport solide et détermination du volume mort	68
III.6.1	Apport solide en suspension	68
III.6.2	Transport solide par charriage.....	69
III.7	Régularisation des débits	70
III.7.1	Répartition mensuel de l'apport 80% :	70
III.7.2	Répartition mensuel des besoins :	70
III.7.3	Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»	71
III.7.4	Calcul du volume utile	73
III.8	Laminage des crues	77
III.8.1	Méthode de Muskingum:(Fread, D.L. 1993)	77
III.9	Etude d'optimisation	89
III.9.1	La revanche	89
III.9.2	Le tassement.....	91
III.9.3	Largeur en crête	91
III.9.4	Calcul des coûts.....	92

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

IV.1 Introduction	98
IV.2 Choix du site du barrage.....	98
IV.3 Critère à prendre pour l'emplacement de l'axe du retenue.....	98
IV.4 Choix du type de la retenue.....	99
IV.5 Variantes a choisir.....	99
IV.5.1 Barrage en terre homogène.....	99
IV.5.2 Barrage zone.....	100
IV.5.3 Digue e en enrochement a masque amont.....	100
IV.6 Dimensions générales de la retenue.....	101
IV.6.1 Hauteur de barrage	101
IV.6.2 Largeur en crête.....	101
IV.6.3 Longueur en crété.....	102
IV.6.4 Pentes des talus.....	102
IV.6.5 Les bermes.....	102
IV.6.6 Barrage en terre homogène.....	102
IV.6.7 Drainage de la digue.....	104
IV.7 Barrage zone a noyau d'argile.....	105
IV.7.1 Etanchéité du barrage	106
IV.7.2 Dimensionnement Du Drain Tapis(horizontal).....	108
IV.7.3 Dimensionnement du drain prisme	108
IV.7.4 Les filtres.....	108
IV.8 Le choix de la variante.....	109
IV.9 Étude comparative.....	109
IV.9.1 Le volume du corps du barrage	109
IV.9.2 Variantes de la digue	110
IV.9.3 Évaluation du prix total des différentes matériaux.....	110

Chapitre V : ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE

V.1 INTRODUCTION	115
V.2 Détail constructif du barrage	115
V.3 Protection des talus	115
V.3.1 Talus aval	115
V.3.2 Talus amont.....	116

V.4	Étanchéité de la fondation	116
V.4.1	La clé d'ancrage	116
V.4.2	Protection de la crête	116
V.5	Dispositif de drainage du remblai.....	117
V.5.1	Drain prisme	117
V.5.2	Drain tapis	117
V.6	Calcul des filtres	118
V.7	Étude des infiltrations	121
V.7.1	Objectif de calcul d'infiltration	121
V.7.2	Hypothèse de calcul	122
V.7.3	Ligne de saturation	122
V.7.4	Débit d'infiltration.....	124
V.8	Étude de stabilité	127
V.8.1	Conséquences de l'instabilité des talus	128
V.8.2	Méthode de calcul	128
V.8.3	Résultats.....	134

Chapitre VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

VI.1	Introduction.....	137
VI.2	Ouvrage d'évacuation de crues.....	137
VI.2.1	Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	138
VI.2.2	Différents types des évacuateurs de crues	138
VI.2.3	Choix du tracé de l'axe	139
VI.2.4	Type d'évacuateur de crue.....	139
VI.2.5	Etude de la variante retenue.....	140
VI.3	Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	140
VI.3.1	Le canal d'approche.....	140
VI.3.2	Déversoir	142
VI.3.3	Chenal d'écoulement :	143
VI.3.4	Convergeant.....	145
VI.3.5	Le coursier	145
VI.3.6	Dissipateur d'énergie :.....	145
VI.3.7	Canal de fuite.....	151
VI.3.8	Hauteurs des murs bajoyers	151

VI.3.9	Ouvrage de vidange	154
VI.3.10	Ouvrage de prise d'eau	157

Chapitre VII : Organisation de Chantier

VII.1	INTRODUCTION	161
VII.2	Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	161
VII.6.1	Le maître de l'ouvrage	161
VII.6.2	Le maître d'œuvre	162
VII.6.3	L'entrepreneur	162
VII.3	Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	162
VII.6.1	Installations destinées au personnel	162
VII.6.2	Installations destinées au stockage des matériaux.....	162
VII.6.3	Installations destinées à la réparation des engins	163
VII.6.4	Installation destinée pour la préfabrication	163
VII.4	Ordre d'exécution des travaux	163
VII.5	Travaux de réalisation	163
VII.6.1	Travaux de terrassements :	163
VII.6.2	Travaux d'excavations :	163
VII.6	Les moyens du chantier	164
VII.6.1	Les moyens humains	164
VII.6.2	Moyens matériels du chantier	164
VII.7	Planification.....	167
VII.6.1	Définition	167
VII.6.2	Techniques de la planification.....	167
VII.8	Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes.....	173

Chapitre VIII : Sécurité de travail

VIII.1	Introduction.....	175
VIII.2	Cause des accidents de travail.....	175
VIII.3	Conditions dangereuses dans le chantier	175
VIII.4	Actions dangereuses.....	176
VIII.5	Mesures préventives.....	176
VIII.6	Principales fonctions du service de sécurité	177
VIII.7	Organisation de la prévention des accidents du travail.....	177
VIII.8	Conclusion.....	179

CONCLUSION GENERALE.....	181
REFERENCES	
BIBLIOGRAPHIQUES.....	182
Annexes	183

Liste des Tableaux

Chapitre I : SITUATION ET DESCRIPTION DE SITE D'ETUDE

Tableau I 1: Paramètres du bassin versant de la retenue collinaire de chaabet Louz (lieu dit bassin versant de chaabet El Hammar.....	3
--	---

Chapitre II : ETUDES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

Tableau II 1 : Résultats des essais sur le lit d'Oued.....	21
Tableau II 2: Tableau récapitulatif des résultats des essais sur les rives.....	21
Tableau II 3: Tableau récapitulatif des résultats des essais physique sur la zone d'emprunt.....	21
Tableau II 4 Tableau récapitulatif des résultats des analyses chimiques sur la zone d'emprunt.....	23
Tableau II 5 Caractéristique géotechnique des différents matériaux de la digue et de la fondation.....	23

Chapitre III : ETUDES HYDROLOGIQUE

Tableau III 1. Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	30
Tableau III 2 :Tableau Récapitulatif des temps d concentration.....	34
Tableau III 3 Tableau Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.....	35
Tableau III 4 :Normales d'Evaporation Potentielle enregistrée dans la stations de Sebdu36	
Tableau III 5:Normales d'Evaporation Potentielle enregistrée dans la stations de Sebdu..	37
Tableau III 6 :Répartition de la pluie mensuelle moyenne de la station de Sebdu (code 16-04-05).....	38
Tableau III 7 Pluies maximales journalières de la station de Sebdu.....	40
Tableau III8 Test de Wilcoxon.....	41
Tableau III 9 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	43
Tableau III 10 Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.....	45
Tableau III 11 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	47
Tableau III 12 : Récapitulatif de calcul des Apports moyen interannuel.....	51
Tableau III 13 Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.....	52
Tableau III 14 : récapitulatif des résultats des coefficients des variations.....	53
Tableau III 15: Résultats de l'ajustement rapporté à la loi normal des apports.....	54
Tableau III 16 Répartition mensuelle de l'apport A _{80%} du bassin versant.....	55
Tableau III 17:des débits de pointe estimés Par la méthode de Mallet et Gauhtier.....	56
Tableau III 18 : récapitulatif des résultats de la formule Terraza.....	57
Tableau III 19 : valeur de α en fonction de la fréquence.....	57
Tableau III 20: récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.....	58
Tableau III 21: Récapitulatif des débits maxima de crue:.....	58
Tableau III 22: Débits de pointe par la méthode GRADEX :.....	62

Tableau III 23 : les valeurs des débits de pointe optées	63
Tableau III 24 Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ	64
Tableau III 25: Valeurs des débits de crues en fonction du temps.....	65
Tableau III 26: Crue de projet recommandée.....	67
Tableau III 27 : Choix de la crue de projet.	68
. Tableau III 28 Répartition mensuelle de l'apport	71
Tableau III 29 Répartition mensuelle des besoins.	71
Tableau III 30 Courbe topographiques et volumétriques :.....	72
Tableau III 31 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (m ³).....	75
Tableau III 32 Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (m ³)	77
Tableau III 33 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue.....	81
Tableau III 34 Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b= 4 m.	84
Tableau III 35 Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b= 5 m.....	86
Tableau III 36 Tableau récapitulatif des résultats de laminage.....	91
Tableau III 37 Résultats de calcul de la revanche	93
Tableau III 38 Résultats de calcul de la largeur en crête.....	94
Tableau III 39: Cout de la digue.....	95
Tableau III 40:Coût de déversoir	96
Tableau III 41 Coût de coursier.....	97
Tableau III 42 Coût total du barrage.	97
Tableau III 43 Résultats de l'étude d'optimisation.	98
Tableau III 44 Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage	

Erreur ! Signet non défini.

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

Tableau IV1 Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci après:.....	101
Tableau IV 2: Valeurs indicatives des pentes des talus.....	102
Tableau IV 3: Epaisseur de l'enrochement et d50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.	104
Tableau IV 4: valeur de c en fonction du poids spécifique	106
Tableau IV 5: Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.	107
Tableau IV 6: coût de la digue (1ère variante).	111
Tableau IV 7: coût de la digue (2ème variante).	111
Tableau IV 8: Le coût de Troisième variante.....	112
Tableau IV 9: récapitulatif les coûts des différentes variantes étudiées.....	112

Chapitre V : ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE

Tableau V 1 : différentes caractéristiques de la digue.....	117
Tableau V 2: Coordonnées de la ligne de saturation.....	125
Tableau V 3: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage	127
Tableau V 4:Gradient admissible pour les fondations	128
Tableau V 5: Détermination du coefficient de sécurité.....	129
Tableau V 6: détermination des rayons max et min.....	131
Tableau V 7: les valeurs admissibles des coefficients de sécurité	132
Tableau V 8: Les caractéristiques géotechniques des sols	136
Tableau V 9: les valeurs admissibles des coefficients de sécurité	136
Tableau V 10: Les valeurs des Coefficients de sécurité.....	137

Chapitre VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Tableau VI . 1 : Sélection des types d'évacuateurs de crue	139
Tableau VI . 2 : Coordonnés du profil de Creager.....	142
Tableau VI . 3 : Calcul de la profondeur normale	145
Tableau VI . 4: Calcul de la profondeur normale.....	147
Tableau VI . 5: Ligne d'eau	148
Tableau VI . 6: Calcul de la profondeur normale.....	152
Tableau VI . 7: Coefficients de pertes de charge singulières.....	156

Chapitre VII : Organisation de Chantier

Tableau VII 1 : Symboles des opérations réalisées.....	171
Tableau VII 2: Les opérations réalisées	172
Tableau VII 3: Devis estimatif de la retenue	173

Liste des Figures

Chapitre I : SITUATION ET DESCRIPTION DE SITE D'ETUDE

Figure I. 1 : situation géographique de la zone d'étude	1
Figure I. 2:plan de situation du site de la retenue collinaire de CHAABET LOUZ (googleearth).....	2

Chapitre II : ETUDES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

Figure VII. 1: carte géologique de la région de Tlemcen.....	11
Figure VII. 2: Carte de zonage sismique du territoire national.....	17
Figure VII. 3:Coupe géologique schématique au niveau de l'axe de la digue de CHAABAT EL HAMMAR	18
Figure VII. 4:zone d'empreins pour argile.....	20

Chapitre III : ETUDES HYDROLOGIQUE

Figure III. 1 :Délimitation du bassin versant de Chaabt Louz	26
:Figure III. 2 :Carte hypsométrique du bassin versant de CHAABAT LOUZ.....	29
Figure III. 3 :Courbe hypsométrique du bassin versant de Chaabt Louz	30
Figure III. 4 :Répartition mensuelle de la température.	36
Figure III. 5:Répartition mensuelle d'évaporation	37
Figure III. 6:Répartition mensuelle des précipitations	39
Figure III. 7:Représentation graphique de la loi de Gumbel (Station de Sebdou)	43
Figure III. 8:Représentation graphique de la loi de GALTON	44
Figure III. 9:Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage.....	54
Figure III. 10 :Résultats d'ajustement de la série pluviométrique de SEBDOU.....	59
Figure III. 11 :Résultats d'ajustement de la série pluviométrique de SEEBDOU	60
Figure III. 12. Graphe de la méthode de gradex.....	61
Figure III. 13 :Hydrogrammes des crues.....	65
Figure III. 14: L'hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans	67
Figure III. 15:Courbe hauteur –volume	72
Figure III. 16 :Courbe hauteur-surface.....	72
Figure III. 17 :Laminage à travers un barrage.....	80
:Figure III. 18 :Evacuateur à surface libre à entonnement frontal.....	81
Figure III. 19 :Modélisation de la courbe capacité- hauteur	83
Figure III. 20:Modélisation de la courbe surface-hauteur.....	83
Figure III. 21 :Courbe caractéristique du barrage pour b=15 m.....	84
Figure III. 22 :Hydrogrammes de sorties	88
Figure III. 23 :Le cout de la digue, l'évacuateur et le total du barrage	95

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

Figure IV1 : Digue homogène.....	99
Figure IV 2: Digue à noyau.....	100
Figure IV 3 :Digue à masque	100

Chapitre VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Figure VI. 1 : Dimensions du déversoir	142
Figure VI. 2: Profil du déversoir	143
Figure VI. 3	149
Figure VI. 4: Bassin de dissipation USBR type II (Design of Small Dams, 1987)	150
Figure VI. 5: Schéma type pour l'équation de Bernoulli.....	155

Chapitre VII : Organisation de Chantier

Figure VII. 1 : Exemple d'installations destinées au personnel.....	162
Figure VII. 2: Compacteur à pneus	164
Figure VII. 3: Compacteur rouleaux	164
Figure VII. 4: Compacteur a pied de mouton.....	165
Figure VII. 5: Décapeuse Automotrice	165
Figure VII. 6: Pelle hydraulique.....	166
Figure VII. 7: Un camion	166
Figure VII. 8: Réseau a nœuds	171

Liste des Planches

Planche 1/7 : Vue en Plan de l'aménagement sur Oued Chaabat Louz (w. Tlemcen)

Planche 2/7: Coupes Types de la Digue Pour les Trois Variantes

Planche 3/7 : Coupes en Travers de la digue sur Oued Chaabat Louz (w. Tlemcen)

Planche 4/7 : Profil On Long de l'Axe de La Digue

Planche 5/7 : Profil en Long de l'Evacuateur de Crues Sur Oued Chaabat Louz (w. Tlemcen)

Planche 6/7 : Schéma De Calcule De La Stabilité de la Digue et la ligne de la Saturation

Planche 7/7 : planning d'exécution des travaux

Introduction générale :

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique, agricole ou industriel, elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente.

En Algérie, les ressources en eau sont insuffisantes et mal réparties. Dans ce cas, il est indispensable de mobiliser cette ressource afin de la réutiliser durant les périodes sèches. L'irrigation des terres agricoles reste le secteur le plus consommateur en eau.

C'est dans ce contexte que l'Algérie a lancé dans le cadre de la PMH (Petite et Moyenne Hydraulique) un programme de retenues collinaires visant la réalisation de plus de 300 retenues dans le Nord de l'Algérie. Ce programme ambitieux aura un impact positif sur l'agriculture, puisqu'il vise en premier lieu l'irrigation des terres agricoles dans les zones reculées.

La Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Tlemcen a bénéficié d'un nombre de projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels la réalisation de retenues collinaires destinées à l'irrigation.

C'est dans ce contexte que s'inscrit ce mémoire de fin d'étude, où on détaillera l'étude de faisabilité de la retenue d'Oued de CHAABAT LOUZ dans commune de SEBDOU , Daïra de SEBDOU wilaya de Tlemcen.

Le mémoire est axé sur sept chapitres, Une synthèse topographique, géologique et géotechnique assez poussée pour caractériser la faisabilité du site du point de vue stabilité géologique et propriétés du sol. Une étude hydrologique pour quantifier les apports et estimer la capacité de l'ouvrage pour optimiser les dimensions de la retenue, en particulier l'évacuateur de crues .Le chapitre suivant sera consacré à l'étude des variantes nécessaires pour choisir la variante la plus économique et faire son étude détaillée. Puis on passe au dimensionnement des ouvrages annexes. En finissant notre travail par la planification des travaux et la sécurité de travail.

Chapitre : Premier

Présentation du Site

I.1 INTRODUCTION

L'objectif principal de ce chapitre est l'étude et l'analyse des possibilités de créer un barrage sur l'oued de Chaabet Louz, de point de vue topographique afin d'établir les documents nécessaires pour l'étude du projet (cartes, plans et profils) qui permettent de déterminer les caractéristiques de la retenue et l'endroit le plus adéquat pour l'implantation de son axe. Le but principal de la retenue est de mobiliser les ressources en eau permettant l'irrigation de plus des 40 hectares des périmètres d'irrigation.

I.2 Situation géographique de la zone d'étude

I.2.1 Situation géographique de la commune

La ville de Sebdoou chef lieu de Daïra relève administrativement de la wilaya de TLEMCEM. Elle est située sur la RN22, à environ 30km au Sud de Tlemcen.

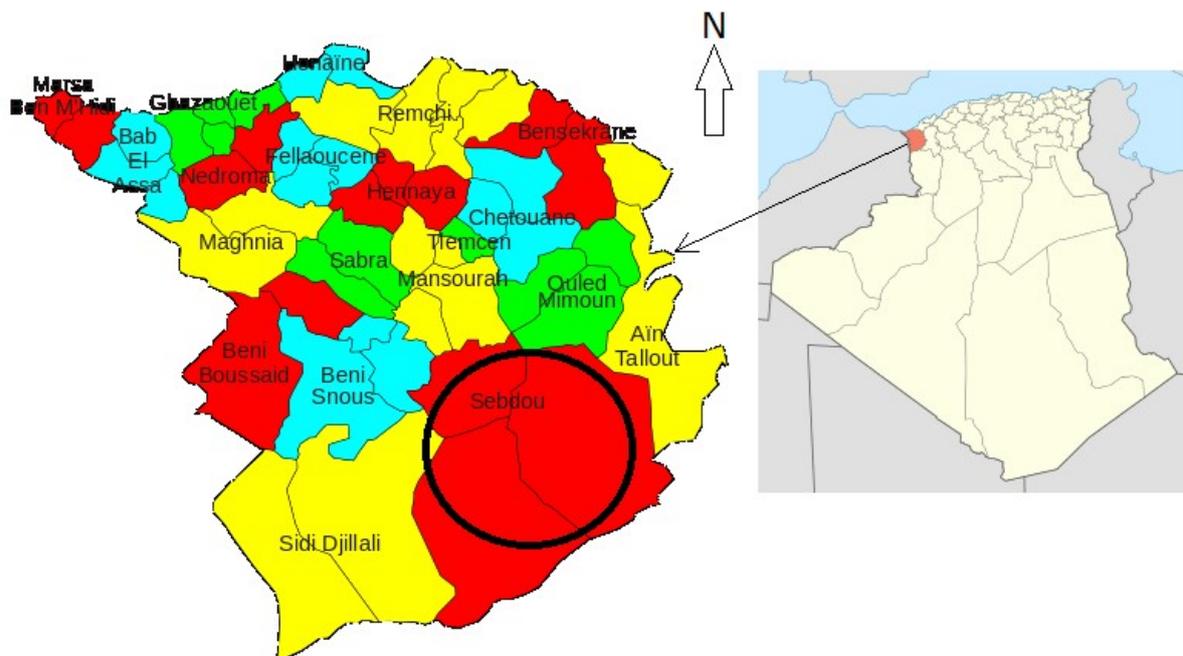


Figure I. 1 : situation géographique de la zone d'étude

De part sa position géographique faisant l'intersection de plusieurs axes de communications, elle est comprise dans une bande rectangulaire de 2300 m de longueur sur 2000 m de largeur environ. Les coordonnées Lambert de la ville sont les suivantes: X1=130 km X2=132km et Y1=158.3 km Y2=156km

La commune de SEBDOU est limitée :

- Au Nord par les communes d'OUED CHOULY, TERNI BENI HEDIEL.
- Au Sud par les communes d'EL GOR, EL ARICHA, SIDI DJILLALI.

- A l'Est par la commune de BENI SMIEL.
- A l'Ouest et Nord Ouest par les communes AZAILIS, AIN GHORAB. [1]

I.2.2 Situation Géographique de la Retenue Collinaire

Le site de la retenue collinaire étudié est situé dans la commune de Sebdou à la sortie Ouest de la ville de Sebdou à une distance de 04 kms environs. Le site est implanté à l'amont du village El Farch. A partir de la route CW 107 menant à SIDI DJILALI, on prend une voie rurale goudronnée qui va vers tafessera (Azails), mènera vers le site. Cette voie longera la rive droite de la cuvette.

Le bassin versant El Hammar du site de la retenue collinaire de Chaabet Louz est arrangé du côté droit de la route goudronnée CW 107 reliant Sebdou – Sidi Djilali.

La communication avec le site se fait par une voie forestière goudronnée qui relie la localité de Farch à Tafaessra. Le bassin versant du site en question fait une limite administrative avec la commune d'Azails.

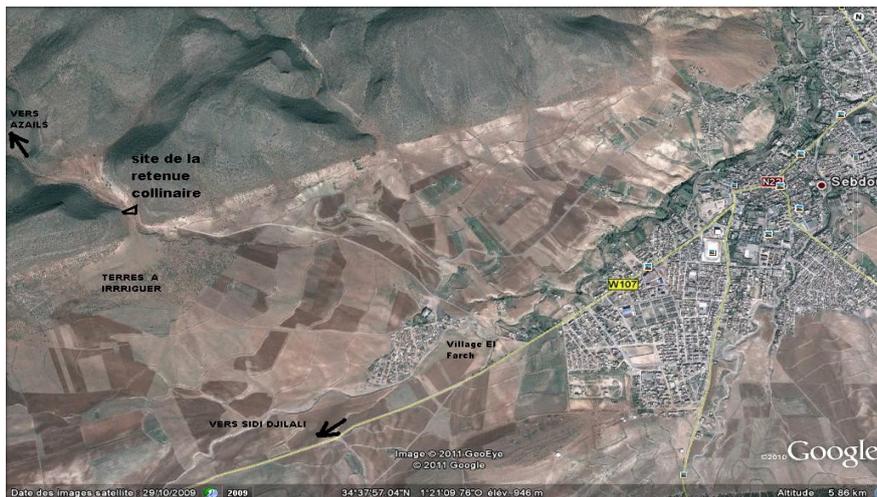


Figure I. 2: plan de situation du site de la retenue collinaire de CHAABET LOUZ (google earth)

I.3 Caractéristiques morphologiques du site

A partir de la carte d'Etat Major N°329 à l'échelle 1/50 000 de Sebdou, les coordonnées de site sont :

Nom de la retenue collinaire : Chaabet Louz

Nom de la localité : Chaabet Louz

Nom du talweg principal : Chabet El Hammar

Coordonnées Lambert : X=126.700 Km, Y=156.300 Km, Z=1009.50m

Les données cartographiques du site de la retenue collinaire de chaabet Louz retenu est situé sur un petit bassin versant caractérisé par un couvert végétal très dense, montagneux et rocheux au niveau des sommets.

Le bassin versant est arrangé sur le coté droit par rapport à la route reliant Sebdu –Sidi Djilali .

Le tableau suivant permis de regrouper les paramètres morphomét

Tableau I 1: Paramètres du bassin versant de la retenue collinaire de chaabet Louz (lieu dit bassin versant de chaabet El Hammar

Site	Bassin versant Chaabet El Hammar lieu dit chaabet Louz
Surface du bassin versant (km ²)	9.64
Apports en eau	Moyen
Utilisation	Existence de terres à irriguer à l'aval
	Abreuvement cheptel
Géologie	Bonne, argile en abondance dans la cuvette
Risques à l'aval	Néant

I.4 Méthode de la Recherche et Choix du site d'une retenue collinaire

I.4.1 Recherche d'éventuels sites :

La recherche méthodique de sites de barrages vise à trouver des sites potentiels de stockage afin de répondre à un besoin de ressource en eau, qui peut être réduit à un bassin hydrographique de quelques hectares ou très étendu (un grand bassin versant de plusieurs km².) Cette démarche demande plusieurs missions.

Ces missions se complètent utilement et il est toujours préférable de les associer, lorsque cela est possible, chacune apportant des éléments d'information concourant à une meilleure appréciation des caractéristiques du site :

- ✓ La cartographie : Inventaire cartographique sur des cartes topographiques d'échelle appropriée à la taille de la retenue envisagée  estimation « précise » des surfaces et des volumes (barrage, retenue, bassin versant) ;
- ✓ Photographie aérienne (couples stéréoscopiques) ; connaissance de la nature du couvert végétal, et de l'occupation du sol (date de prise de vue, qui doit être la plus récente possible) ;
- ✓ Prospection directe sur le terrain.  Prise en compte de détails morphologiques et autres, premières indications sur la géologie du site, possibilité de repérage de sites de petite taille.

I.4.2 Choix du site

Le choix du site est basé sur des conditions géologiques et hydrologiques et une surface suffisante qui permettent le remplissage de la retenue, ainsi qu'un volume d'eau stocké dans la retenue garantissant les besoins demandés

Ainsi, le choix du site adéquat à l'implantation et la construction d'une retenue collinaire destinée à l'irrigation des terres agricoles de la région doit impérativement répondre à des conditions techniques

- | | |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> ✓ La cuvette doit avoir la capacité d'emmagasiner le maximum d'eau ✓ La longueur de la digue sera déterminée par rapport à l'étranglement des deux rives d'encrage de la digue. ✓ Minimiser la hauteur de la digue afin de minimiser les matériaux utilisés à sa construction ✓ L'étanchéité du barrage et celle du site dépendent de l'imperméabilité du sous-sol géologique qui est un paramètre très important. ✓ Matériaux de construction disponibles sur le site et conditions géologiques favorables à la construction de la digue. | <ul style="list-style-type: none"> ✓ Précipitations suffisantes et conditions climatiques favorables pour garantir les conditions d'écoulement des eaux ✓ L'accès au site de la retenue et les lieux des zones d'emprunts des matériaux nécessaires à la réalisation du projet doivent être assurés ✓ Le volume d'eau (régularisable) produit durant chaque cycle (année) doit satisfaire les besoins. ✓ Le coût global de la digue et des ouvrages annexes comme l'évacuateur de crues, l'ouvrage de prise et/ou de vidange ✓ La durée de vie de la retenue doit être maximisée ✓ Les conditions d'envasement doivent être minimisées. ✓ La proximité des terres à irriguer. |
|--|--|

I.5 CONCLUSION

Les localités SEBDOU sont pauvre en ressources hydriques souterraines mais Les ressources superficielles sont relativement importantes.

Pour satisfaire les besoins d'irrigation, pastoraux et dégager une ressource en eau supplémentaire pour développer l'activité agricole créatrice d'emplois, il est nécessaire de mobiliser le maximum de ressources superficielles

C'est dans ce contexte que s'inscrit cette opération de réalisation de cette retenue collinaire.

Chapitre :
Deuxième

Géologie et géotechnique

II.1 INTRODUCTION

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage ou retenue collinaire ont pour but de définir la nature du sol ainsi que ses caractéristiques mécanique et l'hydrodynamique du sol. La présente étude a pour objet de déterminer la nature et les propriétés physico-chimiques et mécaniques des sols en place.

Il est prévu la construction d'une retenue collinaire.

II.2 Géologie régionale

Sur le plan litho stratigraphique, et en se basant sur la carte d'Oran Nord au 1/500 000, les terrains qui affleurent au niveau de la région sont représentés de la base au sommet par :

➤ le jurassique

- lias moyen et supérieur :

il est formé par un ensemble de calcaire noduleux ou bioclastiques, alternant avec des marno-calcaires gris ou plus rarement rosâtres contenant quelques lentilles de calcaires oolithiques et se terminant par des marnes jaunâtres.

- toarcien

il est composé de calcaires noduleux en petits bancs d'un gris verdâtre dans la partie nord-est du massif montagneux et par des calcaires marneux gris à patine beige dans la partie sud.

- **lias et dogger**

ces périodes géologiques sont bien représentées au centre de la chaîne de fillaoussène où ils sont représentés par des pélites et grès du callovo-oxfordien et une série calcaire-dolomitique massive généralement oolithiques à passées détritiques grossières.

- **aleno-bajocien**

il est constitué par des calcaires en bancs de 30 à 50 cm d'épaisseur séparés par des petits interlits plus marneux.

- **toarcien a bathonien inferieur**

il est formé au niveau de djebel el kebir par une combe marneuse à lits de calcaires grossièrement sableux.

- **bajocien a bathonien inferieur**

cet étage géologique est formé par des calcaires bien lités à silex noir surmontés par des calcaires sombres à filaments. ces formations sont bien visibles dans la partie orientale de traras.

- **bajocien a callovien inferieur**

se sont des marnes gris jaune vaguement litées et contiennent quelques bancs de calcaires sombres à filaments qui représentent cet étage.

- **callovo-oxfordien**

il est représenté par des pélites et des argiles ocre kaki à petits bancs de grès quartzites sombres et scintillants généralement décimétriques.

- **oxfordien superieur a kimmeridgien basal**

ils sont constitués par une épaisse série de grès fins, tendres et homogènes de couleur blanche à rouille, contenant de petits lits de marnes versicolores ainsi que des passages dolomitiques.

- **kimmeridgien**

le kimméridgien est formé par des dolomies cristallines massives le plus souvent bréchiques.

- **tithonique a valanginien :**

ils sont constitués de bancs bien individualisés de dolomies, des calcaires dolomités, de grès séparés par des interlits marno-sableux parfois versicolores.

- **tithonique a barremien**

ils sont représentés par des bancs de dolomies et petits interlits de marno-calcaires.

- **kimmeridgien a barremien**

le passage kimméridgien barrémien correspond à un ensemble de grès tendres et de passées calcaro-dolomitiques envahissant localement toute la formation.

- **le crétacé :**

il est représenté par :

- **l'aptien**

au sommet de la série dolomitico-sableuse s'individualise quelques calcaires dans la région d'ain el kebira qui ont été attribué à l'âge aptien.

- **cenomanien**

le cénomanien est formé par des argiles pélitiques ocre grisâtre avec quelques petits bancs gréseux gris a patine rousse surmontées par des marnes jaunes et quelques bancs de grès glauconieux et phosphatés.

- **turonien**

il est constitué par des calcaires légèrement argileux gris très clair glauconieux et phosphatés à patine blanche.

- **coniacien**

le coniacien est formé de marnes crayeuses à lits marno-calcaires gris ocre pâle, à patine blanche glauconieuse et phosphatées.

- **le tertiaire**

le tertiaire est formé d'un :

1-miocène supérieur marin constitué de marnes bleues à patine jaune contenant plusieurs niveaux détritiques. les conglomérats de base sont plus ou moins important et forment parfois une véritable brèche de pente.

2-mio-pliocène continental représenté par des niveaux alluviaux assez fins généralement rubéfiés.

3-pliocène supérieur composé de conglomérats rubéfiés au pied des hauts plateaux, et des calcaires lacustres de la basse vallée de l'oued mouilah en relation avec la source travertineuse de hammam chîguer.

➤ **le quaternaire :**

il est constitué de haut en bas par :

- des éboulis de pente.
- des colluvions.
- des travertins calcaires.
- des alluvions modernes grises des très basses terrasses des oueds (rharbien).
- des alluvions fines fortement rubéfiées des basses terrasses (oued tafna et oued mouilah) et colluvions rubéfiées qui s'y raccordent (soltanien).
- des alluvions caillouteuses partiellement encroûtées lambeaux des terrasses moyennes ayant résisté à l'érosion (tensiftien).
- des alluvions et colluvions rubéfiées généralement plus claires, légèrement encroûtées et présentant des taches claires dans le profil. elles correspondent soit à des colluvions de pente venant reposer sur la terrasse tensiftienne soit à des colluvions identiques reposant sur les cailloutis non indurés et se trouvant sur une altitude supérieure (amirien).
- des alluvions anciennes grossièrement caillouteuses (moulouyen).
- une croûte calcaire qui coiffe d'une dalle épaisse le glacis moulouyen et forme une armature qui a bien résisté à l'érosion.

La stratigraphie de la région suivant un ordre chronologique des formations affleurantes, c'est-à-dire de la plus ancienne à la plus récente est décrite de la manière suivante :

▪ **Trias**

Des affleurements du trias ont été décrits au djebel El Arbi (Est de Sebdou) où l'affleurement s'étend sur quelques dizaines de mètres carrés.

Le Trias est constitué par des argiles rouges violacées, emballant des niveaux de gypses fibreux ; elles sont souvent accompagnées de basaltes, tufs, calcaires ou dolomies ; mais les argiles à gypse seules, affleurent effectivement au Djebel El Arbi.

▪ **Jurassique supérieur**

- Cette formation connue dans les Monts de Tlemcen par le nom des « Dolomies de Tlemcen » datée du Kimméridgien, constituée par un ensemble de Dolomies cristallines à intercalations calcaires et marneuses. Elle est subdivisée en trois membres,
- un membre calcaréo-dolomitique inférieur (J^6_a), limité à sa base par les grés du séquanien dite grés de Boumediene, ce membre est constitué d'un ensemble dolomitique massif souvent calcaire à sa base, c'est le « Kimméridgien inférieur ».
- un membre marno-calcaire intermédiaire (J^6_b), constitué d'un ensemble marneux et argilo-calcaire avec intercalations de calcaires francs de faible épaisseur « kimméridgien moyen ». **cette formation constitue l'assise de la cuvette de la retenue de Chabet El Hammar.**

un membre calcaréo-dolomitique supérieur (J^6_c), est constitué par un ensemble dolomitique massif « Kimméridgien supérieur », généralement calcaire à la base, et situé entre le membre marno-calcaire intermédiaire et la formation des calcaires de Remailia qui fait la suite.

Cette formation affleure et constitue les affleurements du bassin versant de Chabet El Hammar,

▪ **Formation des "Calcaires de Remailia"**

Située entre un ensemble dolomitique massif ("Dolomies de Tlemcen" au sens large) et une épaisse formation gréseuse ("grés de Berthelot"), elle est constituée par un complexe essentiellement calcaire de lithologie hétérogène. On y distingue de bas en haut :

1. Membre Calcaréo-dolomitique (Zegla A)
2. Membre Marno-Calcaire (Zegla B)
3. Membre Marno-Calcaire (Zegla C)
4. Membre Calcaréo-gréseux (Zegla D)

Dans la région de Sebdou, les membres affleurant sont Zegla C et D ;

1. "Zégla A" est constitué par un ensemble calcaire, partiellement dolomitisé, assez marneux vers le sommet.
L'épaisseur mesurée au Djebel Hariga, au Sud de Sebdou est de 200m.

L'âge du "Zégla A" est Portlandien.
2. "Zégla B" est un ensemble monotone, gréseux à la base, composé d'une alternance de Calcaires et de marnes, ces dernières étant prépondérantes dans la partie inférieure. L'épaisseur mesurée dans la région d'El Gor est de 300m.
Le membre "Zégla B" peut être rattaché au Portlandien.
3. "Zégla C", situé entre les Calcaires gris du "Zégla B" et les Calcaires et grés du "Zégla C", forme un ensemble marneux, avec intercalations de petits bancs zoogène, quelques fois gréseux, surmonté d'une corniche de calcaire graveleux.
L'épaisseur de ce membre varie près d'El Gor de 130 à 160m.

Ce membre peut être rattaché au Berriassien-Valangénien.

4. le membre "Zégla D", limité à la base par la corniche supérieure du "Zégla C", et au sommet par la dernière grosse passée calcaire, fait la transition entre les calcaires de Rémailia" et les "grés de Berthelot". Il comprend une alternance de Calcaires (ou Dolomies) et de marnes (ou Argiles), à passées gréseuses plus ou moins fréquents, admettant au sommet une grosse séquence de calcaires clairs.
L'épaisseur de ce membre, mesurée sur la piste au NW d'El Gor est de 190m.

Le membre Calcaréo-gréseux de cette formation peut être daté Valangénien supérieur ou Hautérivien.

La formation des "Calcaires de Rémailia" marque le passage du Jurassique au Crétacé, qui se fait sans discordance visible.

Ce passage correspond grossièrement à la limite entre "Zégla B" et "Zégla C".

▪ **Formation de «Grés de Berthelot»**

C'est un ensemble gréseux, à passées importantes d'argiles admettant le plus souvent un horizon carbonaté dans sa partie supérieure. Dans la zone d'étude, on trouve quelques témoins au Sud de Sebdou, près d'El Gor, dans la zone de Rhoraf et du Djebel El Alatine.

L'épaisseur approximative a été estimée à 750m, dans la région de Berthelot. Cette formation peut être attribuée au Barremien.

- **Le Miocène**

Les affleurements de cet étage sont constitués par une alternance de poudingues ferrugineux à éléments roulés décimétriques, de marnes grises, de grés sableux plus ou moins consolidés, de tufs avec des concrétions calcaires brunes.

- **Le Pliocène**

A) les conglomérats sont groupés comme dépôts caillouteux des Hauts plateaux ou formation continentale Plio-Quaternaire des hauts Plateaux. On les trouve dans la plaine de Sebdou mais surtout à El Gor et plus au Sud vers El Aricha où ils forment le paysage monotone typique des Hauts Plateaux

Ces dépôts sont constitués d'éléments roulés, centimétriques ou décimétriques, plus rarement métriques, au sein d'un ciment calcaire ou dolomitique ferrugineux.

Leur nature lithologique englobe des calcaires, des dolomies, des grés et des silex appartenant aux terrains sous-jacents.

Les dépôts sont subhorizontaux sauf près de Sebdou (embranchement de la route de Beni Bahdel). Ils montrent parfois une belle discordance angulaire sur les assises Jurassiques ou Crétacé.

B) Des calcaires lacustres s'observent dans la plaine de Sebdou, autour du Djebel El Arbi, et près de Terny où une coupe sommaire montre des marnes vertes ou grises, feuilletées, des lignites en bancs minces, des calcaires lacustres blancs, vacuolaires.

Les calcaires lacustres ont un âge Pliocène supérieur.

- **Le Quaternaire**

Il est formé de dépôts non consolidés, de sols où s'établissent des cultures. Près des sources et des cascades, se sont installés des travertins, jaunes, friables, riches en débris végétaux. Les plus importants sont ceux de la Tafna près de Sebdou.

II.3 Reconnaissance géomorphologique

La plaine de Sebdou est clairement limitée par des accidents du relief, accidents qui ont d'ailleurs une expression morphologique très nette. ainsi la limite Nord est constituée par l'abrupt rectiligne ENE du massif de la Tafna, dont le dénivellement par rapport à la ville,

située en contrebas, est de l'ordre de 260m, au-delà de ce dernier point, la plaine s'élargit, et la limite Nord est alors donnée par l'abrupt de la zone de Rhoraba et du Djebel Dar Ech Cheikh. Le dénivellement est ici un peu plus important : 300m.

La Limite Sud-Orientale de la plaine est de la même nature morphologique : deux abrupts qui se relaient à la hauteur du Djebel Maiter, qui longent la plaine sur plus d'une vingtaine de kilomètres depuis le Djebel Touniet, au SW de SEBDOU, jusqu'au Djebel Zaatitt à l'extrême oriental de la feuille de SEBDOU

La plaine de SEBDOU est drainée par un ensemble de cours d'eau qui confluent vers un secteur situé au Nord de la ville.

La partie occidentale de la plaine est drainée par les oueds SEBDOU et El Hamar ; celui-ci étant affluent du premier.

C'est l'oued Tafna, le plus important de la région et vers lequel confluent tous les autres oueds de la plaine, qui permet l'évacuation, vers le NW, des eaux du ruissellement concentré.

II.4 Aspects tectoniques

La direction générale des grandes fractures est SW-NE ; cependant de nombreux accidents sont, soit infléchis vers le Nord, soit orientés WSW-ENE (direction tellienne).

De nombreuses failles, moins importantes, ont une direction SE-NW et s'accompagnent parfois d'un déplacement latéral (cisaillement).

Le style tectonique général est de type cassant, mais on observe aussi quelques déformations souples surtout dans les zones (cisaillement de subsidence).

Les failles sont subverticales dans leur ensemble .elles résultent des déformations du socle et limitent des zones de horsts et de grabens.

Les mouvements profonds ou les réajustements postérieurs récents ont permis aux terrains triasiques plastiques, de monter le long des zones de faiblesse, et parfois de percer les couches sus-jacentes .quand le trias n'affleure pas, on peut tout de même deviner son influence par l'aspect rayonnant que prend parfois le réseau de failles, et surtout par l'existence de fortes anomalies gravimétriques négatives.

Dans la région, on peut individualiser trois provinces tectoniques où les orientations sont sensiblement les mêmes. On distingue ainsi :

- Une province N-W où les directions majeures sont SW-NE,

- Une province S-N, de même orientation que la précédente,
- Une province centrale, plus complexe où les directions principales telliennes (WSW-ENE) recoupent obliquement l'orientation précédente.

La province du N-S qui nous intéresse est à son tour, divisée en plusieurs unités parmi lesquelles nous trouvons la zone effondrée de SEBDOU

II.5 Sismicité de la région d'étude

Vue l'importance revêtue qui le risque sismique auquel est soumis un ouvrage hydraulique, doit être un élément très important dont il faut tenir compte durant la conception de celui ci, notamment s'il s'agit d'une conception de petit barrages ou de retenues collinaires ; en cas de défaillance de leurs structures et compositions, elles pourraient engendrer des dommages catastrophiques.

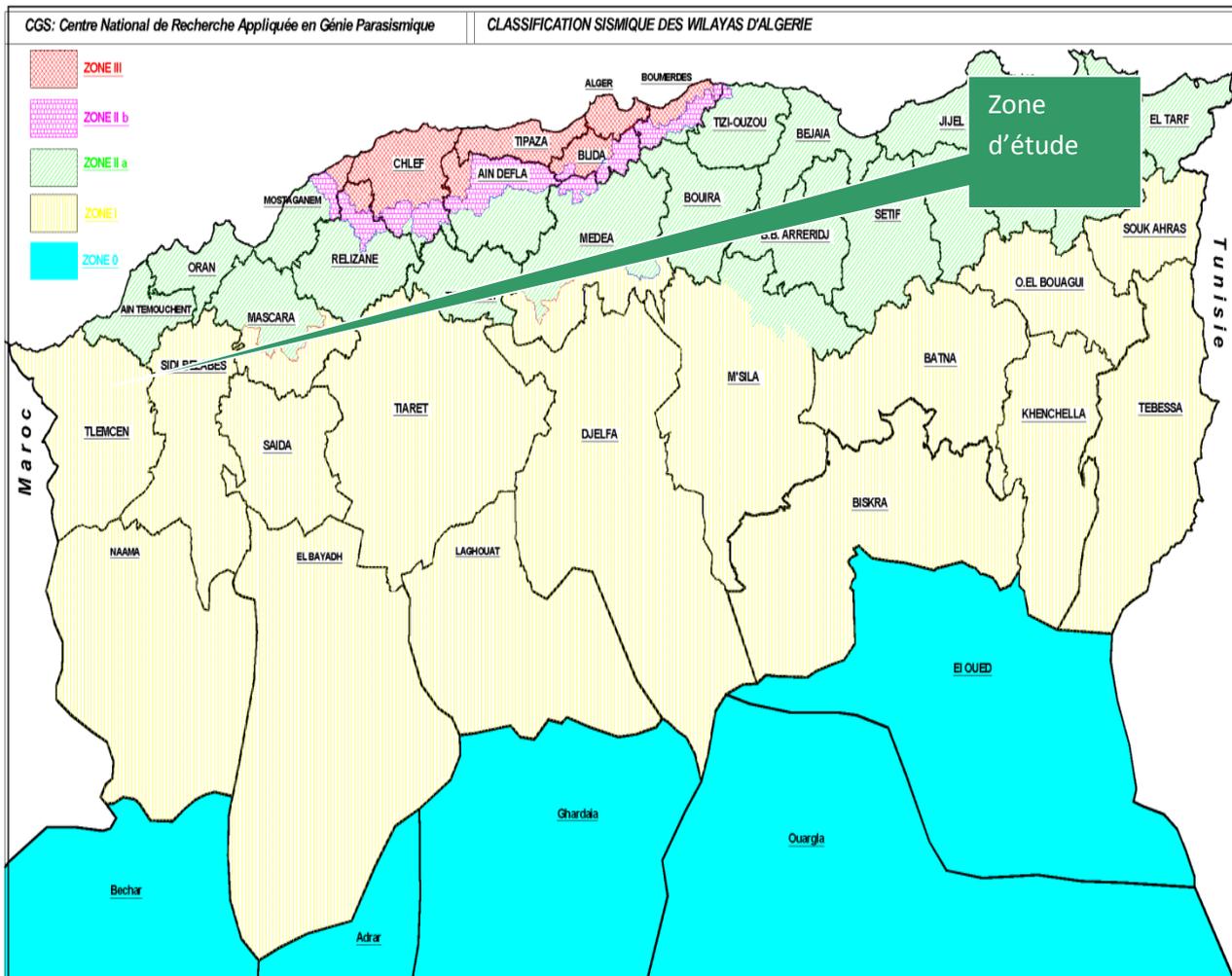


Figure VII. 2: Carte de zonage sismique du territoire national

➤ Zone sismique

Selon la règle RPA 99, en divisé cinq (05) zones de sismicité définies sur la carte des zones de sismicité :

- ✓ Zone 0 : sismicité négligeable
- ✓ Zone I : sismicité faible
- ✓ Zones IIa et IIb : sismicité moyenne
- ✓ Zone III : sismicité élevée

Selon les critères de classification du RPA La retenue sera implantée dans une région ayant une activité sismique faible (**zone I** d'après le RPA 99 VERSION 2003). L'ouvrage devra être conçu de façon à ce qu'il résiste aux plus secousses telluriques

Notre site se situe sur **la zone sismique IIb** donc le coefficient de l'accélération sismique est de **a=0.25**.

II.6 Géologie de la cuvette:

➤ SITE DE CHAABAT EL HAMMAR

La cuvette ou vallée inondable est formée

Des dépôts Plio-quaternaires qui consistent en des conglomérats de faible épaisseur, affleurant le long du lit de la chaabet, c'est une série à éléments hétérométriques et hétérogènes, avec un léger niveau conglomératique (voir figure n°2)

Rive droite

Rive gauche

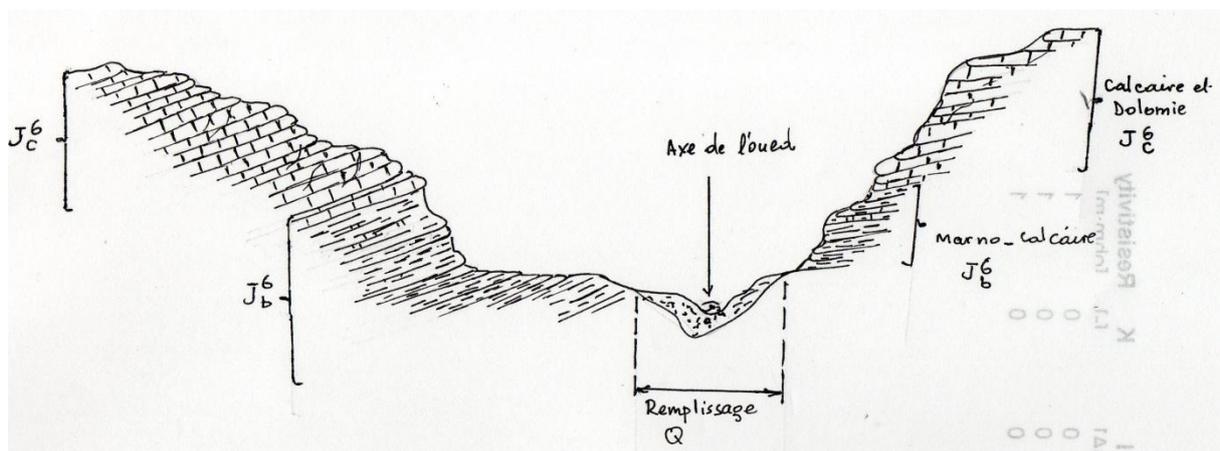


Figure VII. 3: Coupe géologique schématique au niveau de l'axe de la digue de CHAABAT EL HAMMAR

Des affleurements des formations de calcaires et dolomies du jurassique supérieur (Kimméridgien),

Les calcaires dolomitiques du kimméridgien supérieur attribués aux dolomies de TERNY, ce sont des calcaires très fissurées à surface Karstique, constituent les affleurements des monts entourant la cuvette de la retenue de CHAABAT el HAMMAR cette formation surmonte la formation qui constituent l'assise de la cuvette.

Les marno-calcaires du kimméridgien moyen, ce sont des marnes grises, rognoneuses, esquilleuses, intercalées de nombreux lits et bancs marneux durs, cette formation est limitée au sommet par les calcaires bleus appartenant aux premières assises des dolomies de TERNY Un log de cette formation est pris sur la rive gauche de CHAABAT El HAMMAR montre la formation marneuse avec des passages durs alternés avec des bancs de faible épaisseur de calcaire marneux, ces derniers sont friable en surface. Cette formation constitue l'assise imperméable de la cuvette de CHAABAT El HAMMAR.

II.7 Étude géotechnique

I.7.1 Introduction

L'étude géotechnique de la dite retenue collinaire est basée essentiellement sur les visites de reconnaissance de terrain. Durant ces visites, un programme de travaux de terrain a été réalisé, à savoir :

- l'exécution de fouilles et tranchées avec des prélèvements d'échantillons de sol en différents endroits de la retenue en zones d'emprunt pour remblai de la digue et d'emprise, afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue.
- ainsi que, la détermination de la structure géomécanique du sous sol de fondation à différents niveaux au laboratoire (essais géotechniques et chimiques du sol).

I.7.2 Prospection géotechnique du terrain

Saïte (07) fouilles et tranchées d'une profondeur moyenne de 3,50 mètres, ont été exécutées en différents endroits au niveau du site de retenue collinaire de **CHABET LOUZ** quatre (04) puits au niveau de la zone d'emprise et (03) puits au niveau de la zone d'emprunt de la digue.

Ceci en plus des prélèvements d'échantillons de sol et de sous sol prélevés à différentes profondeurs afin de connaître et déterminer respectivement la structure géomécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue et ses ouvrages annexes, ainsi que l'évaluation

quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction du retenue collinaire.

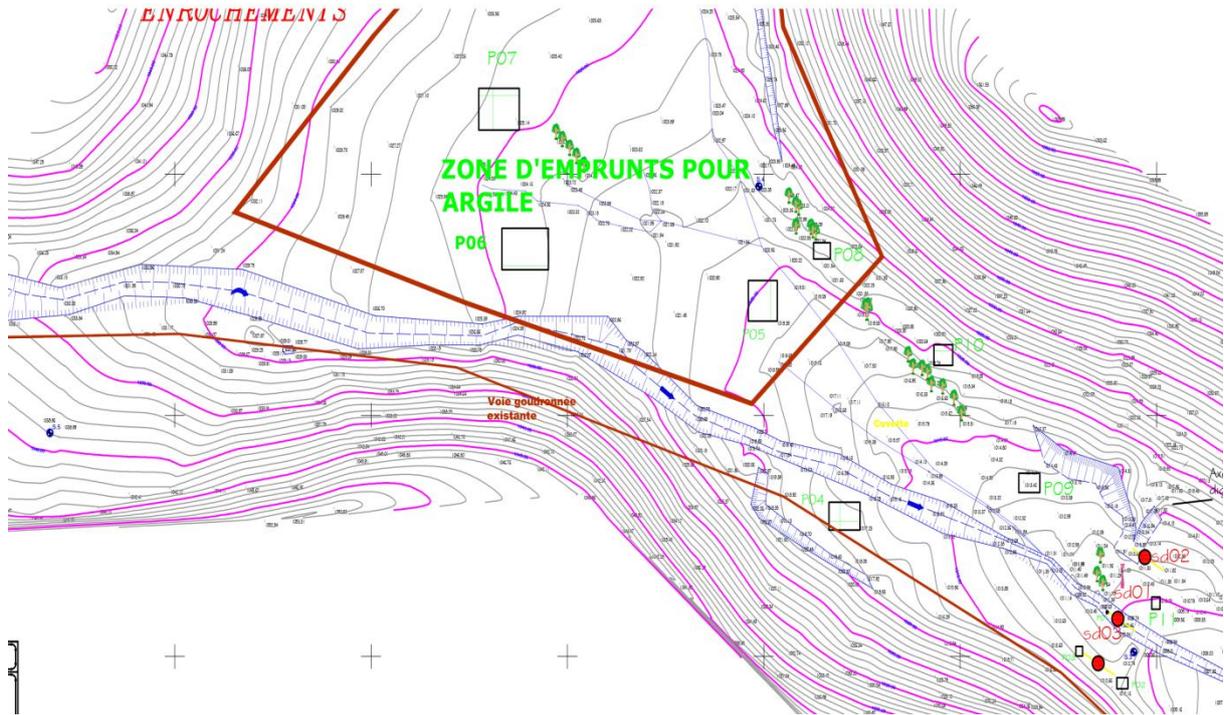


Figure VII. 4: zone d'emprunts pour argile

II.7.2.1 Prospecion géotechnique de laboratoire

Des échantillons de sol représentatifs prélevés des fouilles sont soumis aux essais physico-chimiques et mécaniques.

Nombre d'essais

- Analyses granulométriques.
- Limites d'Atterberg.
- Poids volumiques apparents.
- Teneurs en eau.
- Cisaillement direct UU.
- Compactage Proctor normal.
- Teneurs en carbonates.

II.7.2.2 Résultats des données géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation

❖ Alluvions récentes et actuelles du fond de la vallée (lit d'Oued)

Représentées de cailloux, graviers, sables faiblement argileux limoneux. Ces matériaux appelés terrasses proviennent de la désagrégation physique et l'altération chimique des roches mères. Elles comblent le fond de la vallée de l'Oued Geurroudjia sur une profondeur de 3,5 m. Elles se caractérisent par les propriétés suivantes :

Tableau II 1 : Résultats des essais sur le lit d'Oued

Analyse granulométrique	graviers	0.15% __ 32.4%
	Sable	7.28% __ 11.49%
	Argile	60.32% __ 88.36%
WL	35.26% __ 37.75%	
Wp	20.6% __ 23.7%	
Cohésion (Cu)	0.78bar	
Angle de frottement (ϕ u)	26.73 degrés	
Indice de plasticité (Ip)	11.56% __ 17.15%	
Compression simple (R _C)	1064.10 kg/cm ²	
Perméabilité (K)	10 ⁻⁶ __ 10 ⁻⁸ m/s	
Densité humide (γ_h)	1.85 g/cm ³ __ 2.957 g/cm ³	
Teneur en eau (W)	4.75% __ 6.33%	

❖ Rive gauche et droite (Substratum marneux et calcaire marneux)

Tableau II 2: Tableau récapitulatif des résultats des essais sur les rives

Analyse granulométrique	graviers	8.48% __ 28.49%
	Sable	9.25% __ 18.02%
	Argile	53.49% __ 81.50%
Densité sèche (γ_d)	1.82 g/cm ³ __ 2.997 g/cm ³	
Limite de liquidité (Wl)	31.6% __ 32.5%	
Limite de plasticité (Wp)	17.64% __ 20.5%	
Indice de plasticité (Ip)	11.6% __ 13.96%	
Cohésion (Cu)	0.78 bars	
Angle de frottement (ϕ u)	26.73 degrés	
Perméabilité (K)	0,9. 10 ⁻⁸ __ 1,4. 10 ⁻⁹	
Teneur en eau W	2.11 % __ W= 6.30 %	
Compression simple (R _C)	791.2 kg/cm ² __ 884.8 kg/cm ²	

Les marnes ont une résistance à la compression simple et moyenne, et de l'ordre de coefficient de perméabilité 10⁻⁹ m/s donc pratiquement imperméables.

Le coefficient de perméabilité est de l'ordre de 10⁻⁸ m/s pour les argiles caillouteuses donc pratiquement imperméables

❖ Terrain de la zone d'emprunt

Tableau II 3: Tableau récapitulatif des résultats des essais physique sur la zone d'emprunt

Analyse Granulométrique :	Gravier	7 % __ 62.95%
	Sable	7.19% __ 21.61%
	Fines	24.81% __ 78.32%
Teneur en eau W	3.80% __ 15.29%	
Perméabilité (K)	1.5*10 ⁻⁹ __ 3.0*10 ⁻⁶	
Limite de liquidité (L _L)	27.00% __ 46.20%	
Limite de plasticité (L _P)	14.36% __ 22.39%	
Indice de plasticité (I _P)	7.20% __ 26.62%	
Compressibilité (P _c)	2.91 Kg/cm ²	
Coefficient de tassement (C _t)	10.63 %	
Coefficient de gonflement (C _g)	1.58 %	
Teneur en eau maximale (W _{opt})	13.9% __ 18.5 %	
Densité sèche optimale ($\gamma_{d \text{ opt.}}$)	1.73 gr/cm ³ __ 1.86 gr/cm ³	
Cohésion (Cu)	1.15Kg/cm ²	
Angle de frottement (ϕ u)	26.95°	
Densité humide (γ_h)	1.29 g/cm ³ __ 1.95 g/cm ³	

Ce sont des matériaux argileux caillouteuses, peu plastiques, faiblement sensibles à l'eau et appartenant, en général, selon la classification Américaine U.S.C.S (L.C.P.C) à la classe CL (Ap).

❖ Analyses chimiques

Tableau II 4 Tableau récapitulatif des résultats des analyses chimiques sur la zone d'emprunt

Le type des essais :	Le nombre des essais :
Analyse chimique sommaire du sol	
Teneur en carbonate (CaCO ₃)	4.96% __ 65.14%
Matière organique (MO)	1.55 __ 4.15

❖ CONCLUSION :

Les matériaux de la zone d'emprunt représentent des caractéristiques géotechniques différentes en chaque point. Dans l'ensemble, cette zone est constituée d'argile non gonflante et moyennement plastique (CL); sauf dans quelques puits où le pourcentage des graviers est peu élevé par rapport aux fines. Le pourcentage des fines varie d'un puits à l'autre, fluctuant de 24 % à 74%. D'après l'abaque d'engineering for dam, les matériaux argileux présentent une perméabilité qui varie de 10^{-6} m/s à 10^{-10} m/s selon la granularité des matériaux. Ces matériaux sont sensibles aux variations de la teneur en eau.

I.7.3 Caractéristique des matériaux pour le calcul de la stabilité de la digue

Le tableau suivant représente les Caractéristique géotechnique des déférents matériaux de la digue et de la fondation.

Tableau II 5 Caractéristique géotechnique des déférents matériaux de la digue et de la fondation.

Paramètres	Unité	Digue
ϕ°	Degré	27
C	t/m ²	0.78
γ_{sat}	t/m ³	0.985
γ_d	t/m ³	1.86
γ'	t/m ³	1.25

Conclusion et recommandations

Après analyses de toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site de la présente retenue collinaire (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage collinaire), On peut conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'une retenue collinaire sur Oued de **CHAABAT LOUZ** willaya de Tlemcen

Chapitre : Troisième

Etude Hydrologie

III.1 Introduction

Le dimensionnement des ouvrages hydrotechniques passent par une étude hydrologique. L'hydrologie est une science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, en commençant par les précipitations, les écoulements, les évaporations et les infiltrations, et arrivant à des débits moyens et extrêmes.

Le but de ce chapitre est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques du cours faisant l'objet d'étude. Dans ce cadre nous procédons à étudier le bassin versant sur oued **CHAABAT LOUZ**, d'abord on va déterminer les paramètres géométrique et morphologique du bassin, les caractéristique climatologiques, tel que les précipitations, puis la quantification des apports liquides disponibles, ainsi que les apports solides engendrés. La partie la plus importante est celle qui concerne l'étude des crues extrêmes : nous allons calculer les débits de crue par les formules empirique et par la méthode GRADEX. Afin de déterminer le volume utile et les différentes hauteurs et cotes de la digue, on doit faire la régularisation des débits, ensuite un laminage de crues. Et finalement une étude d'optimisation pour opter une largeur optimale du déversoir.

III.2 Le Bassin versant

Le bassin versant ou bassin d'alimentation au droit d'une section de mesure (futur axe de barrage), est définie comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ces affluents en amont de cette section. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux.

III.2.1 Caractéristique géographiques du bassin versant

Les coordonnées UTM (Fuseau 31) de l'axe du barrage sont les suivantes :

$X = 126.700$

$Y = 156.300$

$Z = 1009.5 \text{ m}$

La délimitation du bassin versant faite en utilisant le logiciel ArcGis 10.4 :

Réseau hydrographique de l'oued chaabet louz

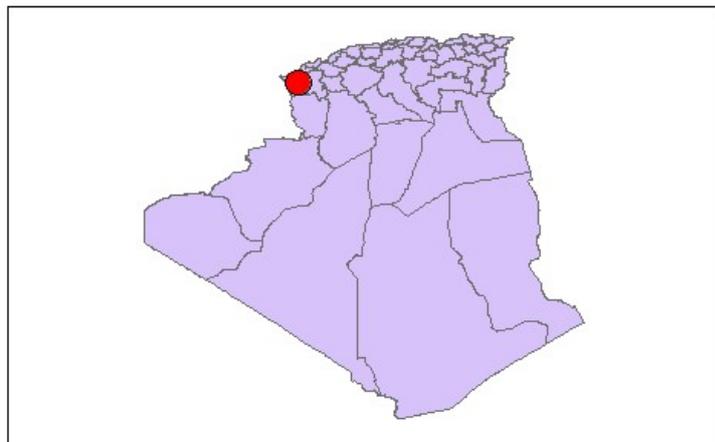
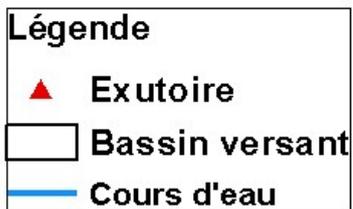
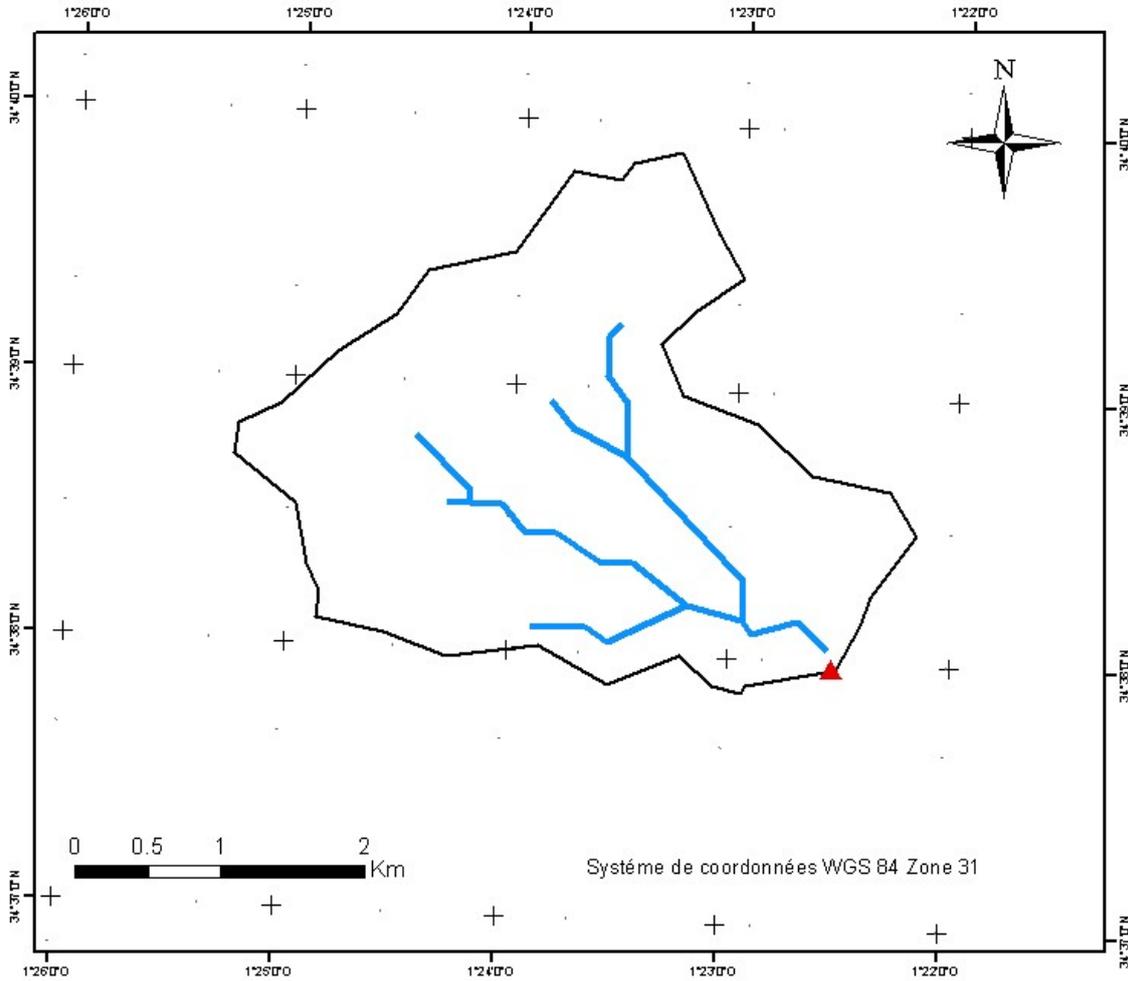


Figure III. 1 :Délimitation du bassin versant de Chaabt Louz

III.2.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant

- a. Surface du bassin versant: $S = 9.94 \text{ km}^2$.
- b. Périmètre du bassin versant: $P = 14.48 \text{ Km}$.
- c. Longueur du thalweg principal : $L_{cp} = 4.20 \text{ km}$
- d. Altitudes du bassin versant :
- Altitude maximale : **1348 m**.
 - Altitude minimale : **1009.5 m**.

III.2.3 Caractéristiques morphologiques

a) Indice de compacité de Gravelouse K_c

L'indice de compacité K_c d'un bassin versant est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant et qui sert à déterminer la forme du bassin versant. Il dépend de la surface du bassin et de son périmètre. Nous avons :

$$K_c = \frac{P}{P} = \frac{P}{2\pi R} \quad (\text{III.01})$$

$$S = \pi R^2 \quad \text{Et} \quad R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad \text{alors : } K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}}$$

Avec : P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km^2)

R : circonférence du cercle équivalent (Km)

$$\text{AN : } K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{14.48}{2\pi \sqrt{\frac{9.84}{\pi}}} = 1.29$$

Si $K_c \leq 1,28 \Rightarrow$ bassin ramassé

Si $K_c > 1,28 \Rightarrow$ bassin allongé

Dans notre cas nous avons : Comme : $K_c = 1.29$, Le bassin est de forme allongée

b) Coefficient d'allongement

$$K_p = \frac{L_{cp}^2}{S} \quad (\text{III.02})$$

L_{cp} : La longueur du talweg principal (Km) ;

S : La superficie du bassin versant (km^2).

$$K_p = \frac{4.20^2}{9.94} = 1.7$$

Plus K_p est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grand et plus la crue est moins violente

Dans notre cas, cet indice est moyen.

c) Rectangle équivalent

C'est la transformation purement géométrique en un rectangle de dimension L et l'ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux du point 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 côtés

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2(L + l) \quad \text{Et} \quad S = L \times l$$

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

$$L, l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (\text{III.03})$$

AN :

$$L = 1.37 \frac{\sqrt{9.64}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.37} \right)^2} \right) = 5.34 \text{ Km}$$

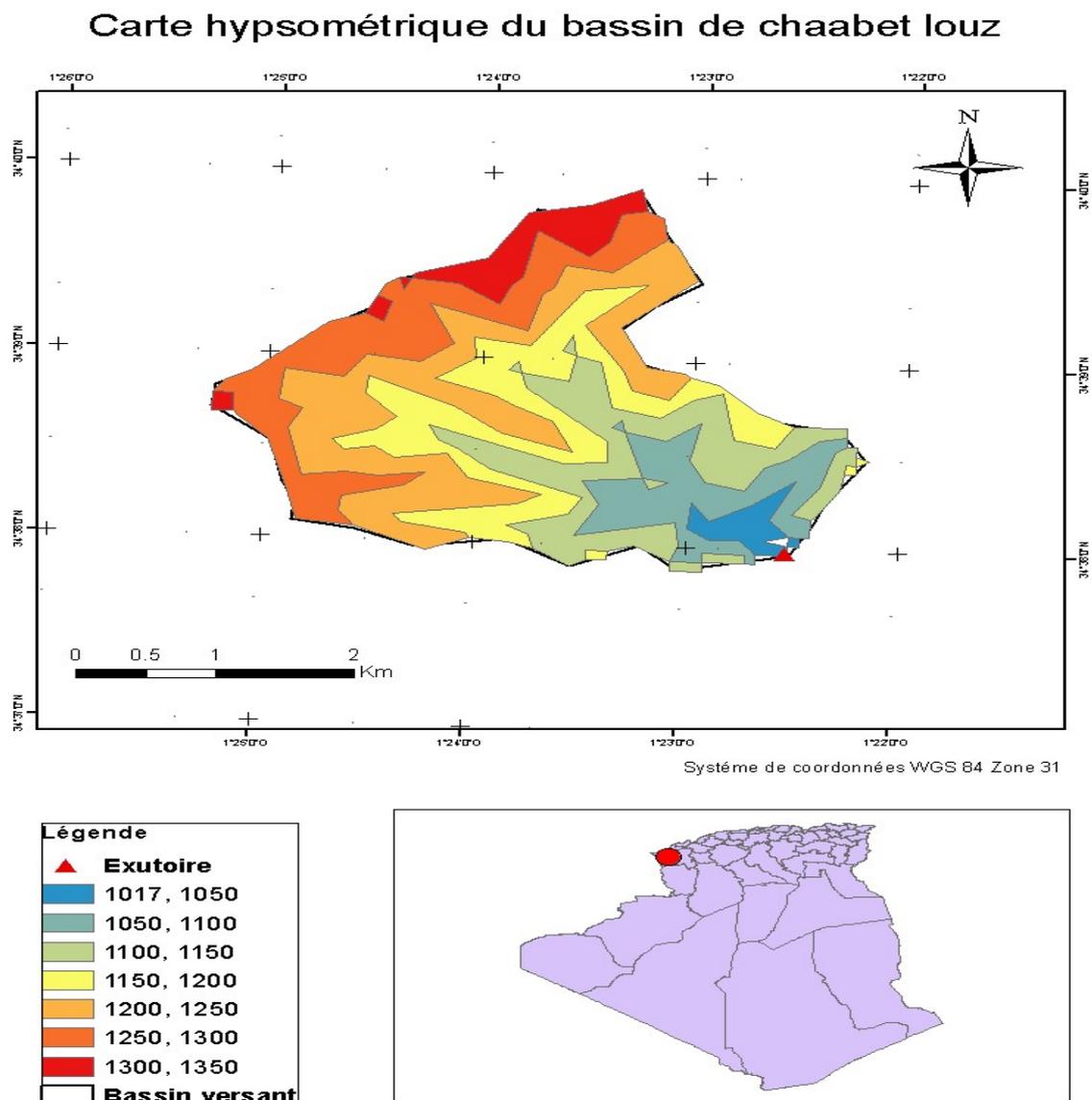
$$l = 1.37 \frac{\sqrt{9.64}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.37} \right)^2} \right) = 1.79 \text{ Km}$$

On obtient : $L = 5.34 \text{ km}$ et $l = 1.79 \text{ km}$

$$L = 5.34 \text{ km}$$

d) Répartition et courbe hypsométrique

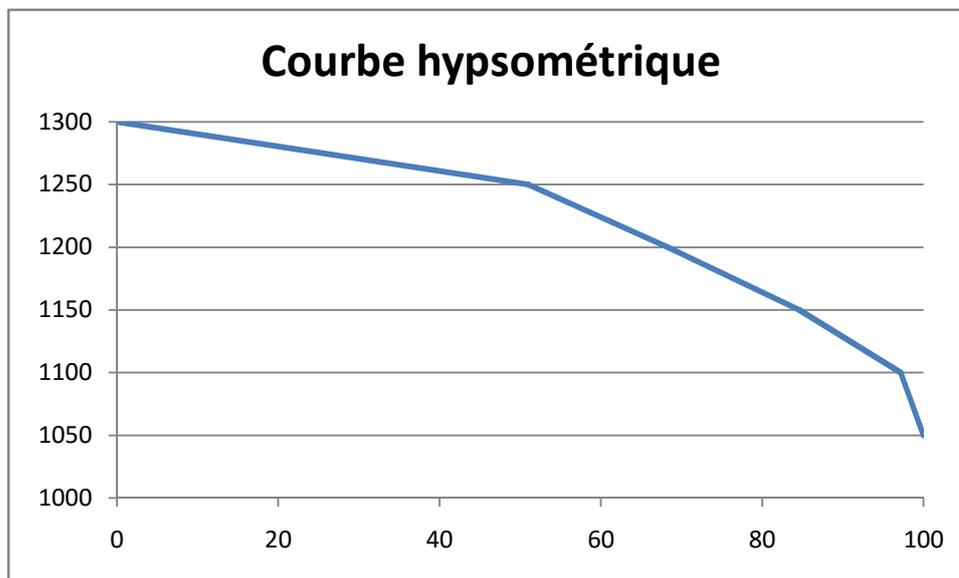
La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus de l'altitude représentée en ordonnée. La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée à l'aide d'un logiciel de SIG. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. Cette dernière, a été identifiée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes.



:Figure III. 2 :Carte hypsométrique du bassin versant de CHAABAT LOUZ

Tableau III 1. Coordonnées de la courbe hypsométrique

Elévation Moyenne (m NGA)	Surfaces (Km2)	Surface		Cumul		Altitudes cumulées (%)
		S(KM)	%	S(KM)	%	
1300	0	0	0	0	0	100.00
1250	4.7	4.7	49	4.7	50.98	80.00
1200	1.6	1.78	17	6.3	68.33	60.00
1150	1.5	1.56	15	7.8	84.60	40.00
1100	1.16	1.16	12	8.96	97.18	20.00
1050	0.26	0.62	7	9.94	100.00	0.00

**Figure III. 3 :** Courbe hypsométrique du bassin versant de Chaabt Louz

- **Altitude médiane:**

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

$$H_{med} = H_{50\%} = 1248.5 \text{ m}$$

- **Altitude moyenne:**

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \quad (\text{III.04})$$

$$\text{Avec : } H_i = \frac{H_{i-1} + H_i}{2}$$

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveaux consécutives en (Km²)

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives en (m)

S : Superficie du bassin versant en (Km²)

$$H_{moy} = 1178.75m$$

- **$H_{max}=1348m$.**
- **$H_{min}=1009.5m$.**
- **Pente moyenne du bassin versant :**

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{\bar{S}} \quad (\text{III.05})$$

Avec :

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives(m)

$L_1 L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

En utilisant le logiciel ArcGis (pour la détermination des longueurs de courbes de niveau), on a trouvé une pente moyenne de %

e) **Indice de pente globale I_{pg} : [1]**

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D_{max} - D_{min}}{L} \quad (\text{III.06})$$

Avec:

D_{max}, D_{min} : Altitudes maximale et minimale

$D = 1224,83 - 427,57 = 797,26$ m.

L : longueur du talweg principal.

$I_{pg} = 0.083 = 8.3\%$

Selon la classification d'OROSTOM donnée par le tableau, le relief du site retenu est fort $0.05 < I_{pg} \Rightarrow$ **Donc le relief est Très fort**

Tableau III.02 : Classification de l'O.R.S.T.O.M.

1	Relief très faible	$D_s < 10 \text{ m}$	$I_g < 0.002$
2	Faible	$10 < D_s < 25 \text{ m}$	$0.0002 < I_g < 0.005$
3	Assez faible	$25 < D_s < 50 \text{ m}$	$0.0005 < I_g < 0.01$
4	Modéré	$50 < D_s < 100 \text{ m}$	$0.01 < I_g < 0.02$
5	Assez fort	$100 < D_s < 250 \text{ m}$	$0.02 < I_g < 0.05$
6	Fort	$250 < D_s < 500 \text{ m}$	$0.05 < I_g < 0.5$
7	Très fort	$D_s > 500 \text{ m}$	$0.5 < I_g$

f) Indice de pente moyenne I_{pm} :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - min}{L} = \frac{1348 - 100}{5.34} \quad (III.07)$$

$$I_{pm} = 63.38951 \text{ m/km} = 0.063389 \text{ m/m} = \mathbf{6.34\%}.$$

III.2.4 Caractéristiques hydrographique :

1. Pente moyenne de cours d'eau principal I_c :

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

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta l} \quad (III.08)$$

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

ΔL : LONGUEUR du cour d'eau (km). = 5764.9m = 5.76 km

$$\Delta H = 882 - 296 = 586 \text{ m}$$

$$\text{A.N : } I_c = 47.91 \frac{\text{m}}{\text{km}} = 0.04791 \frac{\text{m}}{\text{m}} = \mathbf{4.79 \%}$$

2. Densité de drainage :

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S} \quad (\text{III.09})$$

Avec :

L_i : somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km)

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

AN: **Dd = 2.48 Km/Km²**

3. Temps de concentration

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de point hydrauliquement le plus éloigné du bassin pour arriver à l'exutoire.

Pour l'estimation du temps de concentration, on adoptera la moyenne des résultats des relations suivantes :

- **Formule de GIANDOTTI**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{\text{MOY}} - H_{\text{MIN}}}} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (h).

L_p : Longueur du talweg principal (Km).

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

H_{MOY} : Altitude moyenne du bassin versant (m).

H_{MIN} : Altitude minimale du bassin versant (m).

- **La formule de Kirplich**

$$T_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times I^{-0.385}$$

T_c : le temps de concentration (min).

L : la longueur du Talweg (m).

I : la pente moyenne du talweg principal (m/m).

- **La formule de Passini**

$$T_c = 0.108 \times \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{I_p}}$$

T_c : le temps de concentration (min).

S : la surface du bassin versant (Ha).

L : la longueur du Talweg (m).

- **Formule Bourrier**

$$T_c = 4 \times \left(\frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{P}} \right)^{0.75}$$

I_{cp} : Pente moyenne du cours d'eau principal (m/m).

L_{cp} : longueur du cours d'eau principal (km).

Tableau III 2 : Tableau Récapitulatif des temps de concentration

Relation	Unité	Chaabet Louz (bassin versant chaabet El Hémmar)
Kirpich	Heures	1.02
Passini	Heures	1.27
Bourrier	Heures	1.20
Giandotti	Heures	1.26

On prend la valeur minimale, donc **$T_c=1.024$ h**

4. 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 météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \quad (\text{III.11})$$

L_{cp} : Longueur du thalweg principal en (Km).

T_c : Temps de concentration en (h).

A.N : $V_r = 4.12 \text{ km/h} = 1.44 \text{ m/s}$.

Le tableau suivant récapitule toutes les caractéristiques du bassin versant

Tableau III 3 Tableau Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant

Désignation		Symbol	Unité	Valeur
Exutoire	X	/	km	126.700
	Y	/	km	156.300
	Z	/	m NGA	1009.50
Superficie		S	km ²	9.94
Périmètre		P	km	14.48
Pente moyenne du cours d'eau principale		Icp	%	
Longueur du cours d'eau principale		Lcp	km	4.20
Altitudes	Max	Hmax	m	1348
	Min	Hmin	m	1009.5
	Moyenne	Hmoy	m	1178.75
	Médiane	H50%	m	1248.5
Réctangle équivalent	Longueur	L	km	5.34
	Largeur	l	km	1.79
Indice de compacité		Ic	/	1,37
Coefficient d'allongement		Kp	/	1.83
Pente moyenne du BV		Im	%	6.34
Indice de pente globale		Ipg	%	0.083
Indice de pente moyenne		Ipm	%	13.96
Densité de drainage		Dd	km/km ²	2.48
Temps de concentration		Tc	h	1
Vitesse de ruissellement		Vr	m/s	

III.3 Caractéristiques climatologiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et des ouvrages annexes. Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

III.4.6 Températures

Quelques relevés de températures extrêmes enregistrées au sein de la région étudiée, montrent nettement les variations climatiques tant au niveau des crêtes que sur le bassin de la Tafna. De ce fait, il est à signaler que notamment que la partie nord du bassin est climatiquement adoucie par l'effet régulateur des entrées marines par rapport à la partie sud continentale et montagneuse où les températures sont beaucoup plus importantes en été et moins basses en hiver, ce qui confirme l'hypothèse de régulation des espaces humides sur le relief.

Tableau III 4 : Température enregistrée dans la station de Sebdu

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AUT	Année
Moyenne	22,2	17,3	12,8	9,4	7,8	9,5	11,7	13,3	17,3	21,6	25,7	26,2	16,2
Maxima	33.6	28.8	23.3	19.0	18.8	20.0	20.6	27.2	29.7	34.0	36.6	35.6	27.3
Minima	12.7	7.9	3.4	1.7	0.4	0.3	3.0	5.0	6.8	10.5	15.3	16.7	7.0

Source A.N.R.H

On remarque que la température maximale est enregistrée au mois d'Août (26.2°) et la température minimale au mois de janvier (7.8°). La température annuelle moyenne est de 16.2°

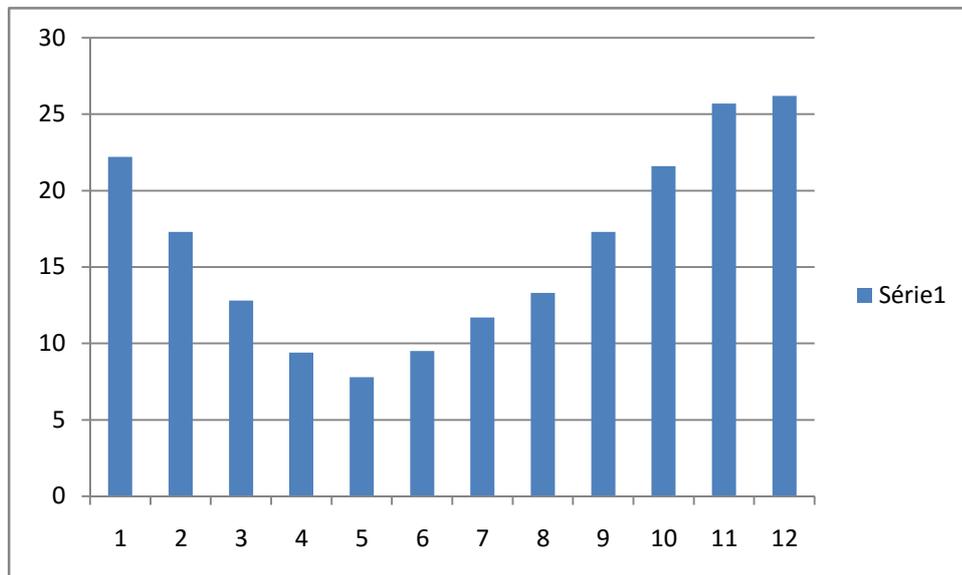


Figure III. 4 : Répartition mensuelle de la température.

III.4.7 Evaporation

Dans cette région, la tranche d'eau évaporée annuellement est presque toujours supérieure aux précipitations, et cet excès croît considérablement avec l'aridité de climat. Le processus de l'évaporation nous permet d'étudier directement la transformation physique de l'eau en vapeur à partir des surfaces libres. Les relevés effectués à la station de sebdou dans le bac d'évaporation classique a pu situer la tranche d'eau qui pourrait se transformer en vapeur de manière convenable. La répartition mensuelle illustre notamment ce type de variations irrégulières dont les écarts par rapport à la moyenne sont nettement considérables pendant la journée. C'est l'effet caractéristique du climat continental qui agit directement sur le comportement des facteurs évaporant. La tranche d'eau maximale brute évaporée annuellement sur une surface libre est estimée à près de 1239 mm.

Tableau III 5: Evaporation Potentielle enregistrée dans la station de Sebdu

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AUT	Année
ETP	127	86	55	39	41	50	82	105	137	155	181	179	1239
P %	10,3	6,9	4,4	3,1	3,3	4,0	6,6	8,5	11,1	12,5	14,6	14,4	100,0

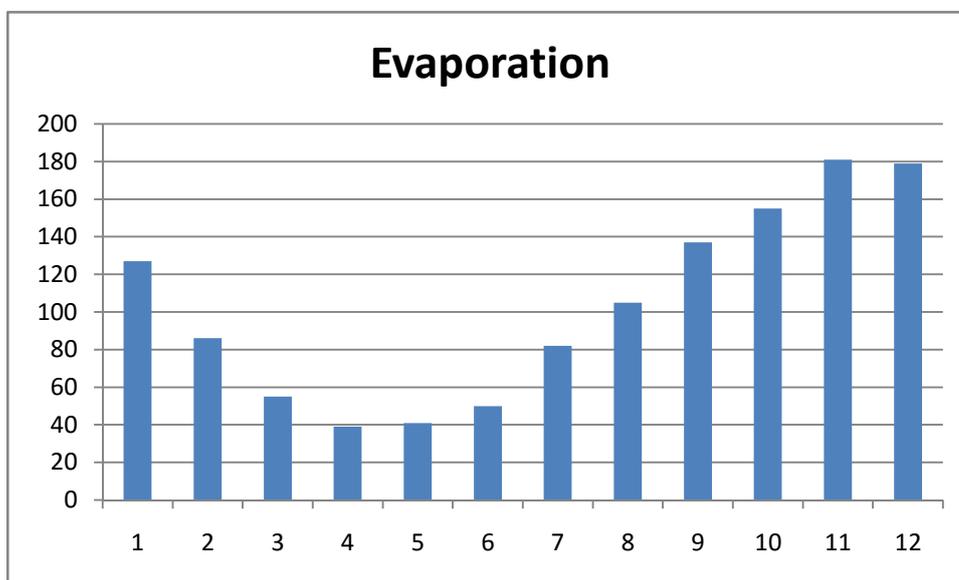


Figure III. 5: Répartition mensuelle d'évaporation

III.4.8 Pluviométrie

Dans la région définie par le bassin hydrographique de Sebdu, on dispose de plusieurs postes pluviométriques avec un nombre d'années d'enregistrements assez longs. Les périodes exploitées pour cette étude, concernent pratiquement plusieurs séries de précipitations mensuelles relatives aux postes répartis uniformément à l'extérieur du bassin. En ce sens, le réseau pluviométrique de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques, combiné à celui de l'Office National de la Météorologie, est assez dense pour permettre d'évaluer correctement les principaux paramètres de la pluviométrie tant dans le temps que dans l'espace.

Ainsi donc, compte tenu du nombre réduit de stations ayant fonctionné sur une longue période, nous nous sommes limités à exploiter seulement la pluviométrie enregistrée durant la période postérieure à 1970 pour des raisons de disponibilité de séries non lacunaires d'une part, et dans le souci de traiter une analyse pluviométrique spatiale prenant en compte les contraintes climatiques récemment ressenties par l'exploitation des eaux superficielles. La période exploitée a été étendue à près de 60 années compte tenu de la carte pluviométrique éditée par l'ANRH, soit 1922-1960 et 1969-1990, représentant et les séquences humides et les séquences sèches.

III.8.4.1 Répartition mensuelle de la pluviométrie

Partant des relevés pluviométriques ainsi déterminés sur la carte de référence (ANRH 1922-60 et 1969-2003), il a été possible de procéder à l'évaluation des valeurs interannuelles mensuelles et annuelles du bassin, en étendant la période standard à près de 31 années. Cependant, compte tenu des fluctuations pluviométriques irrégulières, subies particulièrement à l'ouest du pays, les valeurs interannuelles mensuelles ne suivent pas légèrement la même logique de répartition pour les deux périodes d'observation, comme c'est le cas de la station de Sebdu, notamment, en raison des perturbations climatiques évolutives traduites par le décalage saisonnier, en cette période de la dernière sécheresse. La pluie moyenne annuelle pour la période 1975-2006 est estimée à 368 mm.

Tableau III 6 : Répartition de la pluie mensuelle moyenne de la station de Sebdu (code 16-04-05)

Période	SEPT	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AOU	An
P _m (mm)	19,8	29,1	44,1	44,8	47,7	48,7	44,2	34,7	32,3	10,4	4,7	7,5	368,0
P%	5,4	7,9	12,0	12,2	13,0	13,2	12,0	9,4	8,8	2,8	1,3	2,0	100,0

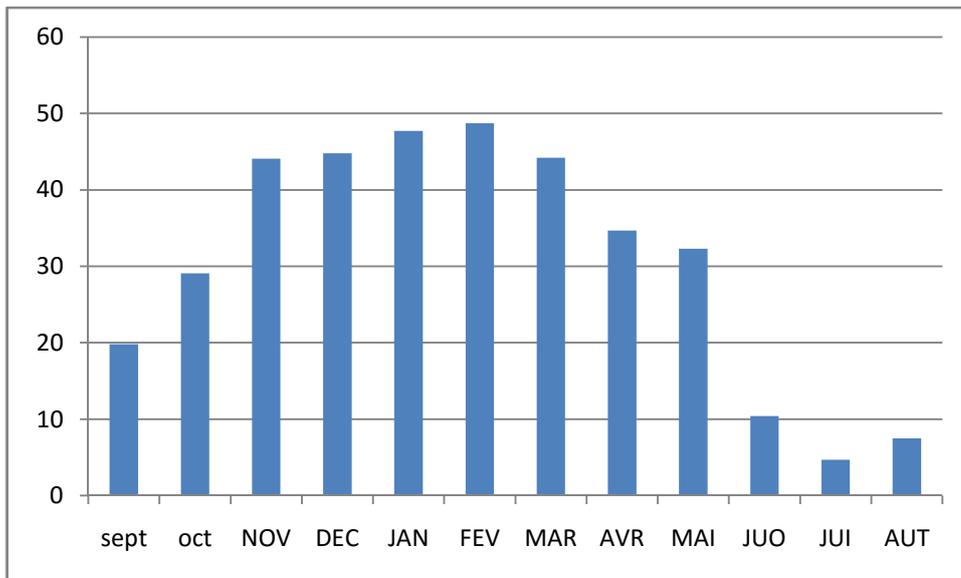


Figure III. 6:Répartition mensuelle des précipitations

III.8.4.2 Précipitations maximales journalières

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 160405 a été choisie comme étant la plus représentative des maxima journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

A. Estimation des pluies journalières maximales

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

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

Tableau III 7 Pluies maximales journalières de la station de Sebdou

ANNEE	Pj max	ANNEE	Pj max
1975	109.3	1995	137.1
1976	94.7	1996	61
1977	115.7	1997	78.5
1978	147.1	1998	93.5
1979	152.4	1999	80
1980	154.6	2000	112.1
1981	90.5	2001	180.2
1982	82.6	2002	143.2
1983	64.7	2003	72.6
1984	96.7	2004	69.7
1985	91.1	2005	88.7
1986	139.7	2006	109
1987	56.5	2007	106
1988	140.8	2008	170
1989	96.8	2009	67.6
1990	146.5	2010	47.6
1991	130.5	2011	65.3
1992	61.7	2012	159.9
1993	61.6	2013	117.6
1994	140.6	2014	84.3

Source : ANRH

B. Homogénéité de la Série pluviométriques

Le test d'homogénéité appliqué sur les données pluviométriques est important pour la détection des valeurs erronées dans les séries étudiées. Le test de Wilcoxon est le plus puissant test non paramétrique, souvent sollicité dans les études hydrologiques (études des pluies et des apports).

- 1- La série de donnée d'origine devra être divisée en deux sous séries X et Y telles que N_1 et N_2 représentant respectivement le nombre (taille) de ces deux séries, avec $N_1 \leq N_2$.
- 2- classer la série d'origine par ordre croissant XUY croissant puis on attribue à chaque valeur son rang en précisant à quelle sous série elle appartient.

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

$$W_{min} < W_x < W_{max} \dots\dots\dots (III.17)$$

Avec :

$$W_x = \sum |rangx| \dots\dots\dots (III.18)$$

W_x : Somme des rangs de l'échantillon x

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

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

Tableau III.8 Test de Wilcoxon

X	Y	Ordre croissant	origine	Rang
109.3	61.7	47.6	Y	0
94.7	61.6	55.4	Y	0
115.7	140.6	56.5	Y	0
147.1	137.1	61	Y	0
152.4	61	61.4	X	5
154.6	78.5	61.7	Y	0
67	93.5	61.7	Y	0
76.7	80	65.3	Y	0
61.4	112.1	67.6	Y	0
96.7	180.2	69.7	Y	0
82.6	143.2	72.6	Y	0
139.7	72.6	76.7	X	12
56.5	69.7	78.5	Y	0
140.8	88.7	80	Y	0
96.8	109	82.6	X	15
146.5	106	84.3	y	0
130.5	170	88.7	Y	0
	67.6	93.5	Y	0
	47.6	94.7	X	19
	65.3	96.7	x	20
	159.9	96.8	X	21
	117.6	106	Y	0
	84.3	109	Y	0
		109.3	X	24
		112.1	Y	0
		115.7	X	26
		117.6	Y	0
		130.5	X	28
		137.1	Y	0
		139.7	X	30
		140.6	Y	0
		140.8	X	32
		143.2	Y	0
		146.5	X	34
		147.1	X	35
		152.4	X	36
		154.6	X	37
		159.9	Y	0
		170	Y	0
		180.2	Y	0

$N_1=17$; et $N_2=23$

A.N :

$$W_x = 374 ; \quad W_{\min} = 276.36 \quad ; \quad W_{\max} = 420.64$$

$W_{\min} < W_x < W_{\max} \rightarrow$ L'hypothèse d'homogénéité est vérifiée \rightarrow La série est homogène

C. Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1-la loi de log-normale (droite de GALTON).
- 2-la loi de GUMBEL (droite de HENRY).

1) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN », comme le montre la (figure III-08).

Tableau III 9 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence q	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.999	298	28.3	242 - 353
200	0.995	249	22.2	205 - 292
100	0.99	228	19.7	189 - 266
50	0.98	206	17.1	173 - 240
20	0.95	178	13.7	151 - 205
10	0.9	156	11.2	134 - 178
5	0.8	134	8.68	117 - 151
3	0.6667	116	6.9	102 - 129
2	0.5	99.3	5.61	88.3 - 110

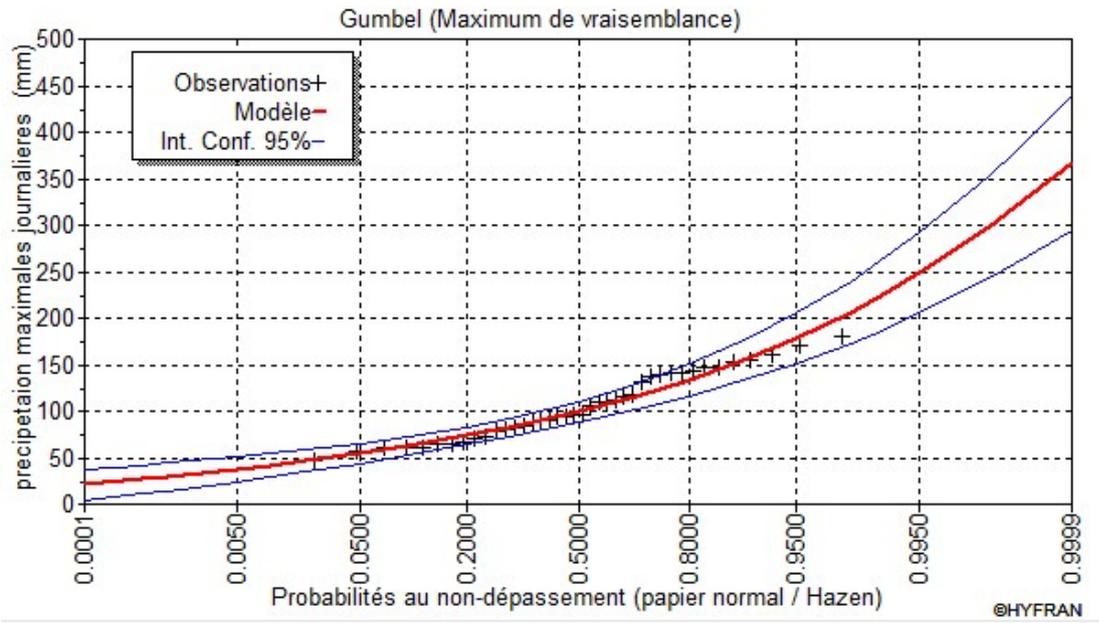


Figure III. 7:Représentation graphique de la loi de Gumbel (Station de Sebdu)

2) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (Log normale)

Les résultats sont montrés dans le tableau III.12 et le graphe III.9 suivants

Tableau III 10 Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence q	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.999	292	39.9	214 - 371
200.0	0.995	244	28.8	187 - 300
100.0	0.99	223	24.4	176 - 271
50.0	0.98	203	20.3	163 - 243
20.0	0.95	176	15.3	146 - 206
10.0	0.9	155	11.8	132 - 178
5.0	0.8	133	8.71	116 - 150
2.0	0.5	98.7	5.55	87.8 - 110

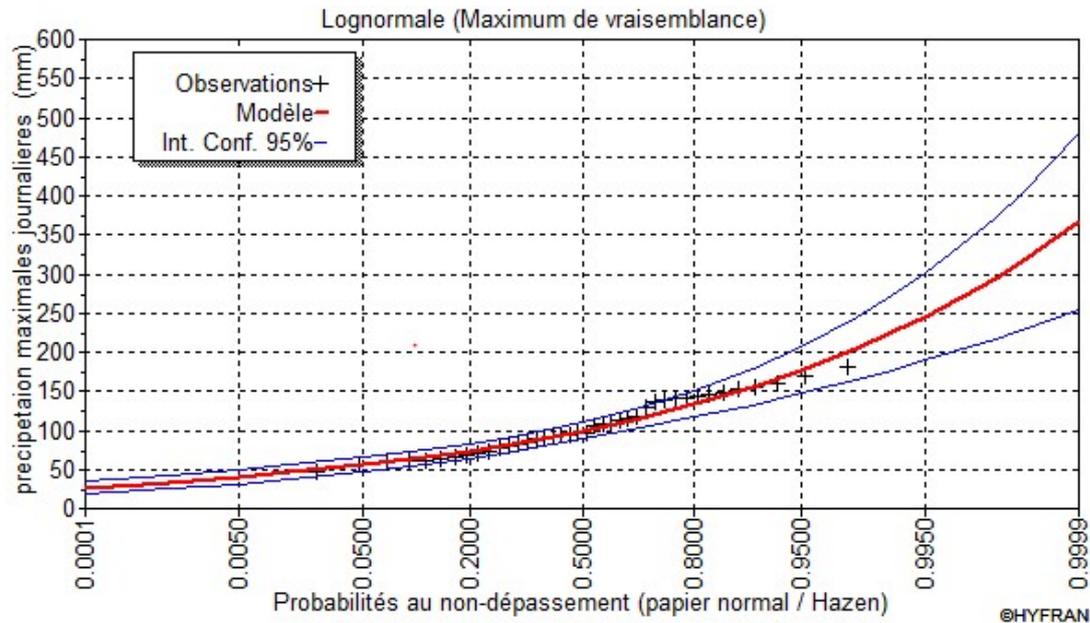


Figure III. 8: Représentation graphique de la loi de GALTON

Notons que même le teste de l'adéquation « Khi carre » établi par « HYFRAN » a montré aussi que les deux lois sont significatif. D'après les graphiques des deux lois, nous pouvons conclure que les pluies maximales journalières suivent la loi de Gumbel, car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de Gumbel.

III.3.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Afin d'étudier le caractère intensif des précipitations dans le bassin, il est nécessaire de formuler à partir du paramètre pluviométrique journalier, une expression mathématique déterminant les intensités de courtes durées significatives. Pour cela, on dispose d'un fichier d'observation standard, relevant des pluies quotidiennes maximales annuelles dont il est possible d'extrapoler, d'une zone à l'autre, en utilisant des méthodes d'analyses statistiques appropriées.

Ainsi, la quantité de pluie tombée, en une durée d'intensité donnée, est admise si on la lie à la pluie maximale journalière par la formule décrite par Montana, et corrigée statiquement selon les coefficients climatiques adéquats. Compte tenu des études réalisées dans les régions proches de notre bassin, les intensités-durées-fréquences sont déterminées par la formule régionale élaborée pour le site du projet. Cette formule se définit en relation avec les pluies maximales quotidiennes fréquentielles statistiquement déterminées, et ce, par l'expression:

$$P_{cr} = P_{j,max} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (III.14)$$

P_{cr} : Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max j}$ % (mm).

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

T: Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée) $b = 0,42$

$$I_0 = \left(\frac{P_{max}}{24} \right) \times \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \quad (III.15)$$

I_0 : Pluie de courte durée (mm/h)

Tableau III 11 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	1000	100	50	20	10	5	2
Fréquence (%)	0.1	1	2	5	10	20	50
$P_{max j p(\%)}$	292	223	203	176	155	133	98.7

Tableau III-28 : les valeurs des débits de crues en fonction du temps :

periode de retour (ans)	2		5		10		50		100		1 000	
Fréquence	50		20		10		2		1		0.1	
Pjmax (mm)	98.7		133		155		203		223		292	
T (H)	P (mm)	I (mm/h)										
0.5	19.4176126	38.8352253	26.1655773	52.3311546	30.4937179	60.9874358	39.9369338	79.8738676	43.8716071	87.7432141	57.4462299	114.89246
1.02	26.1963331	25.6826795	35.3000233	34.6078659	41.1391249	40.3324753	53.8789829	52.8225322	59.187257	58.0267226	77.500803	75.9811794
1.5	30.8025563	20.5350375	41.5069908	27.6713272	48.3728088	32.2485392	63.3527754	42.2351836	69.5944281	46.3962854	91.1281301	60.7520867
2	34.7585002	17.3792501	46.8376954	23.4188477	54.5852841	27.292642	71.489114	35.744557	78.5323764	39.2661882	102.831632	51.415816
2.5	38.1736102	15.2694441	51.4396166	20.5758466	59.9484254	23.9793702	78.513099	31.4052396	86.2483797	34.4993519	112.935098	45.1740393
3	41.2115888	13.7371963	55.5333466	18.5111155	64.7193138	21.5731046	84.7614238	28.2538079	93.112303	31.0374343	121.922836	40.6409454
3.5	43.9680302	12.5622944	59.2477003	16.9279144	69.0480718	19.7280205	90.4307005	25.837343	99.3401291	28.382894	130.077658	37.1650451
4	46.5043552	11.6260888	62.6654432	15.6663608	73.0311557	18.2577889	95.6472555	23.9118139	105.07063	26.2676576	137.581274	34.3953185
4.5	48.8627254	10.8583834	65.8433889	14.6318642	76.7347765	17.0521726	100.497804	22.3328453	110.399066	24.5331257	144.558418	32.1240928
5	51.073525	10.214705	68.8224805	13.7644961	80.2066502	16.04133	105.044839	21.0089677	115.394084	23.0788168	151.09898	30.2197959
5.5	53.1594845	9.66536082	71.6333479	13.0242451	83.4824731	15.1786315	109.33511	19.8791109	120.107042	21.837644	157.270207	28.5945832
6	55.1381203	9.18968671	74.2995947	12.3832658	86.5897532	14.4316255	113.404645	18.9007741	124.577516	20.7629193	163.123922	27.1873204
6.5	57.0232598	8.77280921	76.8398537	11.821516	89.5502054	13.7769547	117.281882	18.0433665	128.836747	19.821038	168.701032	25.9540049

7	58.8260392	8.40371988	79.2691308	11.3241615	92.3813179	13.1973311	120.989726	17.2842466	132.909896	18.987128	174.034483	24.862069
7.5	60.5555791	8.07407721	81.5997165	10.8799622	95.097414	12.6796552	124.546936	16.6062581	136.81757	18.2423426	179.151257	23.8868343
8	62.2194583	7.77743229	83.8418232	10.4802279	97.7103955	12.2137994	127.969099	15.9961373	140.576892	17.5721114	184.073777	23.0092222
8.5	63.8240531	7.50871212	86.0040431	10.1181227	100.230276	11.7917972	131.269329	15.4434505	144.202268	16.9649727	188.820907	22.2142243
9	65.3747867	7.26386519	88.0936843	9.78818714	102.665572	11.4072858	134.458781	14.9398646	147.705952	16.4117724	193.40869	21.4898545
9.5	66.8763166	7.03961228	90.1170224	9.48600236	105.023598	11.0551155	137.547034	14.4786352	151.098466	15.9051017	197.850906	20.8264112
10	68.3326764	6.83326764	92.079493	9.2079493	107.310687	10.7310687	140.542384	14.0542384	154.388924	15.4388924	202.159488	20.2159488
10.5	69.7473862	6.64260821	93.9858395	8.95103233	109.532369	10.4316542	143.452071	13.662102	157.58528	15.0081219	206.344851	19.6518905
11	71.1235391	6.46577628	95.84023	8.71274818	111.693501	10.1539546	146.282456	13.2984051	160.694521	14.6085928	210.416144	19.1287404
12	73.7708104	6.14756754	99.407475	8.28395625	115.850817	9.65423473	151.727199	12.6439332	166.675691	13.8896409	218.24799	18.1873325
12.5	75.0465335	6.00372268	101.126535	8.09012276	117.854232	9.42833856	154.351026	12.3480821	169.558024	13.5646419	222.022166	17.7617733
13	76.2929906	5.86869159	102.806158	7.90816597	119.811687	9.21628364	156.914662	12.0703586	172.374234	13.2595565	225.709759	17.3622892
13.5	77.5119413	5.74162528	104.448715	7.73694187	121.725946	9.01673676	159.421723	11.8090165	175.128297	12.9724664	229.315976	16.9863686
14	78.7049788	5.6217842	106.056354	7.57545388	123.599511	8.82853648	161.875488	11.5625349	177.823812	12.7017009	232.84553	16.6318236
14.5	79.8735509	5.50852075	107.631026	7.42282938	125.434654	8.65066582	164.278934	11.3295817	180.464051	12.4457966	236.302704	16.2967382
15	81.0189779	5.40126519	109.174509	7.27830061	127.233451	8.48223004	166.634777	11.1089851	183.051997	12.2034664	239.691404	15.9794269
15.5	82.1424675	5.29951403	110.688431	7.14118912	128.997796	8.32243845	168.9455	10.8997097	185.590377	11.9735727	243.015203	15.6784002
16	83.2451277	5.20282048	112.174286	7.01089285	130.729431	8.17058941	171.213383	10.7008365	188.081697	11.7551061	246.277379	15.3923362

16.5	84.3279781	5.11078655	113.633446	6.8868755	132.429956	8.02605791	173.440522	10.5115468	190.528259	11.5471672	249.480948	15.1200575
17	85.3919592	5.02305643	115.067179	6.76865759	134.100848	7.88828517	175.628852	10.331109	192.932188	11.3489522	252.628694	14.8605114
17.5	86.4379407	4.9393109	116.476658	6.65580901	135.743473	7.7567699	177.780162	10.1588664	195.295449	11.1597399	255.723188	14.6127536
18	87.4667286	4.8592627	117.862968	6.54794264	137.359098	7.63106097	179.896108	9.99422824	197.619863	10.9788813	258.766816	14.3759342
18.5	88.4790716	4.78265252	119.227118	6.44470907	138.948897	7.51075117	181.978232	9.83666121	199.907122	10.8057904	261.761792	14.1492861
19	89.4756668	4.70924562	120.570047	6.34579197	140.513965	7.39547185	184.027967	9.68568248	202.158801	10.6399369	264.710179	13.9321147
19.5	90.457164	4.63882893	121.892632	6.25090423	142.055323	7.28488838	186.046649	9.54085382	204.376369	10.4808394	267.6139	13.7237897
20	91.4241706	4.57120853	123.195691	6.15978455	143.573926	7.17869628	188.035528	9.40177641	206.561196	10.3280598	270.47475	13.5237375
20.5	92.377255	4.50620756	124.479989	6.07219458	145.070664	7.07661775	189.995773	9.26808647	208.714568	10.1811984	273.294412	13.3314347
21	93.3169498	4.44366428	125.746244	5.9879164	146.546375	6.97839881	191.928478	9.13945135	210.837688	10.0398899	276.074461	13.1464029
21.5	94.2437556	4.38343049	126.995132	5.90675031	148.001845	6.88380675	193.834675	9.01556626	212.931687	9.90379939	278.816379	12.9682037
22	95.1581427	4.32537012	128.227285	5.82851293	149.437813	6.79262786	195.715329	8.89615132	214.997627	9.77261943	281.521557	12.7964344
22.5	96.0605544	4.26935797	129.4433	5.75303557	150.854974	6.70466551	197.571353	8.78094902	217.036511	9.64606715	284.191306	12.6307247
23	96.9514084	4.21527862	130.643742	5.68016269	152.253985	6.61973847	199.403606	8.66972199	219.049281	9.5238818	286.826862	12.4707331
23.5	97.8310992	4.1630255	131.829141	5.60975067	153.635465	6.53767936	201.212899	8.56225103	221.03683	9.40582256	289.429392	12.3161443
24	98.7	4.1125	133	5.54166667	155	6.45833333	203	8.45833333	223	9.29166667	292	12.1666667

III.4 Etudes des apports

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

L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant de la retenue est calculée grâce à deux approches :

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

III.4.1 En utilisant les formules empiriques

L'apport moyen annuel est déterminé par les relations empiriques, faute de l'absence de données de jaugeage.

a) Formule de Derri

$$A = 0,513 \cdot P^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (III.25)$$

✓ D_d : densité de drainage (Km / Km²)

b) Formule de l'ANRH

$$A_0 = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (III.21)$$

Où ; P : Pluie moyenne annuelle (m).

S : surface du bassin versant (Km²).

c) Formule de SAMIE

La lame d'eau écoulée (Le) est donnée par la relation suivante :

$$Le = (293 - 2.2 \sqrt{S}) P^2$$

S : surface du Bassin Versant en Km².

P : précipitations moyenne en m.

L'apport est donné par la relation suivante :

$$A_0 = Le \times S$$

Le en mm

A_0 en m³

d) Formule de Coutagne

La lame d'eau écoulée (Le) est donnée par la relation suivante :

$$Le = (0.164 - 0.00145 \sqrt{S}) P$$

S : surface du Bassin Versant en Km².

P : précipitations moyenne en mm.

L'apport est donné par la relation suivante :

$$A0 = Le \times S$$

Le en mm

A0 en m³

Synthèse des résultats

Tableau III 12 : Récapitulatif de calcul des Apports moyen interannuel

Relation	U	Chaabet Louz (bassin versant de chaabet El Hémmar)
DERRI	m ³ /An	214 048.20
ANRH	m ³ /An	234 136.32
SAMIE	m ³ /An	374 421.64
COUTAGNE	m ³ /An	565 868 ,00
APPORT MOYEN	m ³ /An	274 202,00

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisi celle qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs (Formule de SAMIE), donc A0= 374421.64 m³.

III.4.2 Répartition des apports à l'échelle mensuelle

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

Tableau III 13 Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juill.	aout	annuel
Apport (10 ³ m3)	20.22	29.58	44.93	45.68	48.67	49.42	44.93	35.2	32.95	10.48	4.87	7.49	374.43
Apport (%)	5.4	7.9	12.0	12.2	13.0	13.2	12.0	9.4	8.8	2.8	1.3	2.0	100

Source : ANRH

L'apport moyen annuel de la station est de : 0.37443 Mm³:

$$A_0 = 0.37443 \text{ Mm}^3$$

III.4.3 Caractéristiques de l'écoulement

A) -Module de l'écoulement

$$Me = A_0 / T \quad (\text{III.22})$$

A₀ : Apport moyen annuel (l).374421640

T : Temps d'une année en secondes = 365*24*3600 = 3153600 s.

B) -Module de l'écoulement relatif

$$Me = 11.87 \text{ l/s}$$

$$M_0 = Me / S \quad (\text{III.23})$$

Me: Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km²)

$$M_0 = 1.19 \text{ l/s/Km}^2$$

C) -Lame d'eau écoulée

$$L e = A_0/S \quad (\text{III.24})$$

$$Le = 37.7 \text{ cm}$$

D) -Coefficient de l'écoulement

$$Ce = Le / Pmoy \quad (\text{III.25})$$

$$Ce = 0.102$$

E) -Coefficient de variation

Les formules de détermination du coefficient de variation des apports sur la base de données d'observation de bassin versants algériens sont:

❖ **Formule de Urgiprovodkhoz :**

$$Cv = \frac{0.70}{M_0^{0.125}}$$

Avec :

M_0 : Module spécifique km².

$$Cv = 0.67$$

❖ **Formule de Sokolowsky**

Avec : $Cv = 0.78 - 0.27 \text{Log} (M_0) = 0.82$

M_0 : Module spécifique km².

$$Cv = 0.74$$

Tableau III 14 : récapitulatif des résultats des coefficients des variations

Formule	C _v
Formule de Urgiprovodkhoz	0.67
Formule de Sokolowsky	0.74

Pour le calcul des apports fréquentiels, nous adopterons la valeur :

$$(Cv = 0.70)$$

III.4.4 Apports fréquentiels :

L'apport fréquentiel est celui qui nous permet une irrigation de huit (08) années sur dix (10), soit un apport fréquentiel de 80%.

Par ailleurs, et vu l'inexistence des stations hydrométriques permettant d'établir une étude statistique sur les données de débits d'oueds, nous avons considéré que les débits sont proportionnels à celle des précipitations maximales journalières. Dans la zone considérée, ces précipitations suivent une loi log-normale. Ainsi, l'apport fréquentiel est déterminé par le biais de la formule de Galton donnée p

Comme la loi Log Normal représentant au mieux la distribution théorique des apports annuels en Algérie, il est préférable de l'adapter pour le calcul de l'apport fréquence donnée correspondant à une période de retour donnée.

$$A_{80\%} = \frac{A}{\sqrt{Cv^2 + 1}} e^{u\sqrt{\ln(Cv^2 + 1)}}$$

Ou :

$A_{(p\%)}$: Apport de fréquence donnée (hm³)

U : Variable réduite de Gauss

A : Apport moyen Annuel (hm³)

C_v : coefficient de variation

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III 15: Résultats de l'ajustement rapporté à la loi normal des apports

Fréquence (%)	Période de retour (an)	Variable de Gauss (u)	Apport fréq (hm ³ /an)
80	1,25	-0,8428	0,4811
50	2	0,0000	0,67114094
20	5	0,8428	1,1427542
10	10	1,2850	1,51086898
5	20	1,6449	1,89639975
4	25	1,7530	2,03037599
2	50	2,0571	2,46023349
1	100	2,3280	2,91924829
0,1	1000	3,1000	4,75327707

III.4.5 Répartition de l'apport à 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 132100 \text{ m}^3$

Tableau III 16 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ du bassin versant

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aût	An
Pluie	19,8	29,1	44,1	44,8	47,7	48,7	44,2	34,7	32,3	10,4	4,7	7,5	368
A80% en Hm3	0.0071	0.01	0.016	0.016	0.017	0.017	0.016	0.013	0.012	0.0017	0.0017	0.0026	0.1321
App P (%)	5,4	7,9	12,0	12,2	13,0	13,2	12,0	9,4	8,8	2,8	1,3	2,0	100

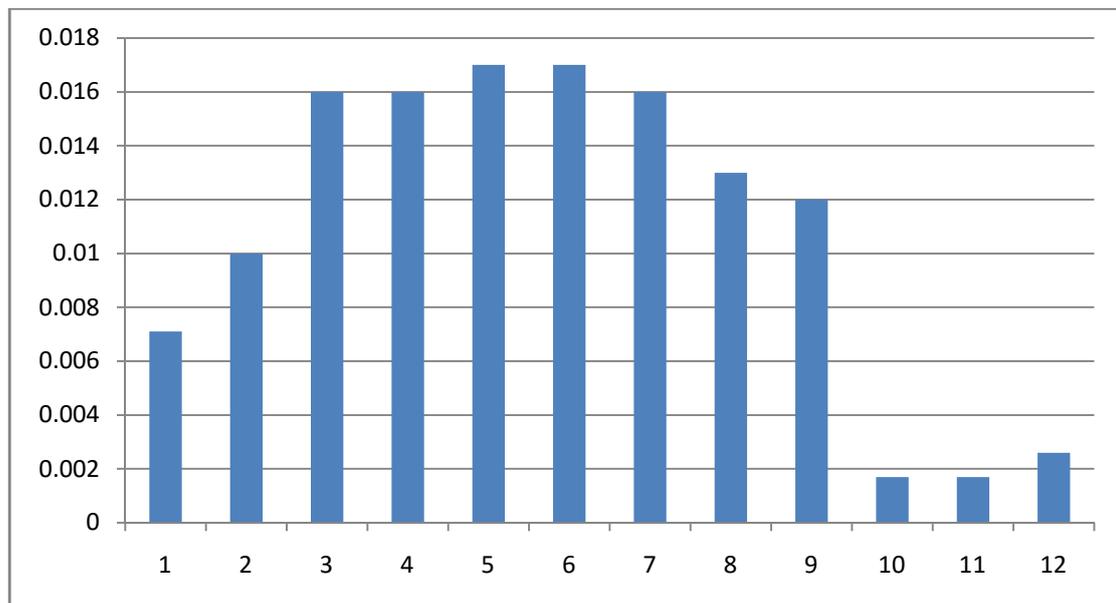


Figure III. 9: Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage

III.5 Étude des crues

Le but de cette partie est de déterminer les hydro grammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxi probables correspondants.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maximum probables

III.5.1 Détermination des débits maximum fréquentiels par les formules empiriques

III.8.4.1 Les formules empiriques

➤ Formule de Mallet-Gauthier

$$Q_{\max p\%} = 2K \log(1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4\log T - \log S} \dots\dots\dots (III.39)$$

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

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m)

S : Superficie du bassin versant (km²)

L : Longueur du talweg principal (km)

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : $K(1-3)$; $K = 2$

T : Période de retour (an)

Tableau III 17: des débits de pointe estimés Par la méthode de Mallet et Gauthier

Temps de retour	5	10	50	100	1000
Fréquence	20%	10%	2%	1%	0,1/%
Débits de pointe	39.6	47.52	61.9	67.12	82.17

➤ Formule de Turazza

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots (III.34)$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (Km²).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée.

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration (mm/h).

Tableau III 18 : récapitulatif des résultats de la formule Terraза.

Fréquence (%)	20	10	2	1	0.1
C	0.50	0.55	0,65	0,70	0,80
I_{tc} (mm/h)	40.53	45.54	52.16	57.12	73.44
Q_{max} (m³/s)	55.95	69.16	93.61	110.4	162.22

➤ **Formule de Sokolovsky**

$$Q_{max,\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0) \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \quad (\text{III.35})$$

Avec :

P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant au temps de concentration (mm).

S : Superficie du bassin (Km²).

T_c : Temps de concentration (heures).

H_0 : Perte d'eau initiale $H_0 = 7 \text{ mm}$.

F : Coefficient de forme de la crue ;

$$\left[F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \right] \quad (\text{III.36})$$

- Pour $S < 50 \text{ Km}^2$ on a $\gamma = 2$.

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

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

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

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

Tableau III 19 : valeur de α en fonction de la fréquence.

Fréquence (%)	5	10	20	50	100	1000
α	0,6	0,61	0,62	0,63	0,64	0,65

Avec :

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

H_0 : perte d'eau initiale.

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.25.

Tableau III 20: récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Période de retour (an)	5	10	50	100	1000
Fréquence	20%	10%	2%	1%	0.1%
P_{ct} (mm)	40.53	45.54	52.11	57.12	73.44
$\alpha_{p\%}$	0,6	0,61	0,63	0,64	0,65
$Q_{max p\%}$ (m ³ /s)	67.19	78.52	94.92	107.13	144.23

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le tableau :

Tableau III 21: Récapitulatif des débits maxima de crue:

Période de retour (ans)	5	10	50	100	1000
MALLET-GAUTHIER	39.6	47.52	61.9	67.12	82.17
SOKOLOVSKY	67.19	78.52	94.92	107.13	144.23
Turazza	55.95	69.16	93.61	110.4	162.22
Moyenne (m3/s)	41.05	65.1	83.35	94.88	129.54

III.8.4.2 Méthode GRADEX

La méthode du Gradex est une approche hydropluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes d'une rivière pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967).

Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km² (jusqu'à 5000 km²), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial.

La méthode est basée sur le processus physique global :

Pluies brutes → Pluies efficaces → Fonction de transfert → volume, point et forme de la crue.

➤ Hypothèses de la méthode

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes:

- les débits maximums recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, uniformément réparties sur le bassin. Il n'y a donc pas diverses origines de formation des crues.

- les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crues rares). Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de Gumbel (Gumbel, 1958) est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.

- On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale $Q_{10 \text{ ans}}$.

➤ **Etapas de la méthode :**

- Choisir le pas de temps **n heures** (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.). Le résultat final, débits de pointe, dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h)
- Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.
Calculer le gradex des précipitations **a (pente de la droite de Gumbel)**.

$$P(\text{mm}) = a \cdot \mu + b \quad (\text{III.39})$$

(μ : variable réduite de Gumbel).

- Ajuster de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits).
Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R (\text{mm}) = Q (\text{m}^3/\text{s}) * 3,6 * n (\text{heures}) / S (\text{km}^2) \quad (\text{III.40})$$

- Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au gradex de la pluie.

$$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b' \quad (\text{III.41})$$

Avec : a : le gradex de la pluie

μ : variable réduite de Gumbel ($\mu = -\ln(-\ln(F))$).

$b' = Q_{10 \text{ ans}} - a \cdot \mu(T=10 \text{ ans})$.

Tracer la droite de l'équation (III) sur même graphe que l'ajustement des Pjmax.

Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm).

Exprimer ces Q en m³/spar la formule :

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = Q \text{ (mm)} * S \text{ (km}^2\text{)} / 3,6 * n \text{ (heures)} \quad (\text{III.42})$$

- Clacul des débit de pointe : Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport p égal au rapport débit de pointe sur débit moyen : P : coefficient de point = $Q_{\max} / Q_{\text{moy}}$

$$Q_p \text{ (m}^3\text{/s)} = Q \text{ (m}^3\text{/s)} * P$$

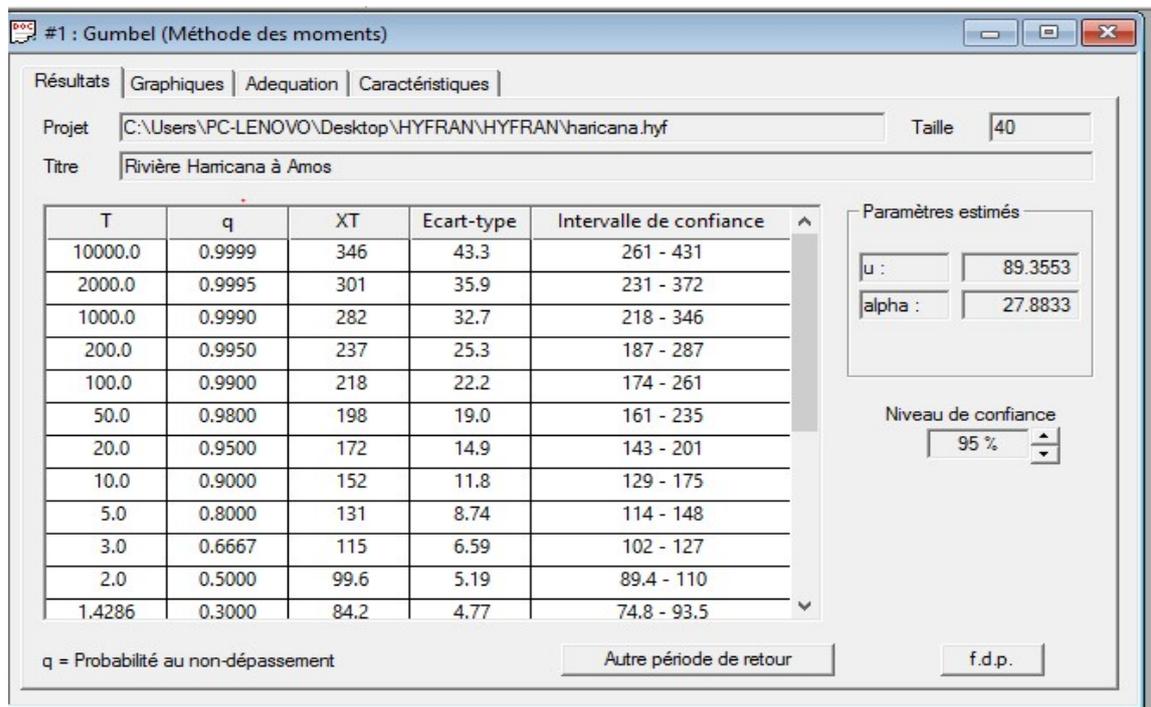


Figure III. 10 : Résultats d'ajustement de la série pluviométrique de SEBDOU

➤ Données & Application:

1. Ajustement de la série pluviométrique (Pjmax) de la station de Sabdou 160405 à la loi de Gumbel : En utilisant le logiciel HYFRAN :
1. Détermination du gradex : d'après l'HYFRAN, l'équation de la droite de Gumbel est :

$$P = 27.88 * \mu + 89.35 \quad (\text{III.44})$$

Le Gradex est donc : **a=27.88 mm**

2. Choix du pas de temps :

Après l'examen des enregistrements des crues de la station de SEBDOU (160405), on a estimé le temps de base par : **n=24 heures**.

3. L'ajustement de la série des débits de la station SEBDOU à la loi de Gumbel nous a donné :

debits maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN », comme le montre la L'ajustement

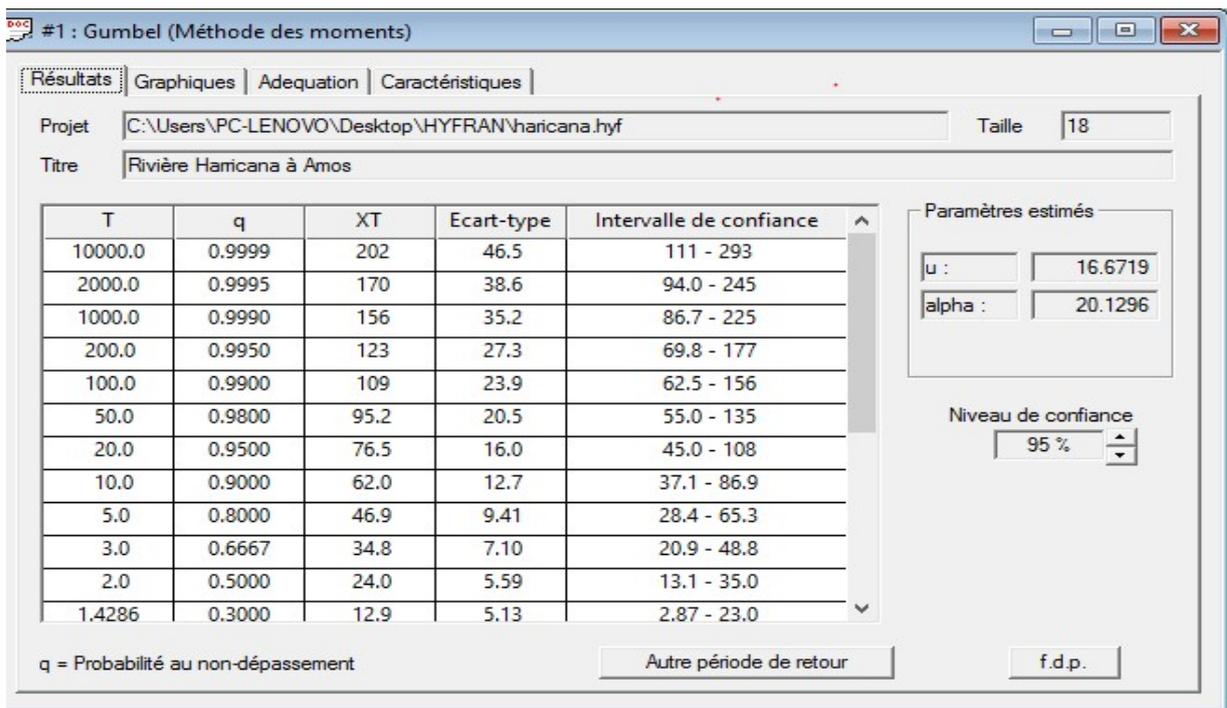


Figure III. 11 : Résultats d'ajustement de la série pluviométrique de SEBDOU

$$Q_{10 \text{ ans}}(\text{sebdou}) = 62 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\begin{aligned} Q_{10 \text{ ans}}(\text{Chaabt Louz}) &= Q_{10 \text{ ans}}(\text{Zenâta}) * S_{\text{SEBDOU}} / S_{\text{Bassin zenata}} \\ &= 62 * (9.94 / 58.42) \\ &= \mathbf{10.55 \text{ m}^3/\text{s}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4. \quad R_{10 \text{ ans}}(\text{mm}) &= Q_{10 \text{ ans}}(\text{m}^3/\text{s}) * 3,6 * n(\text{heures}) / S(\text{km}^2) \quad (\text{III.45}) \\ &= 10.55 * 3,6 * 24 / 9.94 \\ &= \mathbf{91.70 \text{ mm}} \end{aligned}$$

5. On fait l'extrapolation des débits au-delà du débit décennal :

$$Q_{\mu\%} = a * \mu + b' \quad (\text{III.46})$$

a : le gradex = 27.88 mm.

μ : variable réduite de Gumbel ($\mu = -\ln(-\ln(F))$).

$$b' = Q_{10 \text{ ans}} - a * \mu(T=10 \text{ ans}) \quad \text{avec } F=1-1/10=0,9 \rightarrow \mu = 2,25$$

$$= 91.53 - 27.88 \cdot 2.25 = 28.8$$

Donc : l'équation du débit est : $Q_{\text{extrapolé}} \text{ (mm)} = 27,88 * \mu + 28.8$ (III.47)

6. On trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des P_{max} ,
Pour chaque période de retour, on tire on tire le débit en (mm) et on les exprime
en (m^3/s).

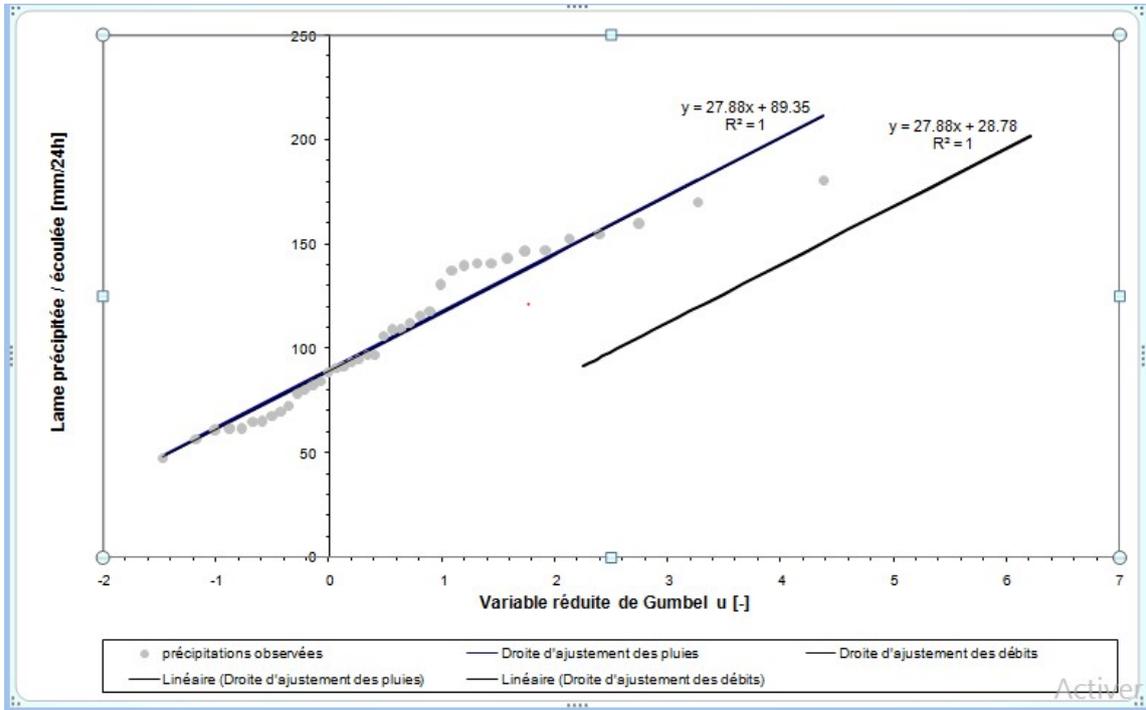


Figure III. 12. Graphe de la méthode de gradex

7. Calcul des débits de pointe :

L'analyse des enregistrements des débits de la station hydrométrique de Izeffoune nous a permis d'estimer le coeff. de pointe suivant :

$$P = Q_{\text{max}} / Q_{\text{moy}} = 3.2$$

Donc on multiplie tous les débits extrapolés par le coeff. P pour obtenir les débits maximums pour chaque période de retour.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau III 22: Débits de pointe par la méthode GRADEX :

T [ans]	F(x) [-]	U [-]	Q _T [mm/24h]	Q _T [m ³ /s]	Q _P [m ³ /s]
10	0.900	2.25	91.5	11	34
20	0.950	2.97	111.6	13	41
50	0.980	3.90	137.6	16	51
100	0.990	4.60	157.0	21	67
1000	0.999	6.91	221.4	25	81

❖ **Interprétation :**

- ✓ La méthode du gradex subit une faible variation de débits entre les différentes périodes de retour, et cela est dû à l'hypothèse de la méthode qui est applicable pour des grandes périodes de retour (1000 ans) ainsi que la faible pente de la droite de Gumbel de l'ajustement des précipitations.
- ✓ On remarque une différence entre les valeurs obtenues par les formules empiriques.
- ✓ Les débits calculés par la méthode du GRADEX (pour les grandes périodes de retour surtout) sont plus proches à la moyenne des débits calculés par les formules empiriques, donc nous optons les valeurs obtenues par la méthode du GRADEX qui semble plus représentative.

Tableau III 23 : les valeurs des débits de pointe optées

Période de retour	10	20	50	100	1000
Méthode du GRADEX (m³/s)	34	41	51	67	81

III.4.6 Hydrogrammes de crue :

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, pour tracé l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

Cette méthode assimile l'Hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue :

❖ Pour le temps de montée

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{T_m} \right)^2 \quad (\text{III.48})$$

Q_m : Débit instantané de montée (m^3/s) ;

$T_m = T_c$: Temps de montée de la crue en heures

❖ Pour le temps de décrue :

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{T_d - t}{T_d} \right)^3 \quad (\text{III.49})$$

Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3/s) ;

T_d : Temps de la décrue en heures;

Q_{\max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s)

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

- $T_m = T_c$ (pour les petits bassins versants), avec T_c qui est le temps de concentration du bassin versant (égale à 1,02 heure).
- $T_d = \delta * T_m$;

Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

Tableau III 24 Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

On prend $\delta = 2,5$

$T_d = 2,5 \cdot T_c = 2,5$ heures

Tableau III 25: Hydrogramme de crue de différentes périodes de retour.

Temps (heures)	Période de retour (ans)				
	10	20	50	100	1000
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.1	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8
0.2	1.3	1.6	2.0	2.6	3.1
0.3	2.9	3.5	4.4	5.8	7.0
0.4	5.2	6.3	7.8	10.3	12.5
0.5	8.2	9.9	12.3	16.1	19.5
0.6	11.8	14.2	17.6	23.2	28.0
0.7	16.0	19.3	24.0	31.6	38.1
0.8	20.9	25.2	31.4	41.2	49.8
0.9	26.5	31.9	39.7	52.2	63.1
1	32.7	39.4	49.0	64.4	77.9
1.02	34.0	41.0	51.0	67.0	81.0
1.12	30.1	36.3	45.1	59.3	71.7
1.22	26.5	31.9	39.7	52.2	63.1
1.32	23.2	27.9	34.8	45.7	55.2
1.42	20.2	24.3	30.2	39.7	48.0
1.52	17.4	21.0	26.1	34.3	41.5
1.62	14.9	18.0	22.4	29.4	35.6
1.72	12.7	15.3	19.0	25.0	30.2
1.82	10.7	12.9	16.0	21.1	25.5
1.92	8.9	10.7	13.4	17.6	21.2
2.02	7.3	8.9	11.0	14.5	17.5
2.12	6.0	7.2	9.0	11.8	14.2
2.22	4.8	5.8	7.2	9.4	11.4
2.32	3.8	4.5	5.6	7.4	9.0
2.42	2.9	3.5	4.3	5.7	6.9
2.52	2.2	2.6	3.3	4.3	5.2
2.62	1.6	1.9	2.4	3.1	3.8
2.72	1.1	1.3	1.7	2.2	2.7
2.82	0.7	0.9	1.1	1.5	1.8
2.92	0.5	0.6	0.7	0.9	1.1
3.02	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6
3.12	0.1	0.2	0.2	0.3	0.3
3.22	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
3.32	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.42	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.52	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

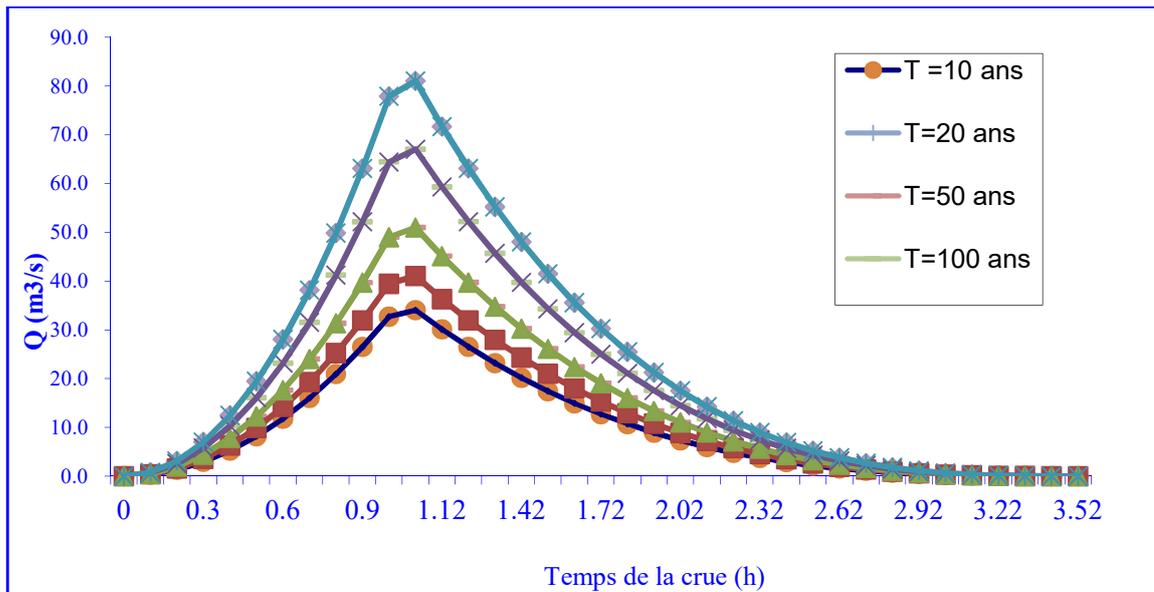


Figure III. 13 :Hydrogrammes des crues

III.5.3 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Souvent, la crue du projet considérée est la crue du débit de point maximal, mais n'est pas toujours certain que cette crue est la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crue ; une crue moins importante mais plus étalée pourrait être plus défavorable.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre peut engendrer la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton où on peut faire des réparations lors du passage d'une crue exceptionnelle.

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

Tableau III 26: Crue de projet recommandée

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

Nous pouvons, aussi déterminer la crue de projet en tenant 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 :

$$\mathbf{I_g = I_a \times I_d \times I_r.} \quad \text{(III.50)}$$

I_a : Représente le produit des indices mineurs (intensité des crues et difficultés topographiques).

I_d : Représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques.

I_r : Représente les risques.

1/ Lorsque (I_g =1), cela veut que le risque est faible. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Lorsque (I_g =2), cela veut dire que le risque est moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

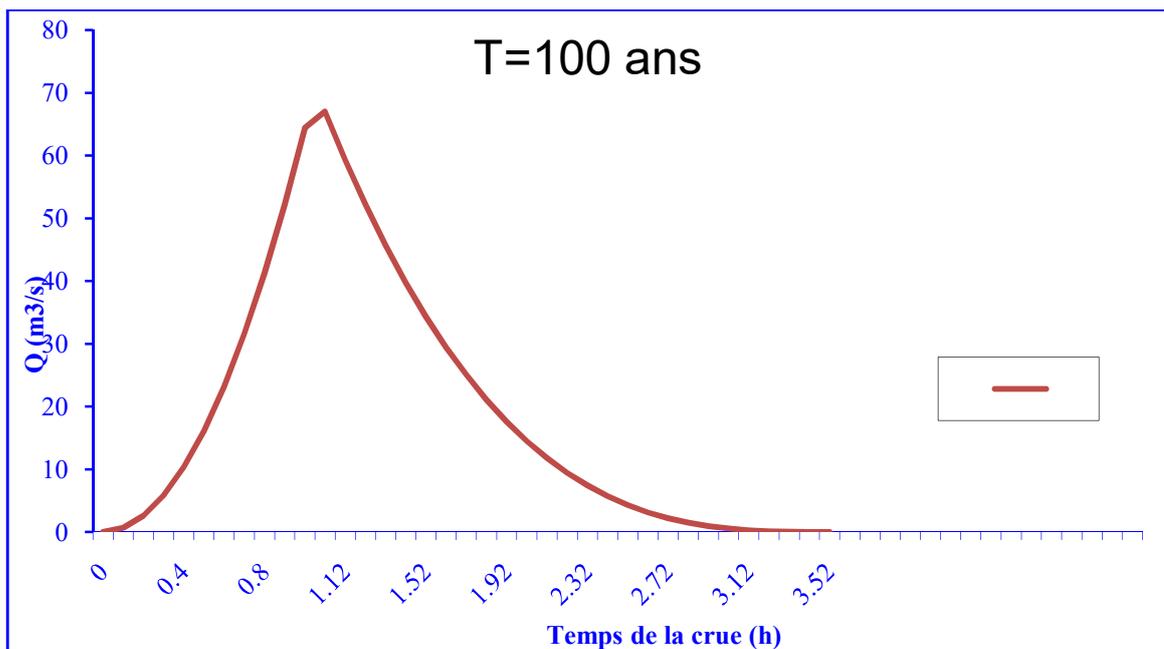
3/Lorsque (I_g =3), le risque est élevé et dans ce cas la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire

Tableau III 27 : Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modère)	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
a 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, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques sont faibles et que le risque en aval est moyen (le barrage est à 1,5 km de la ville d'ADEKAR), par conséquent on accepte un risque moyen ($I_g=2$) et on opte pour la crue millénaire.

Cela veut dire que dans les deux classifications, on opte pour une période de retour de 100 ans. Donc, pour un débit qui vaut $Q_{1\%} = 67\text{m}^3/\text{s}$.

**Figure III. 14**: L'hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans

III.6 Apport solide et détermination du volume mort

L'absence de mesures du transport solide oblige à faire recours aux relations empiriques parmi :

III.6.1 Apport solide en suspension

- **Formule de TIXERONT (1960)**

Cette relation a été calée sur la base de corrélations établies entre l'apport moyen annuel

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15}$$

- ✓ T_s : le transport solide en (m³/Km²/an).
- ✓ L_0 : la lame écoulée en (m).
- ✓ α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant. Il varie de 3,5 à 3200 et est d'autant plus important que la perméabilité soit faible, $\alpha = 350$, (moyenne à faible).

$$T_a = 172 \text{ tonnes/km}^2/\text{a}$$

Le volume mort annuel est exprimé comme suit :

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

T : temps d'exploitation ($T = 20$ ans).

δ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6t/m³).

Q_s : Débit solide en (tonne/an).

$$V_m = 21\,087,5 \text{ m}^3$$

- **Formule de FOURNIER (1960)**

$$T_s = \frac{1}{36} \times \left(\frac{P^2}{P_a}\right)^{2.65} \times \left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46} \dots\dots\dots (III.34)$$

Avec :

T_s : L'érosion spécifique en t/Km².an ;

P_a : Pluie moyenne annuelle en mm ;

P : Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux ; ($P = 48.7$ mm)

h : Altitude à 45 % ($H_{\max} - H_{\min}$) = (1348 - 1009.5) * 0.45 = 152.32 m

S : Surface du bassin versant en Km² ;

$$T_s = 137.23 \text{ t/Km}^2.\text{an}$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_s = \frac{Ta \times S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.35)$$

$$V_s = 852.54 \text{ m}^3 / \text{an}$$

▪ **Formule de SAÏDI (1991)**

Saïdi a étudié l'envasement de 18 barrages algériens en exploitation et a proposé une équation pour estimer les apports solides q_s en $\text{m}^3/\text{km}^2/\text{an}$:

$$q_s = 19 \times M_0^{1.246} \times C_e^{-0.885} \dots\dots\dots (III.37)$$

Où : M_0 est le débit spécifique du bassin versant (en l/s/km) et C_e le coefficient d'écoulement.

$$q_s = 177.94 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

Donc Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_s = 22116.5 \text{ m}^3/\text{ans}$$

Note : Dans notre cas, nous optons pour la valeur de SAÏDI

On opte la valeur la plus proche de la moyenne, celle de TIXERONT, donc

$$V_m = 21087.5 \text{ m}^3 = 0.021 \text{ M m}^3 \text{ correspond à la cote } 1013,20 \text{ m.}$$

III.6.2 Transport solide par charriage

En général, le transport solide par charriage est estimé de (10 % à 20%) du transport solide en suspension. Prenons la moyenne du transport solide par charriage estimé à 15% de la totalité du transport solide en suspension.

$$\text{Donc le transport solide par charriage} = 0.00315 \text{ Mm}^3$$

Donc, le volume mort durant 20 ans de vie de la retenue sera estimé à **21094,73 m³** .

III.7 Régularisation des débits

L'étude de régularisation du barrage projeté sur l'Oued de Flidou a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

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

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

- L'apport (A80% en Mm³).
- La consommation totale (Mm³).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.7.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :

Tableau III 28 Répartition mensuelle de l'apport

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aût	An
Pluie	19,8	29,1	44,1	44,8	47,7	48,7	44,2	34,7	32,3	10,4	4,7	7,5	368
A80% en hm³	0.0071	0.01	0.016	0.016	0.017	0.017	0.016	0.013	0.012	0.0017	0.0017	0.0026	0.1321
App P (%)	5,4	7,9	12,0	12,2	13,0	13,2	12,0	9,4	8,8	2,8	1,3	2,0	100

III.7.2 Répartition mensuel des besoins :

Tableau III 29 Répartition mensuelle des besoins.

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juill.	aout	annuel
Besoin (Mm ³)	0	0	0	150	450	1000	1400	1200	800	0	0	0	5000
Besoin (%)	0	0	0	3	9	20	28	24	16	0	0	0	100

Source : INA

III.7.3 Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»

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

$$DV_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot DH \quad (\text{III.57})$$

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 niveaux successives:

ΔV : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm^3 .

$$DV_1 = \frac{2}{3} \cdot S_{moy} \cdot DH \quad (\text{III.58})$$

Le tableau III.30 nous donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Tableau III 30 Courbe topographiques et volumétriques :

Cotes (m)	Surf. partielles (m ²)	H en (m)	Volumes partiels (m ³)
1009,5	0	0	0
1010	760	0,5	190
1011	3260	1	2010
1012	7860	1	5560
1013	9475	1	8667,5
1014	12660	1	11067,5
1015	18500	1	15580
1016	21480	1	19990
1017	23480	1	22480
1018	26400	1	24940
1019	32650	1	29525
1020	36400	1	34525
1021	39200	1	37800
1022	41700	1	40450
1023	46100	1	43900
1024	49350	1	47725
1025	53450	1	51400
1026	60320	1	56885
1027	69860	1	65090
1028	76654	1	73257
1029	82956	1	79805

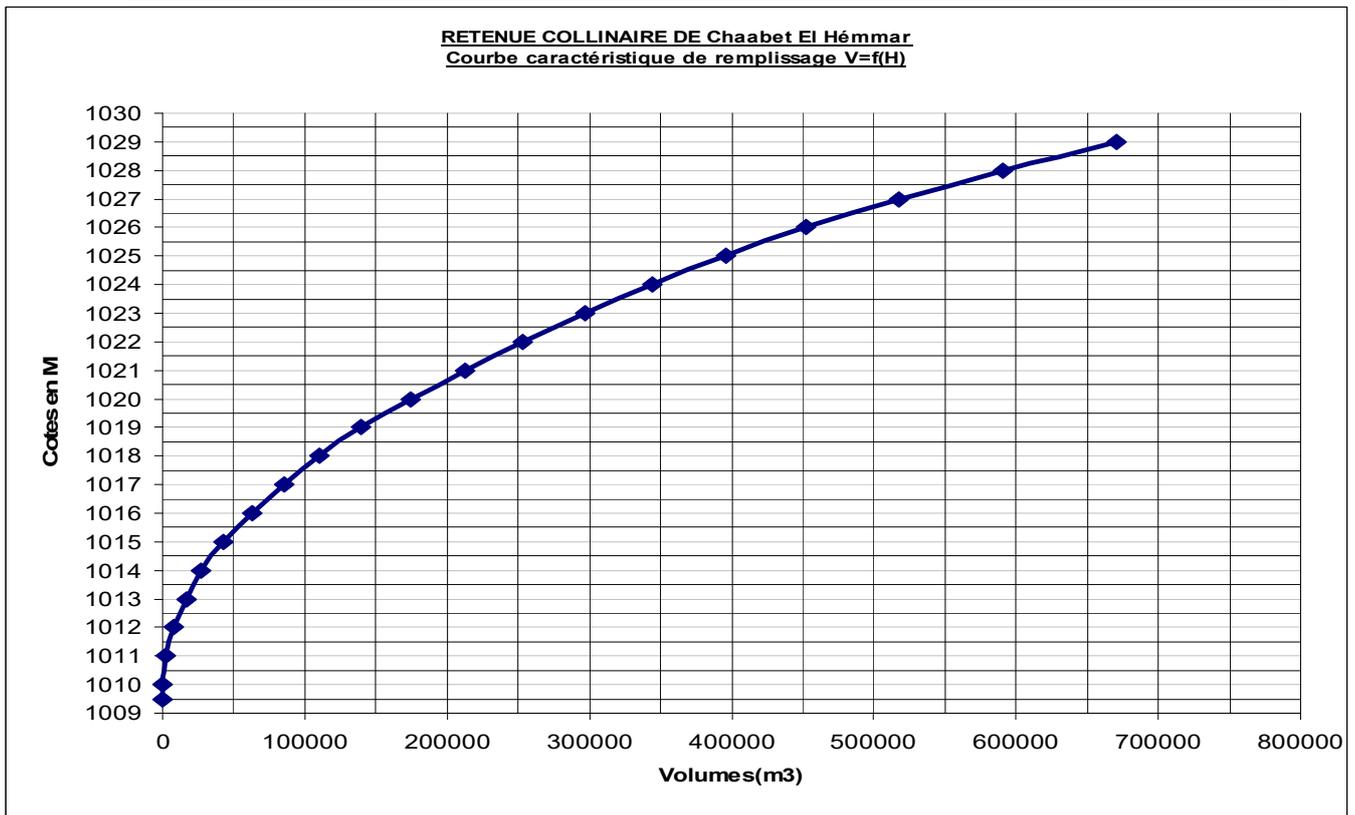


Figure III. 15: Courbe hauteur –volume

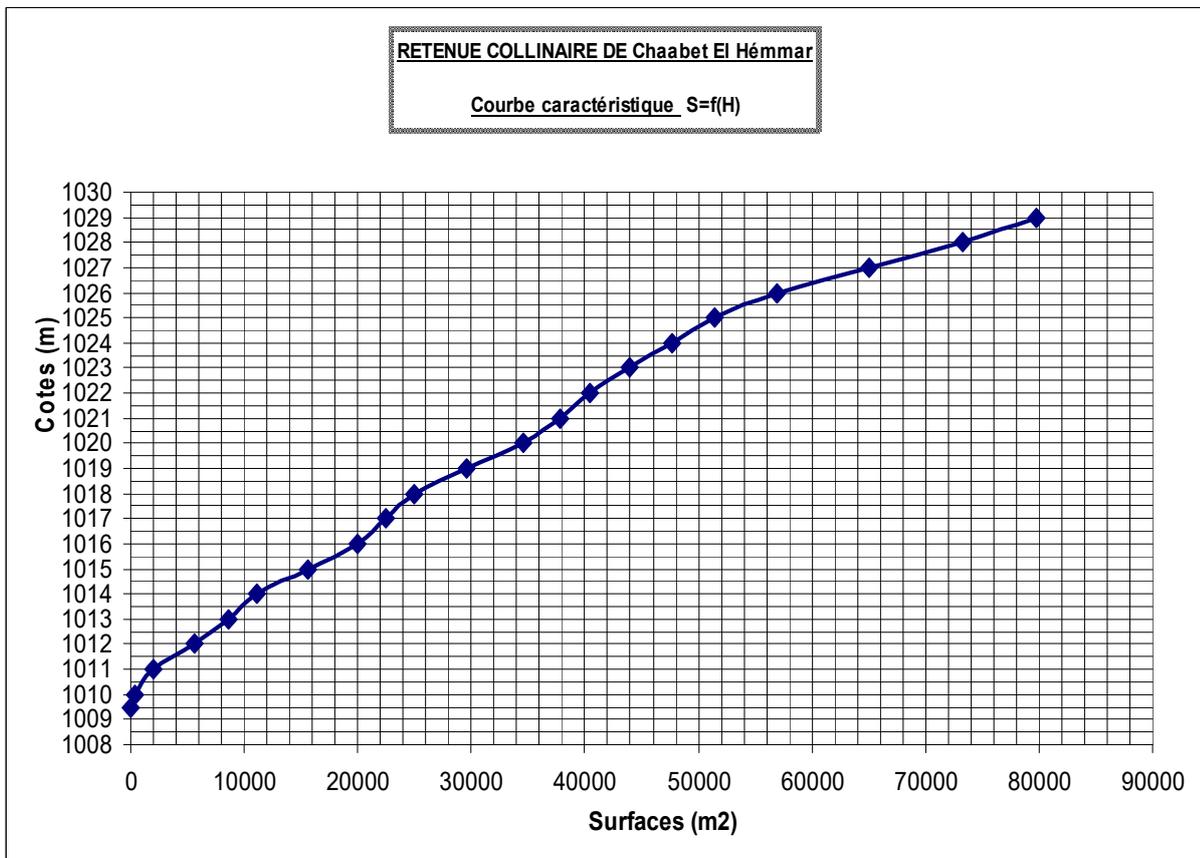


Figure III. 16 : Courbe hauteur-surface

III.7.4 Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin de :

- L'apport annuel A80%.
 - La consommation totale.
 - Le volume mort de la retenue.
 - Le calcul de la régularisation qui est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".
- **Procédé de calcul**
 - Détermination de la période de bonne hydraulité.
 - Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
 - Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
 - Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période de bonne hydraulité est celle du mois de Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

$$\text{Les calculs se font comme suit : } V_{rf} = V_{ri} + (W-U). \quad (\text{III.59})$$

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

III.8.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue NNR.

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

- **Première consigne d'exploitation :**

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

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

- **Deuxième Consigne d'exploitation :**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

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

Tableau III 31 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (m³)

Mois	A _{80%} (m ³) 10 ³	U _{80%} (m ³) 10 ³	A-U(m ³) 10 ³	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Oct.	10	0	10	30.1	21.1			21.1	10
Nov	16	0	16		30.1		10.37	21.1	10.73
Dec	16	0	16	46.1	46.1		26.37	34.972	
Jan	17	0	17	62.1	62.1		42.37	51.972	
Fev	17	0	17	79.1	79.1		59.37	68.972	
Mar	16	0	16	96.1	96.1.1		79.37	84.972	
Avr	13	3.168	9.832	112.1	104.7	7.4	92.372	92.372	
Mai	12	9.504	2.496	114.53	104.7	9.832	102.20	102.20	
Jui	3.7	26.12	-23.42	108.2	104.7	3.496	104.7	104.7	
juill	1.7	31.568	-29.868	81.28	81.28		81.28	81.28	
Aout	2.6	28.344	-26.744	51.412	51.412		51.41	51.412	
Sep	7.1	10.69	-3.59	24.69	24.69		24.69	24.69	
				21.1	21.1		21.1	21.1	
						20.73		21.1	20.73

Du tableau précédent, il ressort :

$$V_s = 104.33 \cdot 10^3 \text{ m}^3.$$

$$V_d = 83.63 \cdot 10^3 \text{ m}^3.$$

Donc: le barrage fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ alors on prend $V_u = V_d$

$$V_u = 83,63 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

$$V_m = 21,1 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

$$D'où : V_{NNR} = V_m + V_u = (21.1 + 83.63) \cdot 10^3 = 104,7 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

III.8.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.
 - **A) Pertes par évaporation**

$$V_{ep} = S_{moy} \cdot E_s \quad (III.60)$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (mm).

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

V_{moy} : volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \quad (III.61)$$

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

- **B) Pertes par infiltration**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \quad (III.62)$$

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

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

V_{moy} : Volume moyen.

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

Tableau III 32 Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (m³)

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{20%} (Mm ³)	Perte (Mm ³)	A - (U+P) (Mm ³)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Nov.	10	0	1.45	8.55	29.65	21.1				
Déc.	16	0	1.6	14.4		29.65			21.1	
Jan	16	0	1.2	14.8	44.05	42.65		16.614	21.1	-4.486
Fév.	17	0	5.35	11.65	58.85	54.45		24.164	24.164	
Mars	17	0	2.37	14.63	70.5	66.1		39.564	39.564	
Avril	16	0	2.07	13.93	85.13	77.3		66.014	66.014	
Mai	13	3.168	1.13	8.7	99.06	87.43		80.644	80.644	
Juin	12	9.504	1.07	1.426	107.76	104.7	3.06	94.574	94.574	
juil	3.7	26.12	0.56	-22.98	106.126	104.7	1.426	103.274	103.274	
août	1.7	31.568	0.88	-30.748	81.72	81.72		104.7	104.7	
sept	2.6	28.344	1.03	-26.774	50.972	50.972		82.57	82.57	
oct	7.1	10.69	0.36	-3.95	24.198	24.198		51.822	51.822	
					20.25	20.25		25.048	25.048	
							4.486	21.1	21.1	-4.486

- Du tableau précédant, il ressort :
- $V_s = 88.089 \cdot 10^3 \text{ m}^3$.
- $V_d = 84.452 \cdot 10^3 \text{ m}^3$
- Donc, le barrage fonctionne à un seul temps.
- $V_s > V_d$ alors on prend $V_u = V_d$
- $V_u = 83.63 \cdot 10^3 \text{ m}^3$

- Le volume normal de la retenue sera :
- $V_{NNR} = V_u + V_m$
- D'où : $V_{NNR} = V_m + V_u = 104.7 * 10^3 \text{ m}^3$
 $V_{NNR} = 104.7 * 10^3 \text{ m}^3$
- Donc, le volume utile saisonnier est de **20.248 Mm³**
- Il correspond à un niveau **NNR = 1017.5m**

III.8 Laminage des crues

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation, sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (\text{III.63})$$

Q : Le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad (\text{III.64})$$

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

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, KOTCHERINE., PATAPOV, STEP BY STEP, Muskingum ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de KOTCHERINE.

III.8.1 Méthode de Muskingum:(Fread, D.L. 1993)

III.8.4.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA (S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \quad (\text{III.65})$$

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{III.66})$$

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

La signification des cinq termes de l'équation(III.65) est la suivante :

- a) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ à $2 \text{ m}^3/\text{s}$ en une heure, ce terme vaut $(1 \text{ m}^3/\text{s} - 2 \text{ m}^3/\text{s}) / 3600\text{s} = -0,000277 \text{ m}^3/\text{s}$. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.
- b) Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
- c) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x .
- d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (S_0) et les forces de frottement (S_f).
- e) Le terme 5 exprime l'apport ou la perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2 est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation III.65 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation III.65 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \quad (\text{III.67})$$

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

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (\text{III.68})$$

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

O (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Q_s .

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

L'équation III.68 exprime tout simplement le principe de conservation de la masse ? le taux de variation de l'emménagement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

III.8.4.2 méthode de Muskingum

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 , l'équation 68 s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt$$

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

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

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2 , connaissant I_1 et I_2 . L'équation III.70 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emménagement pour déterminer S_1 et S_2 .

III.8.4.3 Principe de la méthode de solution

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

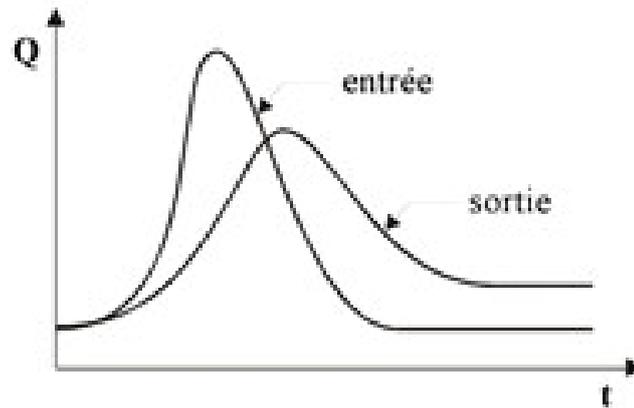


Figure III. 17 : Laminage à travers un barrage

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.71 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad (\text{III.71})$$

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

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

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

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

Tableau III 33 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

h_1	S_1	O_1	$2S_1/\Delta t + O_1$
h_2	S_2	O_2	$2S_2/\Delta t + O_2$
h_3	S_3	O_3	$2S_3/\Delta t + O_3$
...
$h_n S_n O_n$			$2S_n/\Delta t + O_n$

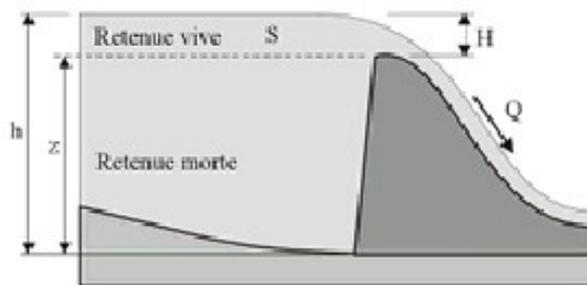
Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée :

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

III.8.4.4 Calcul du débit de sortie

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

1) Evacuation à surface libre par un déversoir (figure III.17). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :



:Figure III. 18 :Evacuateur à surface libre à entonnement frontal

$$Q = CBH^{3/2} = CB(h - z)^{3/2} \quad (\text{III.72})$$

ou : C : c'est une constante qui tient compte de la forme du déversoir

B : est la largeur de déversoir

H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir,

h : est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

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

$$Q = mA \sqrt{2gh} \quad (\text{III.73})$$

Ou : m : est une constante de débit

A : est la section d'écoulement

h : est la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

III.8.4.5 Calcul du volume stocké

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

$$S=Ah \quad (III.74)$$

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

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

$$S=a_0+a_1h+a_2h^2+a_3h^3+\dots+a_nh^n \quad (III.75)$$

Les coefficients $a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$ qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir b=4 m

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q=mb\sqrt{2g}H^{3/2} \quad (III.76)$$

Pour $b= 4 \text{ m}$ et $m = 0,49$: $Q= 8.68 H^{3/2}$

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure III.18) avec un coefficient de corrélation $r =0.992$ entre les altitudes 1017m NGA et 1021 m NGA.

$$V(Mm^3) = 144.2H^2 - 28991H + (1E + 08)$$

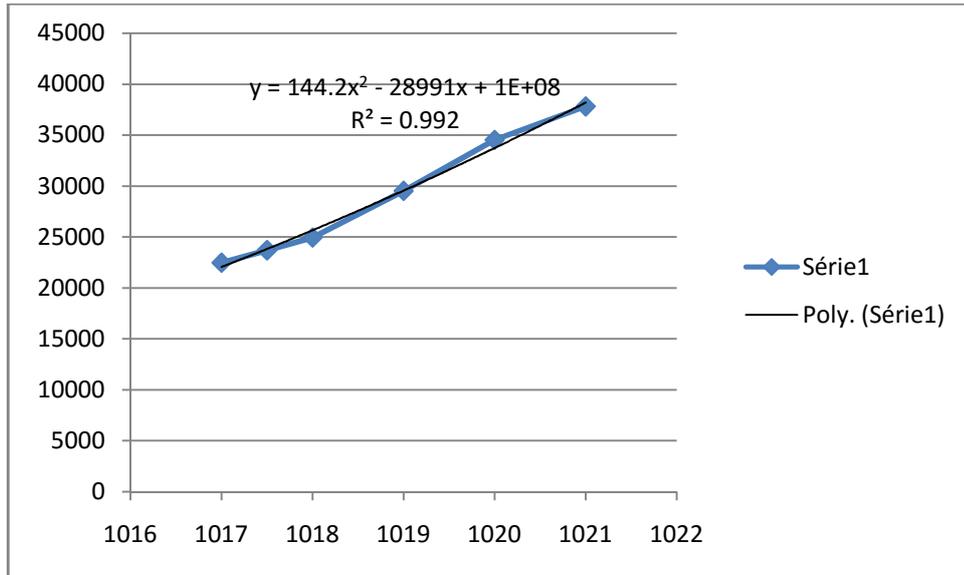


Figure III. 19 :Modélisation de la courbe capacité- hauteur

La courbe surface –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure3.19) avec un coefficient de corrélation $r = 0.979$ entre les altitudes 1017m NGA et 1021 m NGA.

$$S(km^2) = 4272H - 25083$$

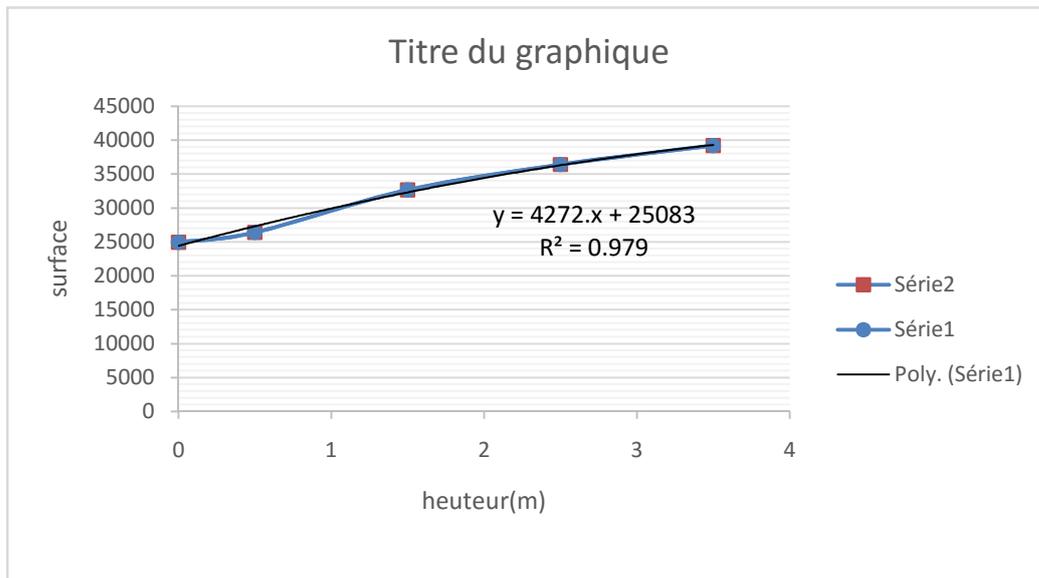


Figure III. 20:Modélisation de la courbe surface-hauteur

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

Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0 \text{ m}$, le volume stocké

$$V_s = 0 \text{ m}^3.$$

La valeur maximal de débit d'entrée $Q_e = 67 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $67 = 8.68 H^{3/2}$, soit $H_{\text{max}} = 3.9 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau III.35

Tableau III 34 Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b= 4 m.

H (m)	COTE (m NGA)	Q (m ³ /s)	S (km ²)	2S/DT+O
0	1017.5	0.0	0.0	0
0,5	1018	3.07	27219	78.68
1	1018.5	8.7	29355	171.76
1,5	1019	15.9	31491	278.37
2	1019.5	24.6	33627	398.18
2,5	1020	34.3	35763	531.02
3	1020.5	45.1	37899	676.75
3,5	1021	56.8	40035	835.29
3.9	1021.4	67.1	41786.52	974.81

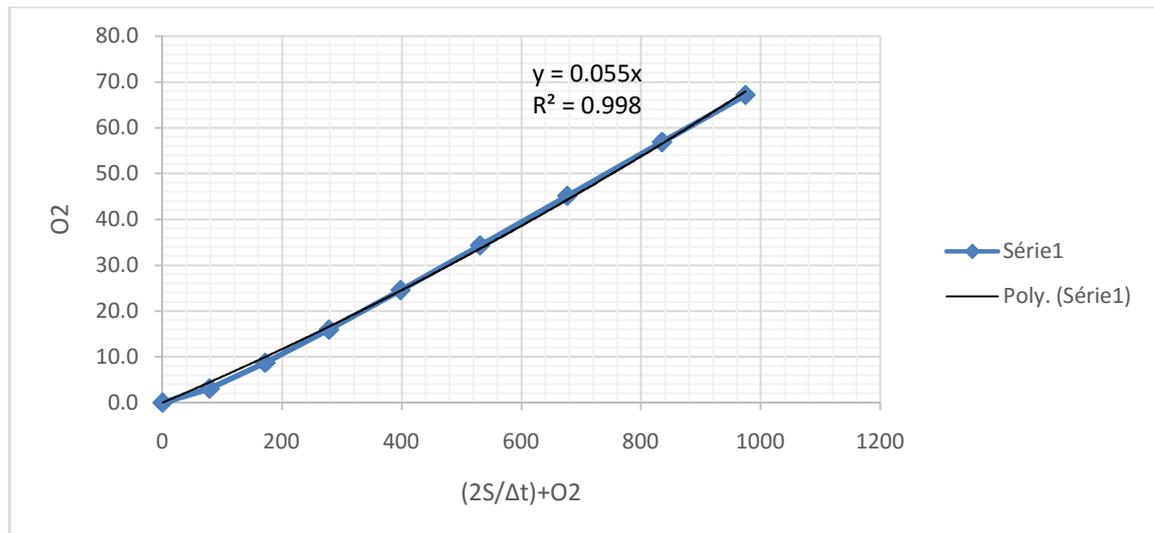


Figure III. 21 : Courbe caractéristique du barrage pour b=15 m.

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$$

On détermine l'hydrogramme des débits de sortie

Tableau III 35 Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b= 5 m.

T (heure)	I (m ³ /s)	I1+I2 (m ³ /s)	2S/Δt + O (m ³ /s)	2S/Δt + O - 2O (m ³ /s)	O (m ³ /s)
0	8. 0	0	0.000	0.00	0.000
0.1	9. 0.6	0.6	0.600	0.54	0.031
0.2	10. 2.6	3.2	3.738	3.35	0.194
0.3	11. 5.8	8.4	11.749	10.53	0.611
0.4	12. 10.3	16.1	26.627	23.86	1.385
0.5	13. 16.1	26.4	50.257	45.03	2.614
0.6	14. 23.2	39.3	84.329	75.56	4.386
0.7	15. 31.6	54.8	130.357	116.80	6.780
0.8	16. 41.2	72.8	189.596	169.87	9.861
0.9	17. 52.2	93.4	263.274	235.89	13.693
1	18. 64.4	116.6	352.487	315.82	18.334
1.02	19. 67	131.4	447.220	400.70	23.261
1.12	20. 59.3	126.3	526.998	472.18	27.410
1.22	21. 52.2	111.5	583.678	522.96	30.358
1.32	22. 45.7	97.9	620.861	556.28	32.292
1.42	23. 39.7	85.4	641.677	574.93	33.375
1.52	24. 34.3	74.0	648.927	581.42	33.752
1.62	25. 29.4	63.7	645.123	578.01	33.554
1.72	26. 25	54.4	632.415	566.63	32.893
1.82	27. 21.1	46.1	612.728	548.99	31.869
1.92	28. 17.6	38.7	587.690	526.56	30.567
2.02	29. 14.5	32.1	558.656	500.54	29.057
2.12	30. 11.8	26.3	526.843	472.04	27.402
2.22	31. 9.4	21.2	493.238	441.93	25.654
2.32	32. 7.4	16.8	458.730	411.01	23.859
2.42	33. 5.7	13.1	424.111	379.99	22.059
2.52	34. 4.3	10.0	389.993	349.42	20.284
2.62	35. 3.1	7.4	356.824	319.71	18.559
2.72	36. 2.2	5.3	325.006	291.20	16.904
2.82	37. 1.5	3.7	294.898	264.22	15.338
2.92	38. 0.9	2.4	266.621	238.89	13.868
3.02	39. 0.5	1.4	240.286	215.29	12.498
3.12	40. 0.3	0.8	216.091	193.61	11.239
3.22	41. 0.1	0.4	194.012	173.83	10.091
3.32	42. 0	0.1	173.930	155.84	9.046
3.42	43. 0	0.0	155.837	139.63	8.105
3.52	44. 0	0.0	139.626	125.10	7.262

Hydrogramme d'entrée			Tableau III.36 Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.								
			Hd=2.47m	Hd=2,59m	Hd=1.83m	Hd=1.63m	Hd=1.49m	Hd=1.37m	Hd=1.28m	Hd=1.21m	Hd=1.14m
Temps (heures)	Q (m ³ /s)	Q1+Q2 (m ³ /s)	B=4 m	B=6 m	B=8 m	B=10 m	B=12 m	B=14 m	B=16 m	B=18 m	B=20 m
0	0	0	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	0.6	0.6	0.03	0.043	0.052	0.059	0.066	0.072	0.079	0.085	0.091
0.2	2.6	3.2	0.19	0.264	0.318	0.361	0.403	0.439	0.479	0.516	0.550
0.3	5.8	8.4	0.61	0.823	0.986	1.113	1.239	1.341	1.458	1.563	1.659
0.4	10.3	16.100	1.38	1.849	2.202	2.473	2.737	2.951	3.192	3.408	3.601
0.5	16.1	26.400	2.61	3.462	4.094	4.575	5.039	5.411	5.825	6.192	6.518
0.6	23.2	39.300	4.39	5.761	6.771	7.530	8.253	8.828	9.462	10.018	10.508
0.7	31.6	54.800	6.78	8.834	10.321	11.425	12.466	13.286	14.181	14.960	15.641
0.8	41.2	72.800	9.86	12.750	14.808	16.320	17.731	18.833	20.026	21.056	21.949
0.9	52.2	93.400	13.69	17.572	20.296	22.274	24.104	25.521	27.043	28.347	29.470
1	64.4	116.600	18.33	23.357	26.835	29.335	31.627	33.388	35.266	36.863	38.230
1.02	67	131.400	23.26	29.371	33.523	36.463	39.123	41.143	43.272	45.061	46.577
1.12	59.3	126.300	27.41	34.169	38.621	41.693	44.409	46.425	48.501	50.204	51.613
1.22	52.2	111.500	30.36	37.234	41.568	44.449	46.904	48.663	50.408	51.781	52.870
1.32	45.7	97.900	32.29	38.898	42.838	45.331	47.354	48.732	50.025	50.976	51.679
1.42	39.7	85.400	33.37	39.438	42.815	44.815	46.330	47.284	48.098	48.623	48.951
1.52	34.3	74.000	33.75	39.092	41.814	43.283	44.278	44.816	45.178	45.319	45.319
1.62	29.4	63.700	33.55	38.063	40.100	41.042	41.544	41.704	41.672	41.489	41.226
1.72	25	54.400	32.89	36.520	37.880	38.329	38.388	38.223	37.865	37.427	36.964
1.82	21.1	46.100	31.87	34.607	35.328	35.335	35.014	34.582	33.968	33.339	32.736

1.92	17.6	38.700	30.57	32.440	32.579	32.202	31.568	30.926	30.122	29.362	28.669
2.02	14.5	32.100	29.06	30.112	29.735	29.036	28.154	27.356	26.420	25.577	24.834
2.12	11.8	26.300	27.40	27.703	26.881	25.922	24.853	23.946	22.929	22.044	21.284
2.22	9.4	21.200	25.65	25.274	24.079	22.919	21.717	20.743	19.686	18.790	18.037
2.32	7.4	16.800	23.86	22.877	21.381	20.073	18.787	17.781	16.717	15.836	15.109
2.42	5.7	13.100	22.06	20.558	18.829	17.423	16.095	15.085	14.042	13.196	12.508
2.52	4.3	10.000	20.28	18.348	16.450	14.988	13.654	12.665	11.663	10.866	10.227
2.62	3.1	7.400	18.56	16.268	14.256	12.775	11.464	10.513	9.569	8.829	8.244
2.72	2.2	5.300	16.90	14.333	12.259	10.791	9.525	8.626	7.748	7.072	6.544
2.82	1.5	3.700	15.34	12.560	10.468	9.038	7.837	7.000	6.197	5.587	5.118
2.92	0.9	2.400	13.87	10.947	8.873	7.502	6.377	5.608	4.882	4.340	3.927
3.02	0.5	1.400	12.50	9.491	7.467	6.169	5.128	4.430	3.782	3.305	2.947
3.12	0.3	0.800	11.24	8.200	6.251	5.038	4.088	3.463	2.892	2.479	2.173
3.22	0.1	0.400	10.09	7.064	5.210	4.090	3.232	2.680	2.184	1.831	1.573
3.32	0	0.100	9.05	6.068	4.322	3.298	2.532	2.049	1.623	1.325	1.110
3.42	0	0.000	8.11	5.206	3.578	2.652	1.975	1.557	1.196	0.948	0.773
3.52	0	0.000	7.26	4.466	2.962	2.132	1.541	1.183	0.881	0.679	0.538

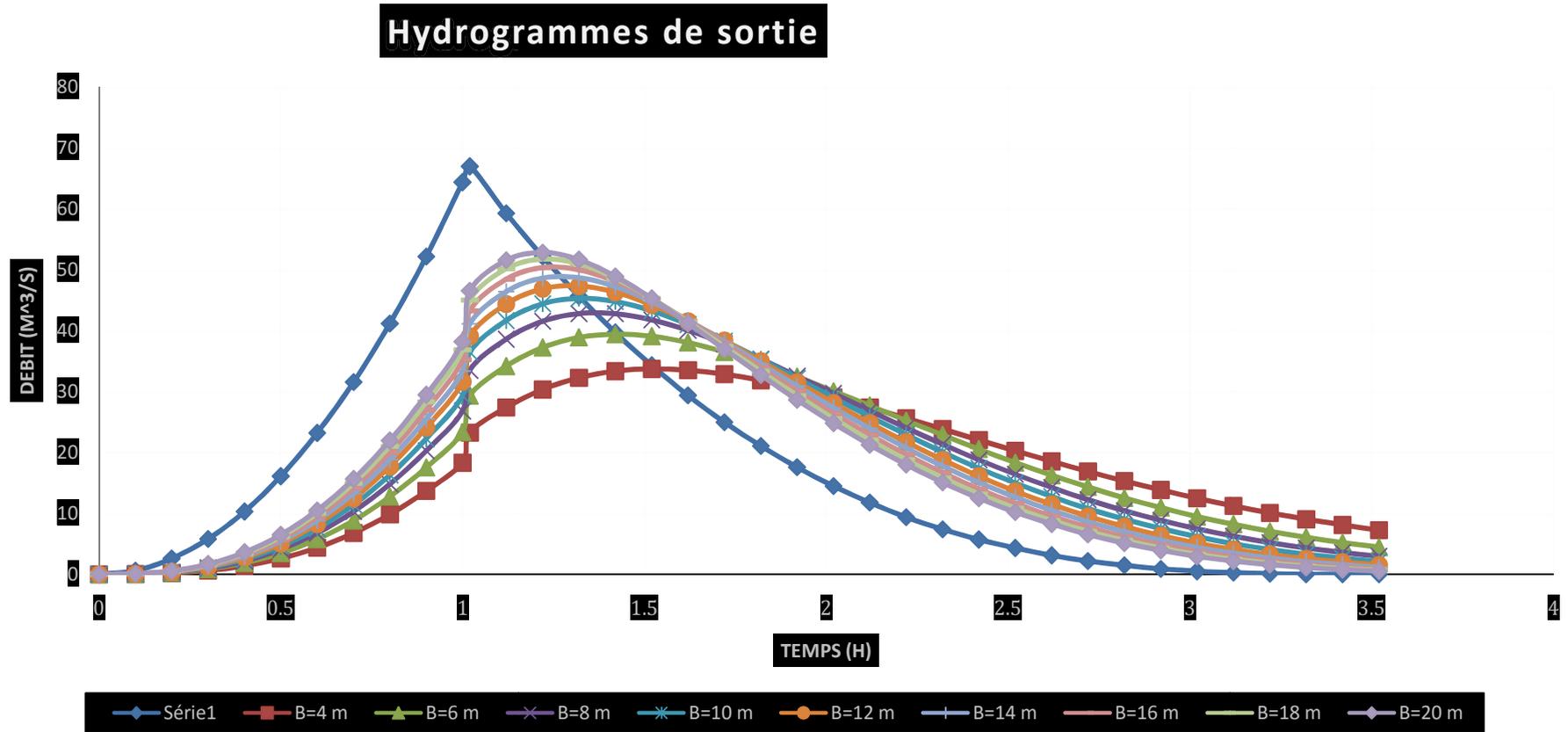


Figure III. 22 :Hydrogrammes de sorties

Tableau III 36 Tableau récapitulatif des résultats de laminage

B (m)	Hd (m)	NPHE (m NGA)	q laminé (m³/s)	V forcé (m³)
4	2.473	1019.973	33.75	69835
6	2.09	1019.59	39.438	52729.75
8	1.826	1019.326	42.838	45053.25
10	1.634	1019.134	45.331	39266.35
12	1.49	1018.99	47.354	35310
14	1.37	1018.87	48.732	27482.8
16	1.282	1018.782	50.408	25288.08
18	1.207	1018.707	51.781	23417.58
20	1.140	1018.64	52.87	21746.6

III.9 Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversâtes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III.9.1 La revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

III.8.1.1 Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de MALLET et PAQUANT [Polycopie RDD Touaibia]

$$R = h + \frac{V^2}{2g} + S \quad (III.77)$$

Avec :

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F} \quad (III.78)$$

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

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h \quad (\text{III.79})$$

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18Km [F = 0.297 km] ;

S : Marge de sécurité = 0.5m ;

A.N:

$$h = 0,5 + 0,33\sqrt{0.297} = 0,6 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 0,66 \cdot h = 1,5 + 0,66 \cdot 0,70 = 1,9 \text{ m/s}$$

$$R(m) = 0,7 + \frac{1,9^2}{2 * 9,81}$$

b) Formule de STEVENSON (voir cour Mihoubi PDF chapitre-4)

$$R = H + \frac{v^2}{2g} + S \quad (\text{III.80})$$

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad (\text{III.80})$$

Avec: F: Le fetch (expliqué dans le paragraphe précédent) = 0.297 km

A.N: H = 0.743

c) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \quad (\text{III.83})$$

A.N : R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{1,5} = 1,16 m

Tableau III 37 Résultats de calcul de la revanche

Formule	MAILLET et PAQUANT	STENVENSON et GUAILLARD	Simplifiée	Moyenne
Valeur de la Revanche (m)	0.74	1.2	1.16	0.89

Conclusion : On prend la valeur qui coïncide avec la moyenne. Donc celle obtenue par la formule de MAILLET et PAQUANT : **R=0.74m**

III.9.2 Le tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

- $T = 0.015 H_b$ (III. 60)
- $T = 0.001 H_b^{3/2}$ (III. 61)

D'où :

T = Tassement de la crête du barrage.

H_b = Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0,143m.

III.9.3 Largeur en crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes

- Formule T.KNAPPEN $b = 1.65 H_b^{0.5}$ (III. 62)
- Formule E.F.PREECE $b = 1.1 H_b^{0.5} + 1$ (III. 63)
- Formule SIMPLIFIEE $b = 3.6 H_b^{1/3} - 3$ (III. 64)
- Formule pratique $b = 5/3 \sqrt{H_b}$ (III. 65)

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci après:

$$H_b = NNR - C_f + h \text{ dév} + R + t \text{ (III. 66)}$$

Tableau III 38 Résultats de calcul de la largeur en crête

B (m)	H (m)	NPHE (m NGA)	q laminé (m ³ /s)	V forcé (m ³)	cote (m NGA)	Hb (m)	Largeur en crête (m)			
							KNAP.	PREECE	SIMPLIF.	PRATIQ.
4	2.473	1019.97	33.75	69835	1020.85	11.35	5.56	4.71	5.09	5.61
6	2.09	1019.59	39.438	52729.75	1020.47	10.97	5.46	4.64	5.00	5.52
8	1.826	1019.33	42.838	45053.25	1020.21	10.71	5.40	4.60	4.94	5.45
10	1.634	1019.13	45.331	39266.35	1020.01	10.51	5.35	4.57	4.89	5.40
12	1.49	1018.99	47.354	35310	1019.87	10.37	5.31	4.54	4.85	5.37
14	1.37	1018.87	48.732	27482.8	1019.75	10.25	5.28	4.52	4.82	5.34
16	1.282	1018.78	50.408	25288.08	1019.66	10.16	5.26	4.51	4.80	5.31
18	1.207	1018.71	51.781	23417.58	1019.59	10.09	5.24	4.49	4.78	5.29
20	1.140	1018.64	52.870	21746.6	1019.52	10.02	5.22	4.48	4.76	5.28

On opte pour une largeur en crête de = 5 m.

III.9.4 Calcul des coûts

III.8.4.6 Coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcul les volumes de la digue correspondantes aux différentes largeurs déversâtes, en utilisant les formules suivantes :

$$Vb = \sum Vi \quad (III.91)$$

$$Vi = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \quad (III.92)$$

Avec :

Vi : le volume de barrage à la cote i.

Li : distance entre deux coupes voisines.

Si : section transversale correspondante à la coupe i, donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b + Bi}{2} \cdot H_i \quad (III.93)$$

Bi : largeur de base ;

$$Bi = (m_1 + m_2) H_i + b$$

(III.94)

m₁, m₂ : fruits de talus amont et aval du barrage. (m₁= 2.5, m₂=2.5).

H_i : hauteur de la tranche au point i, donnée par :

$$H_i = NNR - Cf + R + Hd + t \quad (III.95)$$

Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 500 DA.

Les volumes et les couts de la digue pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III 39: Cout de la digue

B (m)	H b (m)	V b (m3)	Coût (DA)
4	11.35	17000.37	8500186.9
6	10.97	15594.74	7797368.14
8	10.71	14673.49	7336745.84
10	10.51	13986.99	6993494.67
12	10.37	13521.02	6760509.11
14	10.25	12937.5	6468743.52
16	10.16	12651.08	6325540.44
18	10.09	12788.00	6394001.33
20	10.02	12213.78	6106888.19

III.8.4.7 Coût de l'évacuateur de crues

Le déversoir :

Le type déversoir est de « Creager » s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement, ainsi que cette lame d'eau épouse toujours ce type de profil. Le déversoir sera construit en béton armé.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversant à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \quad (III.96)$$

Avec :

H : Charge sur le seuil ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera : $V_d = S * B$

Avec :

S : Section transversale (m²).

B : Largeur De déversoir (m).

En fixant le mètre cube de béton à 35 000DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III 40:Coût de déversoir

B (m)	H (m)	S (m2)	Vd (m3)	Coût (DA)
6	2.09	4.1	24.6	861000
8	1.826	4.21	33.68	1178800
10	1.634	4.19	41.9	1466500
12	1.49	4.189	50.268	1759380
14	1.37	4.226	59.164	2070740
16	1.282	4.322	69.152	2420320
18	1.207	4.445	80.01	2800350
20	1.140	4.468	89.35	3127250

✚ Le coursier :

Le coursier est de section rectangulaire avec une longueur approximative de 67.22 m (inclut le bassin de dissipation et le canal de fuite, voir vue en plan de l'aménagement).

Le volume du béton de coursier est calculer par : $V_{\text{béton}} = S_{\text{Béton}} \cdot L_{\text{coursier}}$ (III.97)

Les épaisseurs du radier et des murs bajoyer sont pris respectivement de 1m et 0.7m.

La largeur de coursier est donnée par : $b_{\text{coursier}} = (Q_{e,\text{max}})^{0.4}$ (III.98)

$$b_{\text{ext. Coursier}} = b_{\text{coursier}} + 1,4$$

$$S_{\text{radier}} = b_{\text{ext. Coursier}} * e \quad \text{avec } e=1\text{m}$$

$$H_{\text{mur}} = H_{\text{déversante}} + 0,8$$

$$S_{\text{mur}} = H_{\text{mur}} * e * 2 \quad \text{avec } e=0,7$$

$$\text{Volume du coursier} = (S_{\text{radier}} + S_{\text{mur}}) * L$$

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{Béton}} \cdot L_{\text{coursier}}$$

Tableau III 41 Coût de coursier.

B (m)	H (m)	Q (m ³ /s)	b _{coursier} (m)	b _{ext. cour.} (m)	S _{radie r} (m ²)	H _{mur s} (m ²)	S _{murs} (m ²)	S _{tot} (m ²)	V _{béton} (m ³)	Coût (DA)
4	2.473	33.75	4.09	5.49	5.49	3.27	4.58	10.07	676.79	23687650
6	2.09	39.438	4.35	5.75	5.75	2.89	4.05	9.79	658.40	23044000
8	1.826	42.838	4.50	5.90	5.90	2.63	3.68	9.57	643.39	22518650
10	1.634	45.331	4.60	6.00	6.00	2.43	3.41	9.41	632.24	22128400
12	1.49	47.354	4.68	6.08	6.08	2.29	3.21	9.28	624.13	21844550
14	1.37	48.732	4.73	6.13	6.13	2.17	3.04	9.17	616.47	21576450
16	1.282	50.408	4.80	6.20	6.20	2.08	2.91	9.11	612.52	21438200
18	1.207	51.781	4.85	6.25	6.25	2.01	2.81	9.06	608.94	21312900
20	1.140	52.870	4.89	6.29	6.29	1.94	2.72	9.01	605.36	21187600

III.8.4.3 Coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné dans le tableau suivant :

Tableau III 42 Coût total du barrage.

B (m)	Hd(m)	Cout de la digue (DA)	Cout de l'évacuateur (DA)	Coût total (DA)
4	2.473	8500186.90	24197250	32697436.9
6	2.09	7797368.14	23905000	31702368.1
8	1.826	7336745.84	23697450	31034195.8
10	1.634	6993494.67	23594900	30588394.7
12	1.49	6760509.11	23603930	30184060
14	1.37	6468743.52	23647190	30184060.4
16	1.282	6325540.44	23858520	30115933.5
18	1.207	6394001.33	24113250	30507251.3
20	1.140	6106888.19	24314850	30421738.2

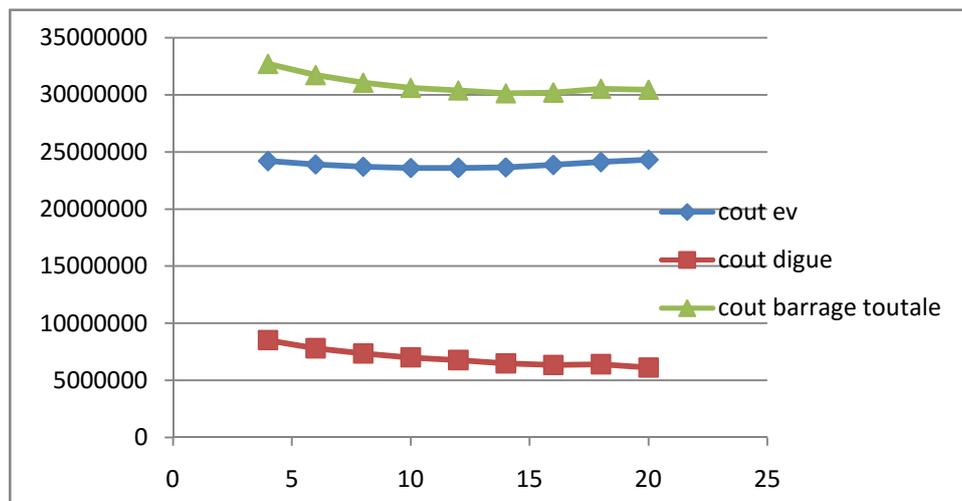


Figure III. 23 : Le coût de la digue, l'évacuateur et le total du barrage

Après l'étude d'optimisation on opte pour une largeur déversant de 16m

Tableau III 43 Résultats de l'étude d'optimisation.

Largeur déversante	Lame déversante	Débit déversant	Hauteur du barrage	Côte en crête
16 m	1,282 m	50.408 m ³ /s	10.16 m	1019.66 m

Conclusion :

On a réussi a déterminé toutes les caractéristiques hydrologiques du bassin, ainsi que tous les paramètres initiaux caractérisent notre retenue collinaire et son évacuateur de crue qui nous aides au choix de la variante dans le chapitre suivant.

On récapitule les résultats de l'étude hydrologique, de la régularisation, de laminage des crues et de l'étude d'optimisation dans le tableau ci-dessous :

Tableau III 44 Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Denominations	Unités	Valeurs
Volume mort	m ³	21,1 .10 ³
Volume utile	m ³	83,63.10 ³
Volume au NNR	m ³	104,7.10 ³
Côte du fond	m NGA	1009,5
Côte NNR	m NGA	1017,5
Côte NPHE	m NGA	1018,3
Tassement	m	0,14
Revanche	m	0,74
Côte en Crete	m NGA	1019.66
Larger en Crete	m	5
Debit evacuee	m ³ /s	50.408
Larger du diversion	m	16
Charge diverse	m	1.282

Chapitre : Quatrième

Etude des variantes

IV.1 INTRODUCTION

Les barrages en terre peuvent être construits en matériaux à caractéristiques variées, différemment des barrages en béton ou en enrochements, dont les matériaux constitutifs ont des caractéristiques comprises dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme « terre » couvre toute la gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine aux éléments très grossiers. Dans certains cas on utilise même des roches altérées facilement compactables, telles que les latérites, les schistes et grès tendres...etc.

IV.2 Choix du site du barrage

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie, l'axe du barrage est, toujours choisi conformément et exclusivement aux conditions et critères économiques, sécuritaire et de facilités d'exécution de l'ouvrage. En d'autres termes le choix de l'axe est 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.

IV.3 Critère à prendre pour l'emplacement de l'axe du retenue

L'axe du Retenue 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 :

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

IV.4 Choix du type de la retenue

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

- ✓ La topographie du site.
- ✓ La morphologie de la vallée.
- ✓ Les conditions géologiques et géotechniques.
- ✓ Les matériaux de construction

se basant sur ces exigences, on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

IV.5 Variantes a choisir

Pour notre cas, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui nous donne le choix de trois variantes :

IV.5.1 Barrage en terre homogène

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il y a lieu de réaliser un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont. Pour la réalisation d'un tel barrage, il faudra disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméables.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration. Le drain est constitué de matériaux grossiers.

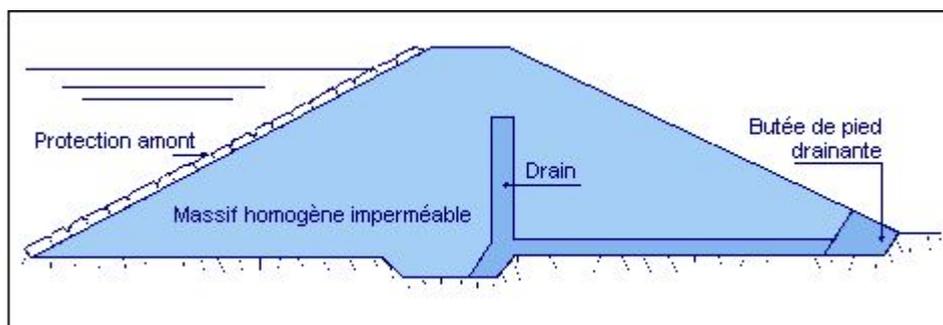


Figure IV1 : Digue homogène

IV.5.2 Barrage zone

Le barrage à noyau argileux sépare les fonctions d'étanchéité et de résistance. Un matériau le plus étanche possible (argileux) compose le noyau et est entouré par des matériaux plus résistants mais moins étanches (enrochements ou alluvions). En plus de pouvoir construire une pente plus raide et donc d'économiser du matériau, un meilleur contrôle découlements qui percent le barrage.

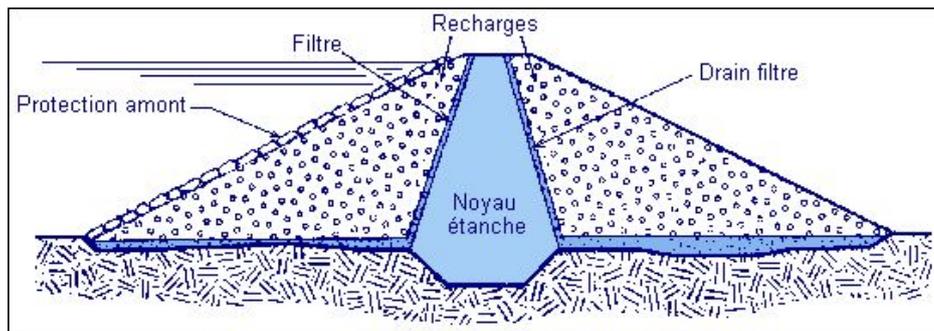


Figure IV 2: Digue à noyau

IV.5.3 Digue e en enrochement a masque amont

L'étanchéité est placée sur le parement amont du barrage (figure). Les matériaux utilisés pour la réalisation de l'étanchéité sont :

- ✓ une dalle en béton armé avec très peu de joints (épaisseur 30 à 80 cm)
- ✓ masque en béton bitumineux composés de deux à trois couches d'enrobés routiers plus riches en liant (7 à 9 %).

Le problème commun à tous les types de barrages à masque amont est la liaison étanchéité-fondation. On réalise, en général, une plinthe en béton ancrée à la fondation.

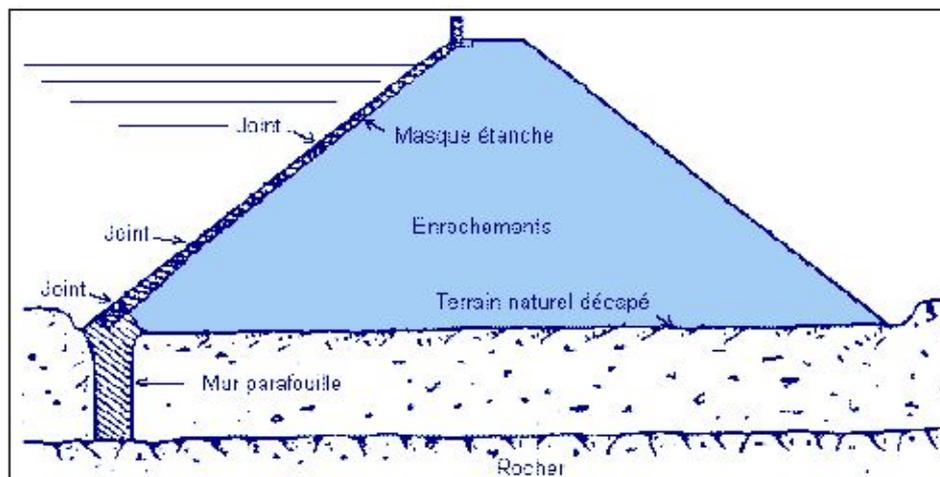


Figure IV 3 :Digue à masque

IV.6 Dimensions générales de la retenue

IV.6.1 Hauteur de barrage

La hauteur totale de la digue $H_b=10.16$ m est défini précédemment dans le chapitre hydrologie et donnée par la relation suivante :

$$H_b = \text{NNR} - C_f + R + H_{\text{dév}} + T \dots\dots\dots(\text{IV.01})$$

NNR	Côte du niveau normal de la retenue (NNR=1017.5mNGA)
C_f	Côte du thalweg ($C_f = 1009.5\text{mNGA}$)
R	Revanche (R=1.44m)
$H_{\text{dév}}$	Charge déversant ($H_d=1.282$ m)
T	Tassement (T=0.14m)
Cote crete	1019.66mNGA.

IV.6.2 Largeur en crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

- Formule T.KNAPPEN $b=1.65H_b^{0.5}$ (III. 02)
- Formule E.F.PREECE $b=1.1H_b^{0.5}+1$ (III. 03)
- Formule SIMPLIFIEE $b=3.6.H_b^{1/3}-3$ (III. 04)
- Formule pratique $b=5/3 \sqrt{Hb}$ (III. 05)

Tableau IV

Tableau IV1 Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci après:

Formules	bcr
KNAPPEN	5.25
PREECE	4.51
SIMPLIFIEE	4.81
PRATIQUE	5.31

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{crt} = 5$ m.

IV.6.3 Longueur en crête

La longueur en crête est obtenue à partir du plan de l'aménagement, elle est égale à :
 $L = 107.87$ m.

IV.6.4 Pentés des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales, comme le montre le tableau ci après :

Tableau IV 2: Valeurs indicatives des pentés 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	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

D'après le tableau des fruits des talus en fonction de la hauteur et le type de barrage on choisit les pentes.

talus amont 1 :2.5

talus aval 1:2,5

IV.6.5 Les bermes

Les bermes pour une digue de 8.88 m de hauteur et malgré leur rôle qui assurent une stabilité à la digue et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur la surface du talus aval, contribuant ainsi à éviter l'érosion, Etant donné que notre digue n'atteint pas 15 m, il ne sera pas prévu de bermes dans notre cas.

IV.6.6 Barrage en terre homogène

A) Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau II.03 on a :

Parement amont $m_1 = 2.5$

Parement aval $m_2 = 2,5$

B) Protection des talus

La protection des talus dans les barrages en terre est très importante car elle nous aide à éviter l'érosion ou l'agression causée par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part. Donc il faut trouver la meilleure protection pour l'amont ainsi que pour l'aval.

1) le talus aval

Le talus aval de la digue sera protégé par une couche végétale de 20cm étalée sur toute la surface avale.

Cette couverture permettra le développement d'une végétation herbacée légère en vue de minimiser le ruissellement des eaux de pluie et par conséquent éviter le ravinement de terres.

La digue sera réalisée à partir de l'argile extraite de la cuvette et qui sera déposée sur l'emprise de la digue, étalée, arrosée et compactée par couches de 20 à 25 cm selon les planches d'essais in situ.

2) le talus amont

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. L'expérience a, en général, montré que le rip rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace.

➤ Methods de US ARMY corps of Engineers

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

$$H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \times \sqrt{F} \dots \dots \dots \text{(III. 06)}$$

Tableau IV 3: Epaisseur de l'engrochement et d50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'engrochement(m)	Dmin(m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,40	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,70	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,80	0,45

Nous avons la hauteur des vagues $H_v = 0.68$ m, donc $0,62 \text{ m} < H_v < 1,20 \text{ m}$ donc :

$$e = 0.45 \text{ m et } D_{\min} = 0.30 \text{ m}$$

IV.6.7 Drainage de la digue

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai, tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue stabilité sous chargements statique et dynamique.

Dans le cas où un système de drainage, bien adapté pour le remblai, n'est pas utilisé, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage.

De ce fait, il convient de concevoir un système de drainage parfait, qui pourra constituer une bonne avant-garde pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques. Cependant, ceci doit se faire tout en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

- **But du drainage**

Quelque soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltrations d'eau structurelles ou accidentelles. La fonction de drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise pas à la stabilité de l'ouvrage. En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière, aussi efficace, que possible aux objectifs suivants :

- Baisse de la ligne de saturation.
- Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de d'écoulement.
- Réduction de la pression interstitielle : Contrôle des percolations et de la non migration des éléments du remblai

- **Calcul des drains**

Le système de drainage de la digue est constitué d'un Tapis filtrant réalisé, en bas de la partie aval de la digue arrêté, combiné avec un filtre vertical arrêté sans oublier le prisme de drainage

Dimensionnement Du Drain Tapis(horizontal)

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.

➤ **Longueur du drain tapis**

$$L_d = L_b / 4 \dots \dots \dots (IV.07)$$

L_b : Longueur transversale du barrage ($L_b = 71.4$)

A.N : $L_d = 17.85\text{m}$.

On recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80\text{ m}$

- **Dimensionnement du drain prisme**

- **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1.75 \div 3)$$

$$m_2 = (1.5 \div 2, 5)$$

- **Hauteur:** $H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots \dots \dots (IV. 08)$

Avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 10.16\text{m}$)

On prend $H_{dr} = 0.2 H_b$

On aura : **$h_{dr} = 2.03\text{ m}$**

- **largeur au sommet :** $b_{dr} = (0,5 \div 2.0)\text{ m}$

On va prendre : **$b_{dr} = 1\text{ m}$**

- **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \dots \dots \dots (IV. 09)$

$$B = 8.105\text{ m} \approx 8.5\text{ m}$$

IV.7 Barrage zone a noyau d'argile

Fruits des talus

Parement amont $m_1 = 2$

Parement aval $m_2 = 2.5$

A) le talus aval

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser au fur à mesure que les travaux de terrassement. Un enrochement de pierres reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3 m) doit être réalisé.

B) le talus amont

Il sera protégé par un parement en rip–rap d'enrochement en fonction de la hauteur de vagues et leur vitesse de propagation V :

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (IV. 10)$$

D'où

e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];

C : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.

Tableau IV 4: valeur de c en fonction du poids spécifique

Pentes des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\delta = 2,5$	$\delta = 2,65$	$\delta = 2,65$
1 :2	0,031	0,028	0,023

Nous avons un poids spécifique du Rip rap $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^3$. et une pente égale a 1/2,

D'où la valeur de C est donnée 0.028. Donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement **e=0.25 m**

IV.7.1 Etanchéité du barrage

IV.7.1.1 Le Noyau

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue, limitant ainsi, sensiblement le débit de fuite. Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (IV. 11)$$

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

B_{moy} : Largeur moyenne du noyau.

ΔH : La différence de charge d'eau

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

Tableau IV 5: Valeur de Iadm en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol :	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la IV^{ème} classe. Alors, on prend Iadm=1,95

$$I_{adm} = \frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H_1 - H_2}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots \dots \dots (IV. 12)$$

H2 : Hauteur d'eau à l'aval (H2= 0).

H1 : Hauteur d'eau à l'amont (H1=8 m)

$$b_{moy} = \frac{H_1}{I_{adm}} = \frac{8}{1,95} = 4.10 \text{ m}$$

- La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \times Hb \dots \dots \dots (IV. 12)$$

L_{n,s}= 1.69 m . On adopte pour **L_n=2 m**

• D'où les pentes des talus du noyau :

$$b_{base} = L_n + 2.m_n.H_n \dots \dots \dots (IV. 13)$$

m_n : Fruit du noyau (On prend une pente du noyau égale a m1=m2 =0,40)

• H_n : Hauteur du noyau, H_n=H_b-1= 9.16 m

$$b_{base} = 2 + 2 \times 0,4 \times 9.16 = 9.33 \approx 9.5 \text{ m}$$

• La cote en crête du noyau :

$$N_{CN} = C_{fond} + 9.16$$

$$N_{CN} = 1009.5 + 9.16 = 1018.66 \text{ mNGA}$$

• **Calcul des drains**

Le système de drainage de la digue est constitué d'un Tapis filtrant réalisé, en bas de la partie aval de la digue arrêté, combiné avec un filtre vertical arrêté sans oublier le prisme de drainage

IV.7.2 Dimensionnement Du Drain Tapis(horizontal)

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

➤ **Longueur du drain tapis**

$$L_d = L_b / 4 \dots \dots \dots (IV.14)$$

L_b : Longueur transversale du barrage ($L_b = 71.4$)

A.N : $L_d = 17.85\text{m}$.

IV.7.3 Dimensionnement du drain prisme

• **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 \div 1.75)$ on prend $m_1 = 1,5$

$m_2 = (1.5 \div 2, 5)$ on prend $m_2 = 2$

• **Hauteur:** $H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots \dots \dots (IV. 15)$

Avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 10.16\text{m}$)

On prend $H_{dr} = 0.2 H_b$

On aura : **$h_{dr} = 2.03\text{ m}$**

• **largeur au sommet :** $b_{dr} = (0,5 \div 2.0) m$

On va prendre : **$b_{dr} = 1\text{ m}$**

• **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \dots \dots \dots (IV. 16)$

$$B = 8.105\text{ m} \approx 8.5\text{ m}$$

IV.7.4 Les filtres

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

Les filtres sont constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et éléments fins des terres drainées.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont basés sur les conditions de Terzaghi, perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'année et le bureau de réclamation des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de Sherard (1984).

➤ **Critères de conception**

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

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

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

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

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

$$K=0.35(D_{15})^2 \dots\dots\dots(IV.17)$$

Ou : D_{15} en mm

K : obtenue en cm/s.

IV.8 Le choix de la variante

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

- La facilité de la réalisation.
- Les zones d'emprunts.
- L'existence de carrière de matériaux de construction.
- La distance des zones d'emprunts.
- Les conditions climatiques (températures, précipitations,...).
- La sismologie.
- Le volume des matériaux de construction.
- Le dispositif d'étanchéité.
- La technologie de réalisation, coûts,....

IV.9 Étude comparative

IV.9.1 Le volume du corps du barrage

- **Calcul des volumes**

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

Après avoir tracé le profil longitudinal du barrage, nous avons choisi des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, la hauteur de la digue est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots(IV. 18)$$

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

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

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \times H_{bi} \dots\dots\dots(IV. 19)$$

bcr : Largeur en crête du barrage.

BPi : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

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.

$$V_b = \sum_{i=1}^n Vi \dots\dots\dots (IV. 20)$$

Avec :

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

En effectuant le même calcul, nous aurons le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

IV.9.2 Variantes de la digue

1ère variante: barrage en terre homogène avec un drain tapis.

2ème variante: barrage à zones.

3ème variante: barrage en enrochement avec un masque

IV.9.3 Évaluation du prix total des différents matériaux

A) barrage homogène

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

Données et dimensionnement :

- Pente des talus :
 - Amont $m_1 = 2.5$
 - Aval $m_2 = 2,5$
- Hauteur de barrage au droit du lit : $H_b = 10.16$ m

Tableau IV 6: coût de la digue (1ère variante).

Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Remblai en argile du corps de la digue	m3	23000	500	11500000
Protection talus amont en Rip-Rap (enrochement)	m3	1640	2500	4098679
Transition talus amont sable grossier d'une épaisseur de 20 cm	m3	1230	2500	3074009
Transition talus amont sable fin d'une épaisseur de 20 cm	m3	1230	2000	2459207
Enrochement drain du pied	m3	977	2500	2440097
Protection talus aval en Tout venant d'épaisseur de 30 cm	m3	1230	500	614802
Gravier pour tapis drainant	m3	796	2500	1989752
Sabler pour tapis drainant	m3	796	2000	1591802
Montant (DA)			27 768 348	

B) barrage zoné :

Ce sont des digues formées essentiellement par un noyau en terre imperméable qui assure l'étanchéité de la digue, compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble.

Tableau IV 7: coût de la digue (2ème variante).

Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Remblai en argile (Noyau)	m3	5188	1000	5188000
Remblai en matériaux limoneux - graveleux et sable (recharge de la digue)	m3	19579	700	13704893
Protection talus amont en Rip-Rap (enrochement)	m3	851	2500	2127355
Protection talus aval en TVO	m3	1230	500	614802
Transition talus amont gravier d'une épaisseur de 15 cm	m3	511	2500	1276413
Transition talus amont sable d'une épaisseur de 15 cm	m3	511	2000	1021131
Transition recharge - noyau en sable d'une épaisseur de 20 cm	m3	660	2000	1318272
Transition recharge - noyau en gravier d'une épaisseur de 20 cm	m3	660	2500	1647840
Enrochement drain du pied	m3	977	2500	2440097
Transition drain du pied gravier	m3	796	2500	1989752
Transition drain du pied sable	m3	796	2000	1591802
Montant (DA)			32 920 357	

C) Digue en enrochement avec masque

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 ; ce pendant 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.

La formule pour déterminer l'épaisseur du masque en béton est donnée par :

$$e=0.3+0.001*H_b \dots\dots\dots (IV.21).$$

Avec : H_b : hauteur du barrage

A.N : $e = 0.31$ m pour plus de sécurité on prend une épaisseur de 0.4m
 $e=0.40$ m

Tableau IV 8: Le coût de Troisième variante

Désignation Des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (Da)	Montant (Da)
Recharge (Enrochement)	m3	27676	1000	27676000
Masque Béton d'une épaisseur de 40 cm	m3	1192	35000	41696152
Montant(DA)			69 372 153	

Tableau IV 9: récapitulatif les coûts des différentes variantes étudiées

Variant	Coût Total (DA)
Digue homogène	27 768 348
Digue zone	32 920 357
Digue en enrochement avec masque	69 372 153

Conclusion

D'après l'estimation du coût des différentes variantes, il est remarqué que la variante de la digue homogène est la plus appropriée par rapport aux deux autres variantes. Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes, ceci d'après les avantages et les inconvénients que présente chacune d'elles, ainsi que d'autres considérations. Du point de vue technique les deux autres variantes sont faisables, mais du point de vue économique, la digue homogène est la plus faisable. Aussi, selon l'étude géologique et géotechnique la digue homogène se présente comme choix très adapté aux conditions de la géologie. Ajoutons à cela la disponibilité des matériaux fins, car le risque d'insuffisance des matériaux est à écarter vu les quantités disponibles sur place. Pour ces raisons nous avons opté pour la variante de la digue homogène.

Chapitre : Cinquième

Etude détaillée de la variante choisie

V.1 INTRODUCTION

D'après l'étude des variantes faite dans le chapitre précédent, nous avons opté pour la première variante (barrage Homogène), dans ce ce chapitre on doit développer une étude détails sur la stabilité de la digue ainsi on prendre tous les point essentiel pour la réalisation de digue

V.2 Détail constructif du barrage

Le tableau suivant résume les différentes caractéristiques de la digue .

Tableau V 1 : différentes caractéristiques de la digue.

Revanche (m)	0.74	
Hauteur (m)	10.16	
Longueur en crête (m)	107.8	
largeur en crête (m)	5	
Pente de talus	Talus Amont	2.5
	Talus Aval	2.5
Classe de l'ouvrage	IV	

V.3 Protection des talus

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

V.3.1 Talus aval

Le talus aval de la digue sera protégé par une couche végétale de 20cm étalée sur toute la surface avale. Cette couverture permettra le développement d'une végétation herbacée légère en vue de minimiser le ruissellement des eaux de pluie et par conséquent éviter le ravinement de terres.

La digue sera réalisée à partir de l'argile extraite de la cuvette et qui sera déposée sur l'emprise de la digue, étalée, arrosée et compactée par couches de 20à 25 cm selon les planches d'essais in situ.

V.3.2 Talus amont

La protection est destinée à éviter que les matériaux terreux qui constituent la retenue ne soient érodés par les vagues qui se forment notamment dans la partie supérieure de la retenue sous l'action du vent.

Dans notre cas d'une protection amont en enrochement, l'épaisseur de cet enrochement varie de 0.3 à 1m. Les l'élément de l'enrochement doivent être tels que 50% des pierres aient un diamètre supérieur à 20cm, les éléments les plus petits n'ayant pas un diamètre inférieur à 10 cm. Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues $H_v=0.68$ m et de leur vitesse de propagation par La méthode de « U.S.ARMAY ».

V.4 Étanchéité de la fondation

V.4.1 La clé d'ancrage

En principe, le remblai peut reposer directement sur les fondations argileuses qui est étanches. Mais pour une meilleure sécurité ainsi qu'une étanchéité indubitable au fond de la vallée il est recommandé de construire une clé d'encrage sous forme d'une parafouille.

La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à 4m, L'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m

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

V.4.2 Protection de la crête

Pour une protection assurer de la crête en opte pour un revêtement en bicouche gravier et bitume bien compacter afin de faciliter le mouvement au niveau de la crête ainsi qu'une bonne étanchéité.

V.5 Dispositif de drainage du remblai

Pour éviter le phénomène de RENARD, les sous pressions et pression interstitielles dans le corps du barrage, on prévoit un dispositif de drainage qui a pour rôle d'intercepter les eaux d'infiltration, et de les faire sortir en aval du barrage sans causer de dégât préjudiciable au barrage.

Les dispositifs drainant les plus appropriés pour remplir ces fonctions sont :

V.5.1 Drain prisme

- **Fruits des talus :**

$$m1 = (1.75 \div 2.5)$$

$$m2 = (1.5 \div 2, 5)$$

- **Hauteur:** $H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$ (IV. 01)

Avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 10.16m$)

On prend $H_{dr} = 0.2 H_b$

On aura : **$h_{dr} = 2.03 m$**

- **largeur au sommet :**

On va prendre : **$b_{dr} = 1 m$**

- **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m1 + m2) h_{dr}$ (IV. 02)

$$B = 8.105 m \approx 8.5 m$$

V.5.2 Drain tapis

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

- **Longueur du drain tapis**

$$L_d = L_b / 4 \dots\dots\dots (IV.03)$$

L_b : Longueur transversale du barrage ($L_b = 71.4$)

A.N : $L_d = 17.85m$.

On recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80 m$.

V.6 Calcul des filtres

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose, alors un filtre sur les deux cotés du drain,

La fonction principale du filtre est de retenir les particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ils peuvent être situés

- Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

A) Règles générales de dimensionnement des filtres

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

Condition 1

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05) \frac{\eta}{1 - \eta} \dots\dots\dots (V.04)$$

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

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;

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

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

Condition 2

Condition de (TERZAGI, 1942)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \text{ ou } 5 \text{ (Condition de non entrainement des particules) } \dots\dots\dots (V.05)$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 4 \text{ ou } 5 \text{ (Condition de perméabilité) } \dots\dots\dots (V.06)$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

B) Détermination de la courbe granulométrique des Filtres

Selon les critères

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots \dots \dots (V.07)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots \dots \dots (V.08)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D15, D50 : Diamètre de filtre.

d15, d50 : Diamètre du sol à protéger.

Granularité du sol protégé : d15 = 0,00025mm;

$$d50 = 0,006\text{mm};$$

$$d85 = 5 \text{ mm}.$$

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

$$-0.003 \text{ mm} < D15 < 0,01\text{mm} ;$$

$$-0,072 \text{ mm} < D50 < 0.348\text{mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est : D15 = 0.0065 mm ; D50 = 0,21 mm.

La deuxième couche des filtres est déterminée en fonction de la courbe moyenne de la première couche:

$$d15 = 0,0075 \text{ mm};$$

$$d50 = 0,034 \text{ mm};$$

$$d85 = 5 \text{ mm}.$$

$$- 0.05 \text{ mm} < D15 < 0.3 \text{ mm}$$

$$- 0.5 \text{ mm} < D50 < 2 \text{ mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche du filtre. Elle a les dimensions suivantes **D15** = 0.175 mm, **D50** = 1.25 mm.

C) Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres

Filtre 1

- **Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres :**

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

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

$$n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta;$$

D'après la courbe granulométrique du gravier :

$$D_5 = 0,0012 \text{ mm} ; D_{10} = 0,006 \text{ mm} ; D_{15} = 0,025 \text{ mm} ;$$

$$D_{60} = 0,09 \text{ mm.} ; D_{85} = 5 \text{ mm} ;$$

$$\eta = D_{60} / D_{10} = 15 \text{ Coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n_0 = 0,45 \text{ d'où } n = 0,33 ;$$

$$D_5 / D_{17} = 0,43 > 0,33$$

La condition est vérifiée, donc pas de phénomène de renard dans le sol.

- **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

Condition de (TERZAGUI 1942)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,025}{5} = 0,005 < 5$$

La condition est vérifiée donc, pas de zone de transition

Filtre 2

- **Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres :**

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

$$n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta;$$

D'après la courbe granulométrique du sable :

$$D_5 = 0,0012 \text{ mm} ; D_{10} = 0,006 \text{ mm} ; D_{15} = 0,025 \text{ mm} ;$$

$D_{17} = 0,012\text{mm}$; $D_{60} = 0,014\text{mm}$.; $D_{85} = 22\text{ mm}$;

$\eta = D_{60} / D_{10} = 73$ Coefficient d'hétérogénéité ;

$n_o = 0,45$ d'où $n = 0,26$;

$D_{50} / D_{17} = 0,93 > 0,35$

La condition est vérifiée, donc, pas de phénomène de renard dans le sol.

• **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

Condition de (TERZAGUI ,1942)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,025}{5} = 0.005 < 4$$

La condition est vérifiée, donc, pas de zone de transition.

Conclusion

On prévoit:

L'enrochement d'épaisseur = 30 cm;

Une première couche de filtre en sable grossier d'épaisseur = 20 cm;

La deuxième couche sable fin d'épaisseur = 20 cm;

V.7 Étude des infiltrations

V.7.1 Objectif de calcul d'infiltration

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- La zone submergée du corps de la digue.
- Les pressions interstitielles.
- Le tracé de la ligne de saturation.
- Le débit de fuite à travers le corps de la digue et la fondation.

V.7.2 Hypothèse de calcul

Afin d'effectuer les calculs de filtrations, d'une manière aisée, nous serons amenés à

- admettre la filtration dans un seul plan.
- prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan.
- supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable avec un coefficient de filtration nul.
- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

V.7.3 Ligne de saturation

La ligne de saturation ou ligne phréatique est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle. Pour déterminer le tracé de la ligne de saturation et estimer le débit de fuite à travers le corps du barrage, on démarre à partir du cas théorique simple, étudié par KOZENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable.

D'après KOZENY, c'est une parabole d'équation :

$$X = \frac{Y_0 - Y_0^2}{2 \cdot Y_0} \dots\dots\dots(V.09)$$

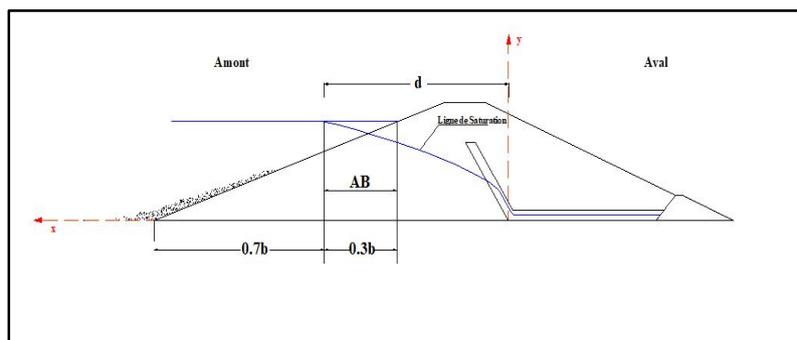


Figure V.3 Positionnement de la ligne de saturation

On ce reportant à la figure on à :

$$y^2 = y_0^2 + 2 \cdot x \cdot y_0$$

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d^2 \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b.

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

(Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondant au niveau normal de la retenue normale. (NNR):

Au niveau normal de la retenue :

Au niveau normal de la retenue : b = 21.78 m

L'emprise de barrage : L_b = 71.4 m

d = L_b - 0,7 . b - L_d d'où d = 15.24 m

On aura donc : Y₀ = 1.65 m.

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

$$Y = \sqrt{2,72 + 3,3X}$$

Tableau V 2: Coordonnées de la ligne de saturation

X	Y
0	1.65
1	2.45
2	3.05
3	3.55
4	3.99
5	4.38
6	4.75
7	5.08
8	5.40
9	5.69
10	5.98
11	6.25
12	6.51
13	6.75
14	6.99
15	7.23
16	7.45

V.7.4 Débit d'infiltration

V.7.4.1 Travers la digue

D'après la loi de Darcy, le débit d'infiltration est :

$$q = K.I.A \dots\dots\dots(V.11)$$

- **q** : débit d'infiltration (m²/s/ml).
- **I** : gradient hydraulique.
- **K** : Coefficient de perméabilité. (K=1*10⁻⁷m/s).
- **A** : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ et $A = y.l$

$$q = K. y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec

$$y \frac{dy}{dx} = y_0$$

D'où

$$q = K.y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml} \dots\dots\dots (V.13)$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q.L \dots\dots\dots(V.14)$$

$$y_0 = 1.65 \text{ m}$$

$$K = 1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$q = 1 \times 10^{-8} \times 1.65 = 1.65 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s/ml}$$

Donc

$$Q_I = q.L = 1.65 \times 10^{-8} \times 107.8 = 1.78 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = 1.78 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

V.7.4.2 TRAVERS LA FONDATION

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

$$q = K.I.A \dots\dots\dots (V.15)$$

Avec :

- **K** : Coefficient de perméabilité. **K=0.9*10⁻⁸ m/s**
- **I** : Gradient hydraulique $I = H/L_b \dots\dots\dots (V.16)$
- **H** : Charge de la retenue, **H= 8 m**

- L_b : 71.4m L'emprise du barrage.
- A : Section d'infiltration par unité de longueur. $A=T.1$
- T : Profondeur du sol de fondation perméable. $T=4$ m

D'où :

$$q = K.I.T \dots \dots \dots (V.17)$$

$$q = 0.9 \times 10^{-8} \times \frac{7.26}{71.4} \times 4 = 0.37 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s/ml}$$

Donc :

$$Q_F = q.L = 0.37 \times 10^{-8} \times 107.8 = 3.99 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

V.7.4.3 Débit total d'infiltration

$$Q = Q_F + Q_D$$

$$Q = 1.78 \times 10^{-6} + 3.99 \times 10^{-7} = 2,18 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 2,18 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

V.7.4.4 vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

A. dispositif d'étanchéité

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

Tableau V 3: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots \dots \dots (V.19)$$

Avec :

- ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.
- δn : épaisseur moyenne de la digue.
- I_{adm} : gradient hydraulique admissible, déterminé à partir du tableau suivant.

Notre barrage appartient à la **classe IV**

$$I_{adm}=1,95$$

Donc :

- $\Delta H=8$ m
- $\delta n=71.4$ m

$$I = 0,11 \leq I_{adm}$$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

B. Fondation du barrage

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

$$I < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots(V.20)$$

Avec :

- I_{cr} : gradient d'infiltration critique, déterminé en fonction du type du sol de la fondation. Il est donné par le tableau suivant.

Tableau V 4:Gradient admissible pour les fondations

Type de sol	Classe de l'ouvrage
	IV
Argile compactée	1,08
Limon	0,54
Sable moyen	0,48
Limon sableux	0,34
Sable fin	0,26

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

Tableau V 5: Détermination du coefficient de sécurité

Classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

- I_f : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule Suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L+0.88T_c} \dots\dots\dots(V.21)$$

Avec

- **T_c** : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation, T_c= 4 m.
- **H** : charge d'eau, H=8 m.
- **L** : longueur à la base du barrage L=71.4m.

Nous aurons donc : **I_f = 0,097**

La fondation est en argile, à partir du tableau des gradients admissible pour les différents types de fondations, nous trouvons

$$I_{cr}=1,08.$$

Notre retenue appartient à la classe IV ce qui nous donne **K_s=1,1**

Donc :

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = 0,98 \dots \dots \dots (V.15)$$

Ce qui nous donne $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$ donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est vérifiée.

V.8 Étude de stabilité

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est fondamentale car elle s'appuie sur celle de ses talus amont et aval ainsi que de sa fondation. L'étude de stabilité de ces barrages a attiré, par son importance dans la méthodologie, l'attention de plusieurs chercheurs et ingénieurs. Pour aborder toute analyse ayant lien à la stabilité, il est convenu qu'il faut développer un certain nombre d'hypothèses selon la complexité et les données du problème.

Selon ces hypothèses, la solution du problème peut être déterminée analytiquement ou graphiquement ou par combinaison des deux. Suivant la méthode utilisée, il est convenu que pour arriver à un résultat, nous sommes obligé de donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. En général, cette surface est prise comme étant cylindrique, circulaire à axe horizontal qui apparaît comme un cercle, appelé cercle de glissement dans une coupe transversale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme aux observations sur le glissement du talus.

Il est important de signaler que jusqu'à ce jour, ce domaine reste ouvert à toutes suggestions, améliorations et approfondissements pour la bonne connaissance des phénomènes mécaniques qui peuvent induire la masse sujette au glissement.

V.8.1 Conséquences de l'instabilité des talus

Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)

Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau

Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de 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 (Talus aval et talus amont).

Fonctionnement normal (Talus aval).

Lors d'une vidange rapide (talus amont).

V.8.2 Méthode de calcul

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté du petit barrage de Guerroudjia et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS).

Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement logiciel

V.8.2.1 Calcul manuelle

Ce dernier a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.

Quatre cas peuvent être vérifiés :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

De la géométrie de la digue

Des caractéristiques des matériaux utilisés

Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).

Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.

De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 50 ans

V.8.2.1.1 Principe de la méthode

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

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

Tableau V 6: détermination des rayons max et min

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$K1=R1/Hb$	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
$K2=R2/Hb$	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=10.16$ m).

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle à trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en plusieurs tranches verticales de largeur égales.

Le coefficient de sécurité à la stabilité est égal :

$$K_S = M_{resist} / M_{mot} \dots \dots \dots (V.22)$$

M_{resist} : les moments résistants.

M_{mot} : les moments moteurs.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération. Cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible.

Tableau V 7: les valeurs admissibles des coefficients de sécurité

Combinaison des charges Classe de l'ouvrage et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Notre barrage fait partie de la IVeme classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1.3 \div 1,2$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1.1 \div 1,05$

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1	R2
Amont	3,0	1,00	2,3	8.76	20.15
Aval	2,5	0,875	1.95	7.05	17

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R1 ; R2 avec les deux lignes (verticale, incliné) nous donne la zone des cercles.

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

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on identifie toutes les tranches gauches par des chiffres positifs et les tranches droites par des chiffres négatifs en commençant par la tranche « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une tranche de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.

4. Forces de Cohésion.

5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

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

V.8.2.1.2 Calcul des forces appliquées a chaque tranche

A) Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

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

La formule s'écrit : $G_i = b \sum \gamma_i h_i$ (V.23)

Avec :

- h_i : hauteurs des tranches.
- γ_i : densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et la fondations).
- b : Largeur de la tranche.($b=0.1R$).

Le poids « G_i » étant une force qui présente deux composantes :

- $N_i = G_i \times \cos \alpha$composante normale stabilisatrice..... (V.24)

- $T_i = G_i \times \sin \alpha$ composante tangentielle déstabilisatrice
(V.20)

- $\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$(V.25)

- $\sin \alpha =$

$$\frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}} \dots\dots\dots (V.26)$$

B) Force de pression interstitielle

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

$$P = U_i * dl = \gamma_w \times h \times dl. \dots\dots\dots (V.27)$$

- U : pression interstitielle.

- γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w=10\text{KN/m}^3$.
- h : Hauteur de la tranche.
- dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

$$dl = \frac{2\pi \times R \times \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos\alpha} \dots\dots\dots (V.28)$$

- ✓ θ : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

C) Forces de cohésion :

$$F_c = C \times dl \dots\dots\dots (V.29)$$

- C : Cohésion du sol (Matériau).

D) Forces dues au séisme

$$T'_i = a \times G_i \dots\dots\dots (V.30)$$

- a : Coefficient de séisme.
- G_n : Poids de la tranche.

V.4.3 Classement des forces

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

A. Les forces stabilisatrices

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{\text{résistant}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha) - U_i \cdot l_i) \text{tg}\phi_i] \dots\dots\dots (V.31)$$

B. Les forces déstabilisatrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{\text{moteur}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \sin\alpha = R \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin\alpha \dots\dots\dots (V.32)$$

V.4.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue :

A) Fin de construction (aval et amont)

- Le drainage n'a pas encore eu lieu,
- Le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

$$1. \text{ Sans séisme} : K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots \dots \dots (V.33)$$

$$2. \text{ Avec séisme} : K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots \dots \dots (V.34)$$

B) Fonctionnement normale (talus aval)

- Le calcul se fait en contraintes effectives
- Entenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Remarque : Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$1. \text{ Sans séisme} : K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots \dots \dots (V.35)$$

$$2. \text{ Avec séisme} : K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots \dots \dots (V.36)$$

C) Vidange rapide (talus amont)

- La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable

$$1. \text{ Sans séisme} : K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots \dots \dots (V.37)$$

$$2. \text{ Avec séisme} : K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots \dots \dots (V.38)$$

Tableau V 8: Les caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Digue
ϕ°	Degré	27
C	t/m ²	0.78
γ_{sat}	t/m ³	0.985
γ_d	t/m ³	1.86
γ'	t/m ³	1.25

V.8.3 Résultats

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération. Cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible

Tableau V 9: les valeurs admissibles des coefficients de sécurité

Combinaison des charges Classe de l'ouvrage et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Notre barrage fait partie de la IVème classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,05 \div 1,10$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

Tableau V 10: Les valeurs des Coefficients de sécurité

CAS		R	K _{ss}	K _{as}
Fin de construction	Talus aval	23.31	1.94	1.39
		23.1	1.81	1.29
		22.55	3.2	2.47
Fonction normal		24.83	2.16	1.44
		19.19	2.05	1.42
		17.3	2.5	1.7
Vidange rapide	Talus amont	23.67	2.08	1.45
		19.82	2.13	1.5
		17.34	2.37	1.58

Chapitre : Sixième

Ouvrages Annexes

VI.1 Introduction

La conception courante d'un barrage consiste en la construction d'un obstacle artificiel, créant ainsi, une retenue en coupant un cours d'eau. C'est donc, une infrastructure de mobilisation des eaux superficielles (eaux de pluies).

Plusieurs types de barrages sont construits à travers le monde, citons le barrage-poids ou barrage-gravité, le barrage-voûte, le barrage mixte poids-voûte et enfin les barrages en remblai. L'élaboration de ces derniers nécessite de prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et tant d'autres paramètres.

Parmi les ouvrages annexes prévus pour les barrages citons :

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuation de crues (l'évacuateur de crues).
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Pour le dimensionnement de ces ouvrages, des études géologiques et hydrologiques sont indispensables pour la connaissance du terrain, la déterminer des caractéristiques physico-géographiques et morphologiques de celui-ci ainsi que le débit de la crue.

VI.2 Ouvrage d'évacuation de crues

Les évacuateurs de crue sont les organes qui permettent le transit des crues à travers le barrage en contrôlant les côtes maximales atteintes par le barrage de manière à ce qu'elles restent inférieures aux côtes assurant la stabilité de l'ouvrage. ils se composent principalement des ouvrages suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal d'écoulement.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de fuite

VI.2.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

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

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences topographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories, selon les principes types :

- a. l'évacuateur à écoulement libre.
- b. L'évacuateur par puits noyé.

VI.2.2 Différents types des évacuateurs de crues

VI.2.2.1 Evacuateur de crues en puits (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée. Ce type d'ouvrage équipera, le plus souvent, les grands barrages vu les avantages qu'il offre.

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

Ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

1. Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
2. Problème de vibration.
3. Prévention des protections anti vortex (d'où les coûts et l'entretien).
4. Dissipation au pied de la digue.

VI.2.2.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Il présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant. L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

VI.2.2.3 Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre.

Il représente les avantages :

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

Ses inconvénients sont :

- 1 Le coût peut élevé.
2. La difficulté de modification.

VI.2.2.4 Evacuateur de crues en siphon

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

Il représente les avantages suivants:

1. Aucune exigence topographique.
2. Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

1. Amorçage et désamorçage.
2. Entretien indispensable.
3. Débit faible à évacuer.
4. Dispositif sur le corps de la digue.

VI.2.3 Choix du tracé de l'axe

Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

1. Le plus court possible.
2. Suffisamment éloigné du pied aval de la digue.
3. Rectiligne (si possible).
4. Plus ou moins orthogonal à l'axe de la digue.

Chaque catégorie des ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre barrage.

VI.2.4 Type d'évacuateur de crue

Les types d'évacuateurs de crue qui sont normalement associés aux barrages en remblai sont énumérés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1 Sélection des types d'évacuateurs de crue

Type d'évacuateur de Crue :	Commentaires :
Déversoir latéral avec un seuil de déversement en dos d'âne	<ul style="list-style-type: none"> • Pour des versants à fortes pentes. • Volume des déblais importants
Déversoir frontal avec seuil déversant en dos d'âne.	<ul style="list-style-type: none"> • Pour des versants à faibles pentes. • Volume des terrassements faible. • La meilleure disposition du point de vue hydraulique.
Déversoir frontal avec seuil déversant en labyrinthe	<ul style="list-style-type: none"> • Réduira la largeur du coursier d'évacuateur, mais pas autant que l'option de l'évacuateur latéral.
Evacuateur en puits	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisé où il n'existe pas d'options d'évacuateur à surface libre à cause de facteurs géologiques ou topographiques.

Outre les conditions citées ci-dessus, le choix de l'évacuateur de crue considère d'autres facteurs, à savoir le type de barrage, le débit à évacuer et la sécurité de l'ouvrage.

Ainsi, pour des raisons de sécurité on doit choisir des évacuateurs à seuils libres sans organes mécaniques de contrôle.

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation.

Donc cette variante peut être rejetée.

Conclusion

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue à entonnement frontal sur la rive droite de la vallée.

VI.2.5 Etude de la variante retenue

Les évacuateurs de crue à surface libre, se composent principalement des ouvrages suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal d'écoulement.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de fuite.

VI.2.5.1 Caractéristiques de l'évacuateur de crue

- Déversoir de type Greager
- Niveau normal de la retenue NNR = 1017.5m NGA.
- Niveau les plus hautes eaux : NPHE = 1018.3m NGA.
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 50.408 \text{ m}^3/\text{s}$
- Largeur du bassin d'affouillement $l = 16\text{m}$.

VI.3 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

VI.3.1 Le canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et guider calmement la crue vers le seuil déversant. Généralement, l'écoulement est calme avec une vitesse faible, pour une valeur de m (coefficient de débit).

La vitesse d'approche est obtenue par la formule :

$$V_a = \frac{Q_{\text{projet}}}{S} \dots\dots\dots \text{(VI. 01)}$$

Avec:

V_a : Vitesse d'approche.

- Q : Débit de projet évacué (m^3/s). $Q = 18.84 \text{ m}^3/\text{s}$
- h : Charge d'eau (m). $h = H + P = 1.28 + 1.1 = 2.38 \text{ m}$.

- S : Section du canal (m²). $S = h \times L = 2.38 \times 16 = 38.08$ m.
- P : Hauteur de pelle (m).
- H : Lamé déversant (m).

$$\text{Donc : } V_a = \frac{Q_{\text{projet}}}{S} = \frac{50.408}{38.08} = 1.32 \text{ m/s}$$

$$V_a = 1,32 \text{ m/s}$$

Pour la roche saine $V_{adm} = (4,4 \text{ à } 10) \text{ m/s}$

$V_a \leq V_{adm}$ Donc pas de risque de l'érosion et d'affouillement.

-Hauteur du mur du canal d'approche

La hauteur de mur est :

$$H_m = H + P + R \dots \dots \dots \text{ (VI. 02)}$$

$$\text{Avec : } R = 0,61 + 0,14(v)^{1/3} \dots \dots \dots \text{ (VI. 03)}$$

$$R = 0,74 \text{ m}$$

On adopte une valeur de : $H_m = 3.12 \text{ m}$.

$$H_m = 3.12 \text{ m}$$

Longueur du canal d'approche

La longueur du canal d'approche dépend de la topographie, elle est égale à 35m

A. Pente du canal d'approche

Pour obtenir un écoulement uniforme il est important de créer une contre pente.

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} * i_0^{1/2} \dots \dots \dots \text{ (VI.04)}$$

De l'équation on obtient : $i_0 = \left(\frac{n * V}{R^{2/3}} \right)^2$

Q : Débit évacué en [m³/s].

S : section mouillée rectangulaire en [m²] ; $S = (P+h) \times b$.

i_0 : Pente du fond.

R : rayon hydraulique en [m] ; $R = S/P$.

V : Vitesse d'écoulement en [m/s] ; $V = Q/S$.

P : Périmètre de section mouillée en [m] ; $P = ((h+p) \times 2) + b$.

n : Coefficient de Manning en [$\frac{S}{m^{1/2}}$]

AN : $i_0 = 0.01\%$ on prendre **0.1 ‰**

VI.3.2 Déversoir

Le type déversoir est de « Creager » s’adapte mieux à la lame d’eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n’exerce pas d’effort sur le parement, ainsi que cette lame d’eau épouse toujours ce type de profil

- Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$y = \frac{x^{1,85}}{2h_d^{0,85}} \dots \dots \dots (VI.05)$$

x : Distance horizontale en m.
 Y : Distance verticale en m.
 h_d: la charge sur le déversoir
 a = 0,12H = **0.15m**
 b = 0,4H = **0.51 m**
 c = 0,3H = **0.38 m**

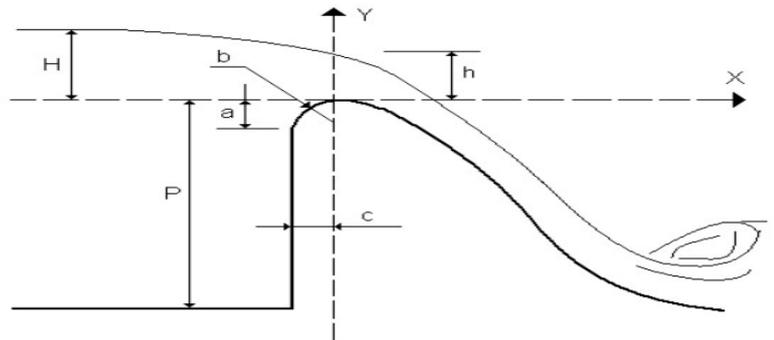


Figure VI. 1 : Dimensions du déversoir
Tableau VI. 2 Coordonnés du profil de Creager

X	Y
0.161	0.000
0.046	0.128
0.009	0.256
0.000	0.384
0.009	0.512
0.077	0.768
0.188	1.024
0.328	1.280
0.503	1.536
0.723	1.792
1.117	2.176

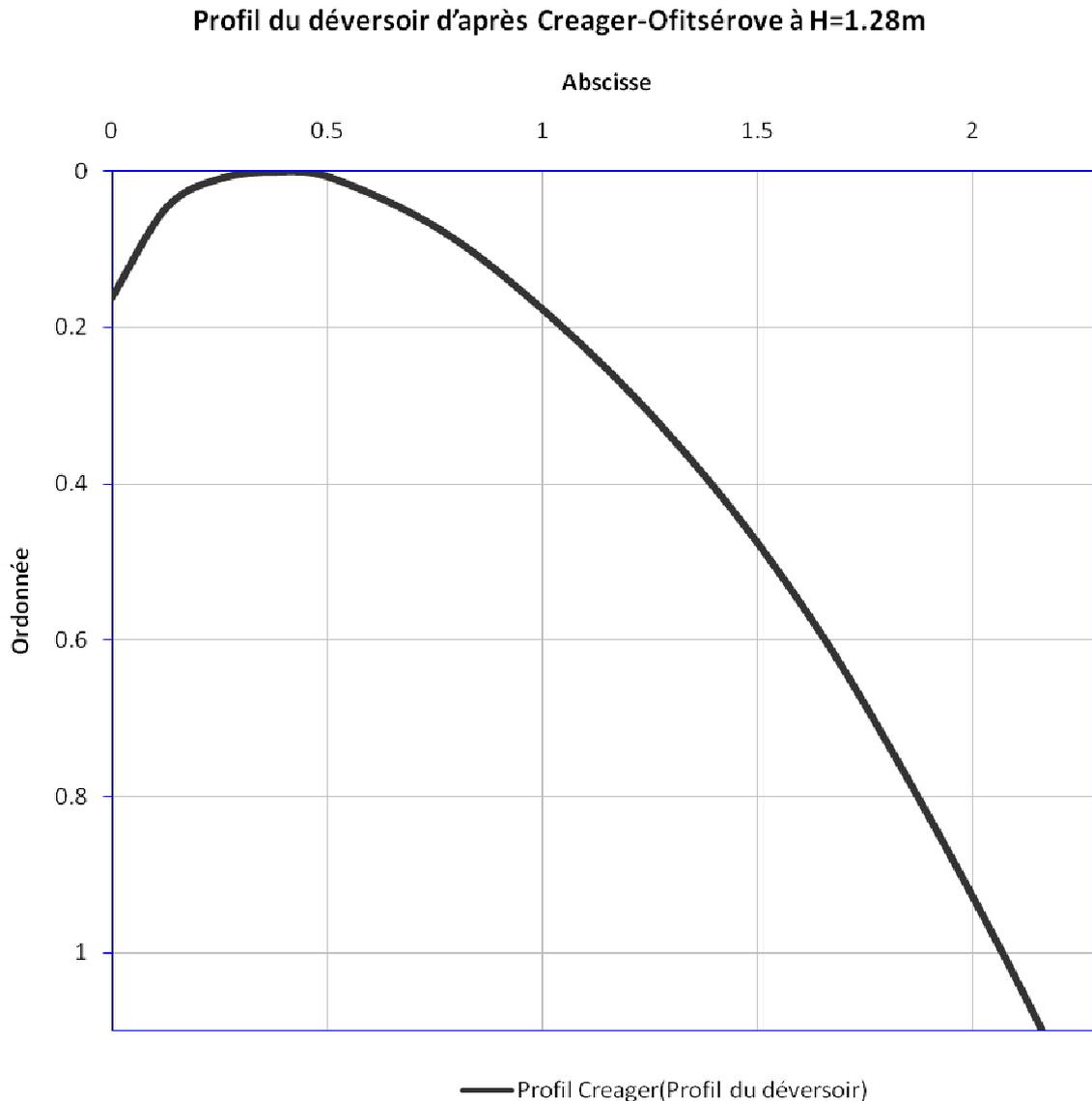


Figure VI. 2: Profil du déversoir

VI.3.3 Chenal d'écoulement

Le chenal suit directement le déversoir, il est généralement de section rectangulaire. Dans notre cas, avec une largeur $b_{ch}=16$ m, une pente $i=0.1\%$ et une longueur $L_{ch}=11.74$ m (conditions topographiques).

L'écoulement dans le chenal doit être fluvial pour permettre le passage à l'écoulement torrentiel, à l'extrémité aval (début de coursier).

La profondeur d'eau au début du chenal est la même que la profondeur d'eau à la fin du convergent.

-Calcul de la profondeur critique.

On calcul la profondeur critique par la formule :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{gb}} \dots\dots\dots (VI. 06)$$

AN :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{50.408^2}{16^2 \times 9,81}} = 1.00m$$

Avec :

- q : Débit spécifique (m²/s) ; **Q = 18.84 m³**
- b : Largeurr du chenal **b=16 m**

La profondeur critique est hcr=1.00m

hcr=1.00 m

Vérification de la pente critique

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + 2Y_c)^{2/3}}{K(b \times Y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (VI. 07)$$

AN : Icr=0,0023

Icr=0.23>0,1% donc la condition ést vérifier

Icr=0.23%

Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale hn (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement est uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S.C. \sqrt{RI} \dots\dots\dots (VI. 08)$$

Avec :

S : Section du chenal S=b.hn ;

I : Pente du chenal I=0, 1% ;

Cn : Coefficient de Chézy Cn = R^{1/6}/n.(1/n=K=71)

$$R : \text{Rayon hydraulique} = R = \frac{S}{P} = \frac{b \times hn}{2hn + b}$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (mh_n^2 + b.h_n)^{5/2} . (2.h_n \sqrt{1+m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI. 09)$$

Puis on fait l'itération comme suit :

Tableau VI . 3 Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	$(b \times hn)^{5/3}$	$(2hn+b)^{-3/2}$	Q m ³ /s
2	322.539789	0.13572088	98.2852429
1.9	296.111976	0.13663329	90.8386897
1.8	270.595651	0.1375612	83.5747554
1.7	246.007401	0.13850502	76.5018672
1.6	222.365091	0.1394652	69.6291038
1.5	199.688047	0.14044219	62.9662773
1.4	177.997279	0.14143648	56.5240337
1.3	157.315757	0.14244855	50.3139728

On aura : **hn=1,3 m.**

Conclusion :

Hn=1,3m > hc=1.00 Donc le régime est fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

VI.2.3.5 La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite

$$R = 0,61 + 0,14(V)^{1/3} \dots\dots\dots (VI.10)$$

R= 0.74 m

La hauteur de mur est

$$Hm = he + R \dots\dots\dots (VI.11)$$

he=1,3 m Hm= 2.04 m on prendre **Hmg = 2,5 m**

VI.3.4 Convergeant

Le convergeant est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et à sa fin, elle égale à celle du coursier. Son rôle consiste à guider les filets d'eau jusqu'au coursier, passant d'un écoulement fluvial, à la fin du chenal, à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :

$$L = 2.5 (l1 - l2) \dots\dots\dots (VI. 12)$$

Avec :

l1 : Largeur au plafond du bief amont **l1=16m**

l2 : Largeur au plafond de la section de contrôle **l2= 8 m**

Donc : L = 2.5 (16- 8)=20m

L=20m

Largueur du coursier

Pour assurer de bonnes conditions d'écoulement et de construction, on donne au coursier une section rectangulaire, de la même largeur, à la fin de convergeant bc= 8 m

bc= 8 m

VI.3.5 Le coursier

Après le convergent on dimensionne le coursier qui est un canal rectangulaire qui doit guider l'eau vers l'oued dans un état torrentiel pour sa on choisit que la pente soit 4 %. Mais ils doivent rejoindre le cours d'eau à une vitesse très inférieure, l'énergie en excès doit être dissipée.

- **Largeur du coursier** : on donne au coursier une section rectangulaire, de la même largeur de la fin de convergeant **bcr=8m**
- **Longueur du coursier** : La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique 67.22 mètre, ensuite on va la vérifier avec le calcul de ligne d'eau.

La profondeur critique

La condition de l'état critique est : $Fr^2 = \frac{Q^2 b}{g \cdot S^3} = 1$ (VI.13)

Pour un canal rectangulaire : $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$ (VI.14)

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{50.408^2}{8^2 \cdot 9,81}} = 1.59 \text{ m}$$

Avec :

q : Débit spécifique (m²/s) ;

b : Largeur du coursier b= 8 m

La Profondeur critique est hcr=1.59 m

Hcr=1.59

La pente critique

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer Icr on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = Sc.C. \sqrt{RI}$$

Avec celle du régime critique :

$$\frac{Q^2 \times b}{g \cdot Sc^3} = 1 \text{ (VI. 15)}$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \times h_{cr}}{Rc \cdot C^2} \text{ (VI. 16)}$$

Sc=12.72 m², P=2hcr+b=2(1.59)+8=11.18 m

$$R_c = \frac{S}{P} = \frac{12.72}{11.18} = 1.14 \text{ m} ; \text{ et } C = R^{1/6} / n = 71(1.14)^{1/6} = 72.57$$

$$\text{Donc : } I_{cr} = \frac{9,81 \times 1.59}{72.57^2 \times 1.14} = 0,0026 \approx 0,26\%$$

$$I_{cr} = 0,26\%$$

-Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (cela veut dire que la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes). Elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy)

$$Q = S . C . \sqrt{RI} \dots\dots\dots (VI. 17)$$

Avec :

S : Section du coursier S=b.hn ;

I : Pente du coursier I=10.0%;

Cn : Coefficient de Chézy Cn = R^{1/6} / n

$$R : \text{Rayon hydraulique} = R = \frac{S}{P} = \frac{b \times hn}{2hn + b}$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = K \times I^{1/2} \times (b \times hn)^{5/3} \times (2hn + b)^{-2/3} \dots\dots\dots (VI. 18)$$

Tableau VI .1

Tableau VI . 4: Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	(b×hn) ^{5/3}	(2hn+b) ^{-2/3}	Q m ³ /s
1	32	0.215443	154.7896
0.9	26.84649	0.218365	131.622
0.8	22.06141	0.221387	109.659
0.7	17.65957	0.224516	89.01977
0.6	13.65847	0.227759	69.84498
0.5	10.07937	0.23112	52.30341
0.49	9.745634	0.231463	50.64667

-Conclusion :

On aura hn=0,5 m.

Hn=0.5m < hc =1.59 m alors l'écoulement est fluvial.

Classification du mouvement et du régime d'écoulement

I=10% (hn=0,5m), I_{cr}= 0,26% (h_{cr}=1.59 m)

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que(I < Icr) (hn < hcr) alors le régime d'écoulement est torrentiel et type de remous s2

VI.3.5.1 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Calcul de la ligne d'eau avec la Méthode Indirecte d'intégration Numérique

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	yn	yc	Régime	L coursier (m)
50.408	71	0.1	0.5	1.59	Torrentiel	67.22

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant que dQ/dx est nul :

$$dy/dx = (S_o - S_f) / (1 - Fr_2^2) \dots\dots\dots(VI.19).$$

S_o : pente du fond ; S_f : pente de la ligne d'énergie.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie Sf peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning.

L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_o - (n^2 Q^2) / (A^2 R^3)}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \dots\dots\dots (VI.20)$$

On donne des valeurs arbitraires à yi et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs yi et on calcul la profondeur moyenne :

$$Y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \dots\dots\dots(VI.21)$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à chaque valeur de yi, utilisant ymoy et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur L on continue avec une valeur de yi' < yi jusqu'à trouver la somme de Δx égale à la longueur L de coursier.

Tableau VI . 5: Ligne d'eau

y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr ²	1-FR ²	n ² Q ² /A ² R ³	I0-G1	Δx	L
1.59										
1.5	1.545	12.36	11.09	1.114518	1.097399	-0.0974	0.002821	0.097179	-0.10023	-0.10023
1.4	1.45	11.6	10.9	1.06422	1.327535	-0.32753	0.003406	0.096594	-0.33909	0.238859
1.3	1.35	10.8	10.7	1.009346	1.644935	-0.64493	0.004217	0.095783	-0.67333	0.912189
1.2	1.25	10	10.5	0.952381	2.072144	-1.07214	0.005315	0.094685	-1.13233	2.044517
1.1	1.15	9.2	10.3	0.893204	2.661071	-1.66107	0.00684	0.09316	-1.78304	3.827554
1	1.05	8.4	10.1	0.831683	3.496086	-2.49609	0.009024	0.090976	-2.74369	6.571241
0.9	0.95	7.6	9.9	0.767677	4.720404	-3.7204	0.012267	0.087733	-4.24058	10.81182
0.8	0.85	6.8	9.7	0.701031	6.590118	-5.59012	0.017295	0.082705	-6.75911	17.57092
0.7	0.75	6	9.5	0.631579	9.593259	-8.59326	0.02553	0.07447	-11.5392	29.11013
0.6	0.65	5.2	9.3	0.55914	14.73703	-13.737	0.039984	0.060016	-15.8670	44.97713
0.5	0.55	4.4	9.1	0.483516	24.32551	-23.3255	0.067785	0.032215	-22.1098	67.08693

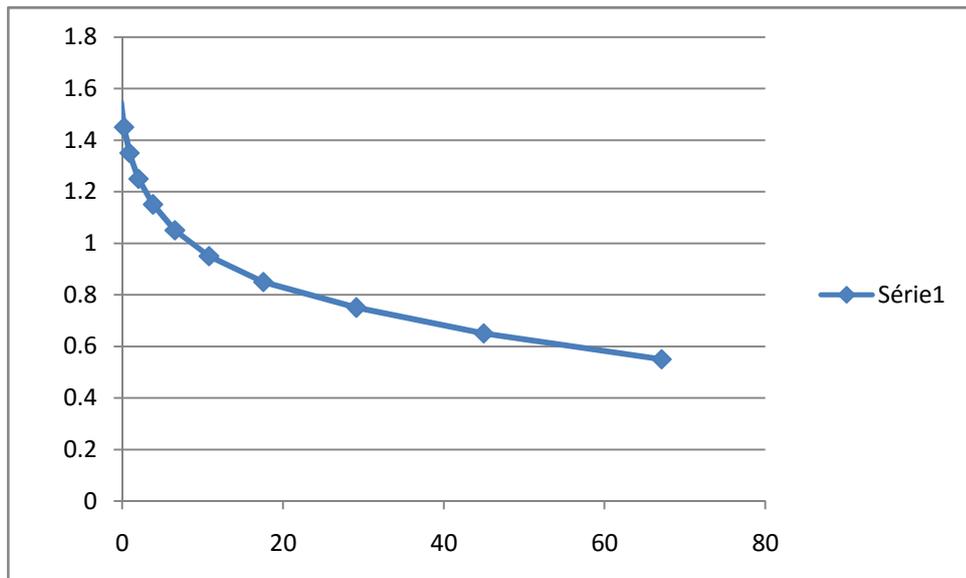


Figure VI.3 : Profil de la ligne d'eau au niveau du coursier

On à : $F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$ (VI. 22)

Où :

Fr : Nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$

AN: $V = \frac{Q}{S} = \frac{50.408}{8 \times 0,5} = 12,6 \text{m/s}$

V=12,6m/s

Donc : $F = \frac{12,6}{\sqrt{9,81 \times 0,5}} = 5.69$

F=5,69m/s

VI.3.6 Dissipateur d'énergie

Le principe de la dissipation de l'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial.

Dans les bassins à ressaut hydraulique, l'énergie dissipée peut être exprimée en fonction du nombre de Froude au niveau de la section initiale du ressaut Fr. Le meilleur intervalle du nombre de Froude qui assure une dissipation d'énergie élevée et la régularité du courant aval est celui compris entre 4.5 et 9 (ressaut stable). Pour des grandes valeurs, le ressaut est dit fort. Il est appelé faible ou oscillant pour des faibles valeurs de Fr. Ces valeurs entraînent la

formation des ondulations dans le courant aval ou à des tourbillons instables voire à une dissipation d'énergie quasiment nulle.

Pour la dissipation de l'énergie nous avons opté pour un bassin de dissipation à ressaut. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval.

Nous avons :

- $V = 12.6 < 15$ m/s
- $Fr = 5.69 > 4,5$

Nous allons opter pour bassin de **type II**.

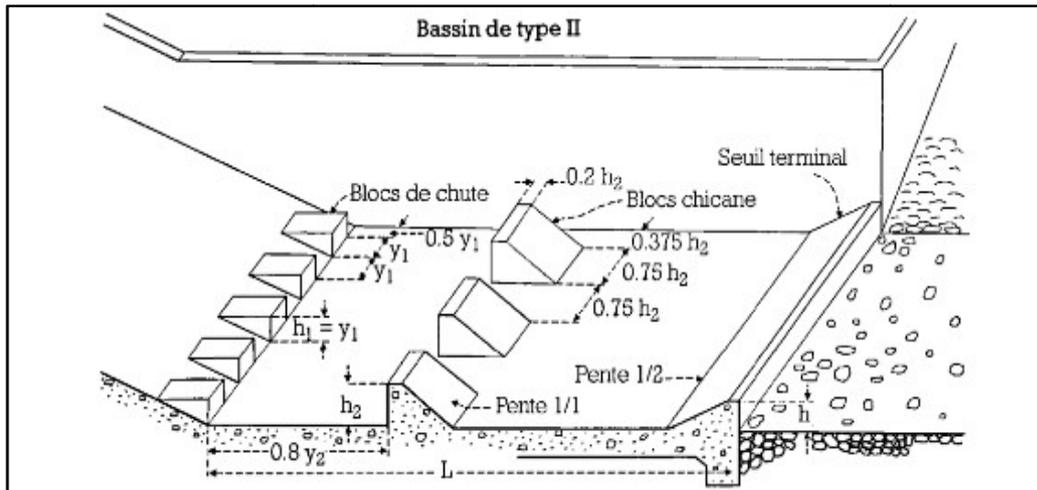


Figure VI. 3:Bassin de dissipation USBR type II (Design of Small Dams, 1987)

VI.3.6.1 Dimensionnement du bassin

On a $Fr = 5.69$ et $y_1 = 0.5$ m

D'après l'abaque. $\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \times (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) = 7.56$ D'où $y_2 = 3.78$ m.

y_1 : Tient d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tient d'eau après le ressaut en (m)

VI.3.6.2 Longueur du bassin

D'après l'abaque (annexe VI.1) On a : $L/y_2 = 2.1$ Donc :

$L = 7.94$ m On prend : $L = 8$ m.

VI.3.6.3 Dimensionnement des blocs de chute

On a : $h_1 = y_1 = e_1 = s = 0,5$ m

h_1 : Hauteur des blocs de chute à l'entrée.

S_1 : L'espacement entre les blocs de chute.

e_1 : épaisseur du bloc de chute

Donc Le nombre des blocs de chutes est de **7 blocs**.

VI.3.6.4 Dimensionnement des blocs de chicane

D'après l'abaque (annexe VI.1)

$$\frac{h_2}{y_1} = 2 \Rightarrow h_2 = 1m \quad s_2 = e_2 = 0.75 * h_2 = \mathbf{0.75 m} \quad l = 0,2 h_2 = \mathbf{0,20 m}$$

h_2 : hauteur du bloc chicane. l : largeur du seuil.

S_2 : L'espacement entre les blocs de chicane.

e_2 : épaisseur des blocs de chicane.

Donc Le nombre des blocs de chicanes est de **5 blocs**.

VI.3.6.5 Hauteur de seuil terminal

$$\frac{h_4}{y_1} = 1.5 \Rightarrow h_4 = 0.75m$$

VI.3.7 Canal de fuite

Le canal de fuite fait suite au bassin de dissipation, il sert essentiellement, à conduire l'eau vers l'Oued.

Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdale de largeur $b=13.87m$, d'une longueur $L=4.74 m$ et de pente $I_{cf}=0,8\%$.

- La hauteur critique

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$h_{cr} = K \cdot H_{cr} \dots \dots \dots (VI. 23)$$

$$\text{Avec : } H_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} = 1.59 m \quad \text{Et } \sigma_{cr} = \frac{H \times m}{b} = 0,19;$$

$$K = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105(\sigma_{cr}^2)\right) = 0,94$$

m : Fruit des talus du canal de fuite $m=1$.

Ce qui donne $h_{cr} = 0.94 m$

$h_{cr} = 0.94 m$

- La pente critique

$$\text{Elle est donnée par } I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots \dots \dots (VI.24)$$

Avec :

I_{cr} : pente critique.

Sc : Section critique $Sc = m h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} = 8.4 \text{ m}^2$.

Pc : Périmètre critique $P_{cr} = b + 2 \cdot h \sqrt{1 + m^2} = 10.66 \text{ m}$

Rc : Rayon critique $R_c = Sc / P_c = 0.78$

Cc : Coefficient de Chézy $C_c = R^{1/6} / n = 27.46 \text{ m}$

La pente critique est $I_{cr} = 0,061 = 6,12 \%$

Icr = 6,12%

- Profondeur normale dans le canal

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy VI.07) est :

$$Q = S.C. \sqrt{RI}$$

Pour la hauteur normale on a :

$$P_n = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots (VI.25)$$

$$S_n = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n \dots\dots\dots (VI.26)$$

$$R = S_n / P_n, \quad C_n = R^{1/6} / n$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI. 27)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI . 6: Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	$(m \times hn + b \times hn)^{5/2}$	$(b + 2hn \sqrt{1 + m^2})^{-3/2}$	Q m ³ /s
2	1788.85438	0.01981408	90.5786673
1.9	1534.51801	0.02044596	80.1782177
1.8	1306.91232	0.02111215	70.5108201
1.7	1104.20991	0.02181531	61.5587827
1.6	924.651416	0.0225584	53.3044228
1.56	858.926944	0.02286753	50.1940628

Le calcul par itération donne : $h_n = 1,56 \text{ m}$

- Vitesse dans le canal

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (VI. 28)$$

AN :

$$V = \frac{50.408}{1 \times 1,86^2 + 8 \times 1,86} = 2,91 \text{ m/s} \qquad \qquad \qquad \mathbf{V = 2,91 \text{ m/s}}$$

VI.3.8 Hauteurs des murs bajoyers

a) chenal d'écoulement

Au long du chenal d'écoulement, les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue ($N_{cr}=1019.66\text{m}$) qui correspond à une hauteur de 2,5 m.

b) le coursier

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons. Les hauteurs des murs bajoyers seront différentes.

- Hauteur au début

$$H_m = h_e + r \dots \dots \dots \text{(VI. 29)}$$

Ou : h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 2 \text{ m}$;

r : revanche de sécurité donnée par :

$$r = 0,61 + 0,14V^{1/3} \dots \dots \dots \text{(VI. 30)}$$

$$V_e = \frac{Q}{S} = \frac{50.408}{8 \times 1.59} = 3.08 \text{ m/s } \mathbf{V = 3.96 \text{ m/s}}$$

Ce qui donne : $R = 0,83$,

$$\mathbf{H_m = 2.42m}$$

- Hauteur à la fin

$$V_s = \frac{Q}{S} = \frac{50.408}{8 \times 0,5} = 12.6 \text{ m/s } \mathbf{V = 12.6 \text{ m/s}}$$

$$\text{Donc : } Fr_s = \frac{12.6}{\sqrt{9,81 \times 0,5}} = 5.06 \quad \mathbf{Fr = 5.06}$$

$$R = 0,61 + 0,14 \times 9.24^{1/3} = 0.93 \text{ m } \rightarrow \mathbf{H_m = 0.5 + 0.93 = 1.43 \text{ m}}$$

$$\mathbf{H_m = 1.43m}$$

c) Le bassin de dissipation

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution.

d) Le canal de restitution

$$H = h_n + R$$

$$R = 0.61 + 0.14 \times (h_n)^{1/3} \quad \mathbf{R = 0.77 \text{ m.}}$$

$$\underline{\text{Alors}} : H_{\text{mur}} = 2.33 \text{ m. En prend } \mathbf{H_{\text{mur}} = 2.5 \text{ m}}$$

VI.1.9 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

a) Vagues roulantes

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu, aussi bien, dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent, généralement, lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

- $b/h < (10 \div 12) \dots \dots \dots \text{(VI. 30)}$

- Et $Fr_2 < 40 \dots \dots \dots \text{(VI. 31)}$

Avec :

b : Largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$\text{AN : } Fr^2 = \frac{V^2}{g \times h} = 78,64 ; b/h = 50,00$$

Donc, il n'y a aucun risque d'apparition de vague roulante

VI.3.9 Ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

1. D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval).
2. De vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue)).
3. De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

VI.3.9.1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

VI.3.9.1.1 Calculi du debit de vidange

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

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots \text{(VI. 32)}$$

Avec :

V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange (8 a 10 jours).

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal au débit moyen annuel).

$$\text{AN: } Q_{vf} = \frac{83603.93}{864000} + \frac{0,435 \times 10^6}{31,53 \times 10^6} = 0,11 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mathbf{Q_{vf} = 0,11 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

VI.3.9.1.2 Calculi de la section de la conduit de vidange de fond et son diameter

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant l'équation de Bernoulli :

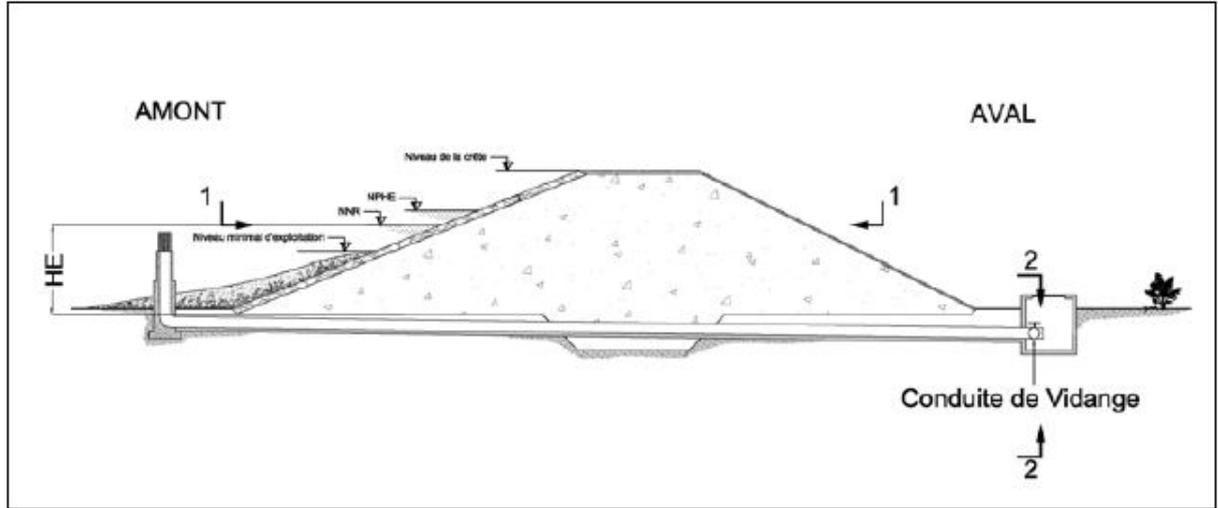


Figure VI. 4: Schéma type pour l'équation de Bernoulli

En appliquant l'équation de Bernoulli entre les sections (1-1) et (2-2) et en considérant que les pertes de charges linéaires sont négligeables sur cette courte conduite de vidange, alors (charge constante).

$$H_1 = Z_1 + \frac{P_1}{\rho} + \frac{V_1^2}{2 \times g} \dots \dots \dots (VI.33)$$

$$H_2 = Z_2 + \frac{P_2}{\rho} + \frac{V_2^2}{2 \times g} \dots \dots \dots (VI.34)$$

$$H_1 = H_2 \dots \dots \dots (VI.35)$$

Où :

- ✓ $Z_1 = HE$ (différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval. $HE = 8 \text{ m}$)
- ✓ $P_1 = 0$ (pression atmosphérique)
- ✓ $P_2 = 0$ (pression atmosphérique)
- ✓ $V_1 = 0$ (surface libre d'eau)
- ✓ $Z_2 = 0$ (plan de référence)

Il vient alors :

$$V_2 = \sqrt{2 \times g \times HE} \dots \dots \dots (VI.36)$$

Le débit sortant de la conduite de vidange est donné par l'expression :

$$Q_v = \mu \times S \times V_2 \dots \dots \dots (VI.37)$$

Ce qui nous donne :

$$\mu = 0.243$$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $D_v = 215 \text{ mm}$

Nous adoptons la valeur de : $D_v = 300 \text{ mm}$

IV.3.3 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}} \dots\dots\dots (VI. 41)$$

$$\text{AN : } V_s = \frac{0,11}{0,04} = 2,75 \text{ m/s}$$

VI.3.10 Ouvrage de prise d'eau

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions situées à l'aval de notre retenue.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

VI.3.10.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau

D'après le tableau qui représente la distribution mensuelle de la demande, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 31.568 \cdot 10^3 \text{ m}^3.$$

$$\text{Donc : } Q = \frac{V_{\max}}{T} \dots\dots\dots (VI. 41)$$

AN :

$$Q = \frac{31,568 \cdot 10^3}{8 \cdot 31.3600} = 0,035 \text{ m}^3/\text{s} \qquad \qquad \qquad \mathbf{Q=0,035 \text{ m}^3/\text{s}}$$

VI.3.10.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

T : Temps de prise (T = 8 heures/jour en 31 jours).

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0,23$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse. (3,7 m)

A.N:

$$S = \frac{0,035}{0,23 \times \sqrt{2.9,81.3,7}} = 0,018$$

$$D = \sqrt{\frac{4.0,018}{\pi}} = 0,151$$

On prend un diamètre normalisé :

$$\mathbf{D = 151 \text{ mm}}$$

VI.3.10.3 Correction du coefficient de débit μ

on utilise la formule

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots\dots\dots (VI. 42)$$

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{0,032 \times 75}{0,151} = 18,28$$

$$\text{Donc : } \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 18,28}} = 0,23$$

$$\text{A.N: } S = \frac{0,035}{0,23 \times \sqrt{2.9,81.3,7}} = 0,018$$

$$D = \sqrt{\frac{4.0,018}{\pi}} = 0,150\text{m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 150 \text{ mm}$$

$$\mathbf{D = 150\text{mm}}$$

VI.3.10.4 Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{s} \dots\dots\dots (VI. 43)$$

AN:

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{s} = \frac{0,035}{0,018} = 1,94\text{m/s}$$

$$\mathbf{V_{\text{con}} = 1,94\text{m/s}}$$

Conclusion :

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisqu'ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage dans Notre étude nous optons :

- Un évacuateur de crue latéral à entonnement frontale à seuil libre sur la rive gauche
- Un bassin d'amortissement à ressaut de type II (USBR) et de longueur égale à 8 avec des blocs de chute et des blocs de chicane.
- Diamètre optimal de la conduite de vidange est de 200 mm
- Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 150 mm, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

Table des matières

Chapitre : Septième

Organisation de Chantier

VII.1 INTRODUCTION

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en oeuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, avant d'aller sur chantier, et de commencer la réalisation des travaux, pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du Prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit onéreux.

L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en oeuvre pour gérer le chantier

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient

VII.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir sur le site du barrage.

VII.6.1 Le maître de l'ouvrage

C'est une personne morale qui est l'ANBT pour laquelle sont exécutés les travaux.

Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passerait de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est les propriétaires le gestionnaire.

VII.6.2 Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir

L'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

VII.6.3 L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VII.3 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 diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. Nous pouvons distinguer les installations suivantes :

VII.6.1 Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de Chantier



Figure VII. 1 : Exemple d'installations destinées au personnel

VII.6.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars ...).

VII.6.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.6.4 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.4 Ordre d'exécution des travaux

1. Installation du chantier ;
2. Implantation des axes des différents ouvrages ;
3. Coupure et dérivation de l'oued ;
4. Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues ;
5. Coupure finale et mise en eau ;

VII.5 Travaux de réalisation

VII.6.1 Travaux de terrassements :

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques. En ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VII.6.2 Travaux d'excavations :

Les différentes opérations d'excavation doivent être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais selon les étapes suivantes :

Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

VII.4.3 Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.

Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage

VII.6 Les moyens du chantier

VII.6.1 Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en oeuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences

VII.6.2 Moyens matériels du chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après :

- **Les compacteurs à pneus**



Figure VII. 2: Compacteur à pneus

- **Les compacteurs rouleaux** : les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux



Figure VII. 3: Compacteur rouleaux

- **Les compacteurs à pied de mouton** : pour le compactage des sols fins.



Figure VII. 4: Compacteur a pied de mouton

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- **La décapeuse automotrice (motor scraper)**

Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroiréjecteur pouvant se surbaïsser et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.

Ces engins travaillent généralement en duo car ils sont poussés (un tampon se trouve à l'arrière) par un bulldozer équipé d'une lame spéciale dite « pousse ». Ce type de scraper dit « poussé » est le plus répandu.

L'engin peut aussi être autonome, du type « automoteur ». Par le biais d'une chaîne élévatrice, il se charge et se décharge par ses propres moyens.



Figure VII. 5: Décapeuse Automotrice

▪ La pelle hydraulique

Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleteuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet).

La pelleteuse est utilisée pour des travaux :

- ✓ de terrassement
- ✓ d'extraction (chargement de matériaux dans une carrière...)
- ✓ de réalisation et nettoyage de fossés et de talus...
- ✓ de fondations spéciales (forage, parois moulées...), la pelle sera équipée du

Matériel : mouton, sonnette...



Figure VII. 6: Pelle hydraulique

▪ Les camions

Les camions favorisent le mélange de plusieurs horizons, sont plus adaptés lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou à un relief très marqué



Figure VII. 7: Un camion

VII.7 Planification

VII.6.1 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'oeuvre et les autres moyens de mise en oeuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail
- observations instantanées
- analyse des tâches
- chronométrage
- définition des objectifs et des attributions
- simplification des méthodes
- stabilisation des postes de travail.

VII.6.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique

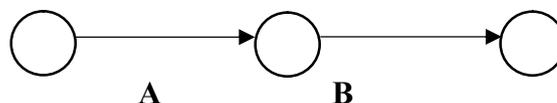
VII.6.2.1 Méthodes basées sur le réseau

A. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux

❖ Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des noeuds



L'opération A précède l'opération B

❖ Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée.

B. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

a. Etablissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

b. Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels
- Regroupement des graphes partiels
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage
- Construction du réseau

c. Méthode du chemin critique (Critical Path Method/CPM)

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.

d. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

❖ Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

❖ Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII 6.2.2 Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un

enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

A. Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- ✓ **TR** : temps de réalisation
- ✓ **DCP** : date de commencement au plus tôt
- ✓ **DCPP** : date de commencement au plus tard
- ✓ **DFP** : date de finition au plus tôt
- ✓ **DFPP** : date de finition au plus tard
- ✓ **MT** : marge totale.

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

B. Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$\begin{array}{l} \text{C.C} \iff \left\{ \begin{array}{l} \text{MT}=0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{DTP} \end{array} \right. \end{array}$$

C. Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- ✓ Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- ✓ Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante :

$$T = \frac{Q.N}{n} \dots\dots\dots(VII.1)$$

Avec :

- Q : quantité de travail
- N : rendement
- n : nombre d'équipes

VII.6.2.3 Les plannings

Il existe trois types de plan de travail

A. Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

B. Plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

A. Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.6.2.4 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII 1 : Symboles des opérations réalisées

Phase des travaux	Opération	Durée (mois)
Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier)	A	1
Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	B	1
Décapage de la terre végétale sur le verrou et ouverture de tranchée d'ancrage	C	1
Préparation des zones d'emprunt	D	2
Déforestation de la cuvette	E	2
Remblai de la tranche d'ancrage et compactage	F	1
Remblai sur la fondation et construction de la conduite vidange de fond	G	1
Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).	H	1
Remblai et compactage du corps de la digue et le drain par couche successive	I	3
Revêtement des talus	J	1
Excavation de la zone d'implantation de l'évacuateur de crues	K	1
Coffrage, ferrailage et Coulage de l'évacuateur de crue	L	3
Equipements hydrauliques.	M	1
Finalisation des ouvrages de sortie	N	1

VII.6.2.5 Détermination des chemins critiques par la méthode Réseau à nœuds

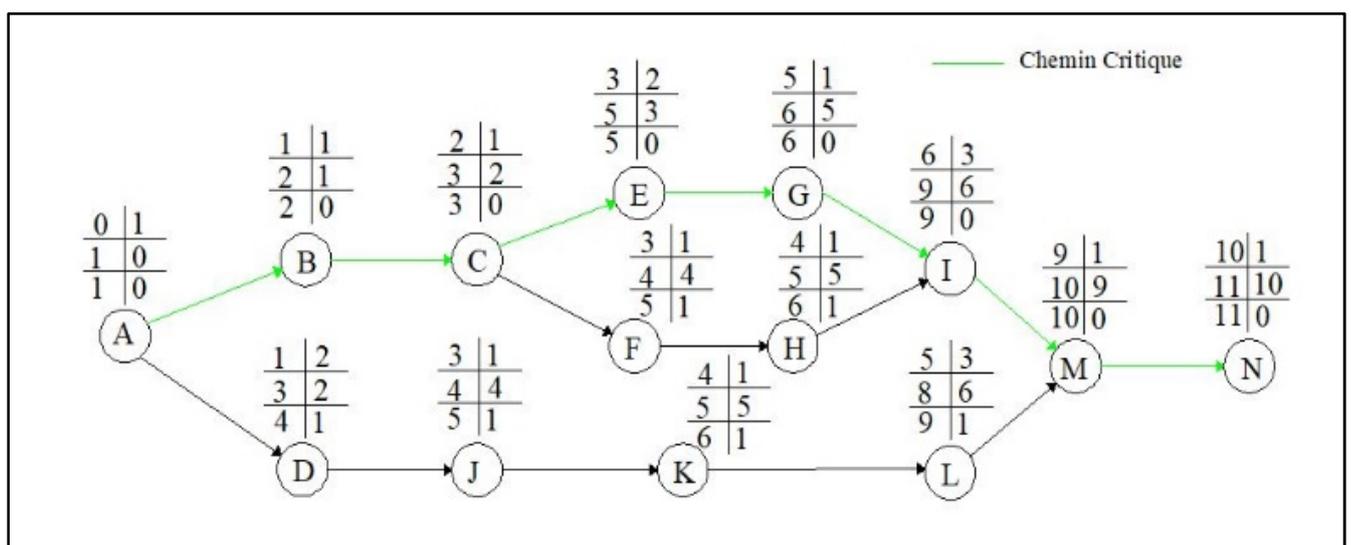


Figure VII. 8: Réseau a nœuds

VII.6.2.6 Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau

Tableau VII 2: Les opérations réalisées

Opération	TR (mois)	D.P		D.F.P		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	1	2	3	2	3	0
D	2	1	3	2	4	1
E	2	3	5	3	5	0
F	1	3	4	4	5	1
G	1	5	6	5	6	0
H	1	4	5	5	6	1
I	3	6	9	6	9	0
J	1	3	4	4	5	1
K	1	4	5	5	6	1
L	3	5	8	6	9	1
M	1	9	10	9	10	0
N	1	10	11	10	11	0

D'après le chemin critique le temps de réalisation de la retenue égal à **11 mois**

Le diagramme de Henry L. Gantt (1910) est représenté dans la planche n° 5. Cette méthode consiste à placer les tâches à effectuer dans l'ordre défini par la priorité et en tenant compte des ressources encore disponibles.

VII.8 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues. Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages :

Tableau VII 3: Devis estimatif de la retenue

Désignation	unité	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage	m ³	3269.82	160	523171.2
Remblai	m ³	84200	600	54548258
Gravier	m ³	4000	600	1336764
Sable	m ³	4000	600	745482
Enrochement	m ³	1500	800	2627915
Drain et filtre	m ³	4377.6	600	2626560
Produit asphaltique	m ³	385,50	1000	385500
Terre végétale	m ³	728.8	300	218640
Béton armé 350 kg/m ³	m ³	850	45000	151652250
Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	160	11000	265584
Waterstop		800	300	9000
Conduite métallique 200 mm	ml	71.4	42000	2856000
Vannes 400mm	unité	2	40000	80000
Grille	unité	1	3000	3000
Totale				103605671

Chapitre : Huitième

Protection et Sécurité du travail

VIII.1 Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs.

Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent se produire à tous les moments de l'installation jusqu'à la mise en eau. C'est pour cela, qu'on doit chercher toutes les solutions pour faire face à ces derniers.

L'objet sera, donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier. Pour cela, il existe un bon nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité » dicté par différents organismes intéressés par la sécurité du travail, notamment le BIT (le Bureau International du Travail).

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégagent la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourraient être tenus comme responsables dans le cas où des dispositions n'aient pas été prises dans l'application des règles de sécurité sur le chantier.

VIII.2 Cause des accidents de travail

L'analyse des accidents, les plus fréquents, fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielles).

a) Causes humaines : Ces causes sont :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de faciliter.

b) Causes techniques : Ces causes sont :

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

VIII.3 Conditions dangereuses dans le chantier

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

VIII.4 Actions dangereuses

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervention sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Action sans prévention ou sans autorisation.
4. La non utilisation de l'équipement de protection individuelle.
5. L'imprudence durant le travail.
6. Le rythme de travail inadapté.

VIII.5 Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée de manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être installés sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celles fixées.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

VIII.6 Principales fonctions du service de sécurité

a) Etudes

1. Participation au Comité d'Hygiène et de Sécurité.
2. Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
3. Suggestions du Personnel.
4. Statistique : élaboration et commentaire.
5. Rapport avec l'administration.

b) Exécution

1. Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
2. Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle

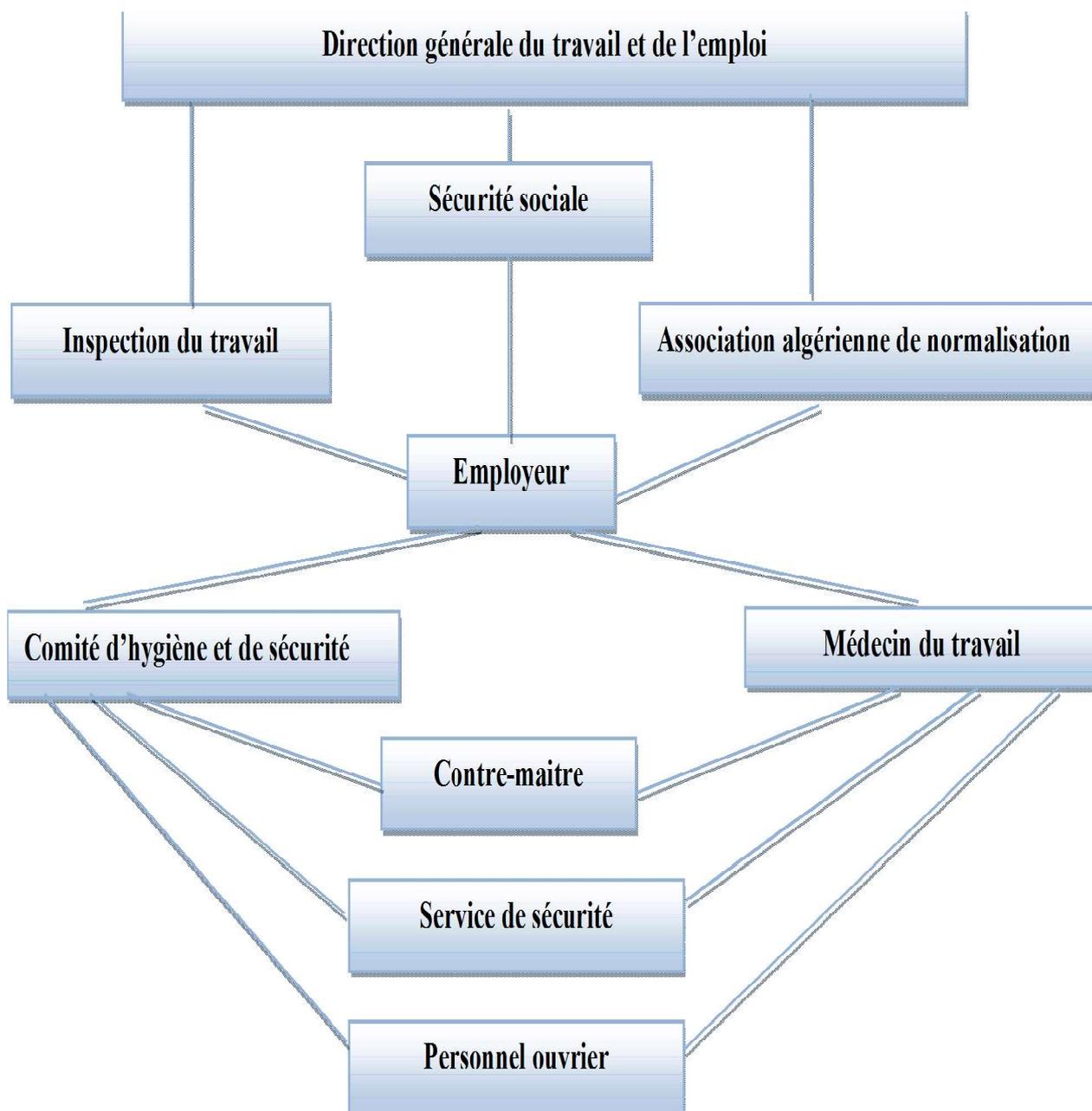
1. Enquêtes à la suite des accidents.
2. Inspections des installations.
3. Visites périodiques effectuées par les organismes.
4. Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation

1. Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
2. Equipes de secours.
3. Formation spéciale concernant certaines professions.

VIII.7 Organisation de la prévention des accidents du travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :



Le Contre-maître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contre-maitre revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance et de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;
- Exécution des mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).

Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité qui peut être classée en deux catégories distinctes :

- Respect de la réglementation, la législation et les contrôles techniques.
- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pas pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré ;
- Etre pratique et confortable ;
- Etre solide ;
- Etre d'un entretien facile.

VIII.8 Conclusion

La prévention doit plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs mais une mesure indispensable et incontournable dans l'exercice de la fonction.

Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire, faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducatifs de l'homme durant l'accomplissement de son travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Conclusion générale :

Mon objectif tout au long du mémoire de fin étude a été de mener à bien la conception et l'étude de la retenue collinaire sur l'Oued CHAABAT LOUZ commune de Sebdoou , W.Tlemcen, en tenant en compte toutes les données nécessaires : topographiques, géologiques, géotechnique et hydrologiques, afin de garantir le bon fonctionnement de cet ouvrage .

A l'issue de cette étude on peut tirer les conclusions suivantes :

- ✓ De point de vue topographique, le site représente des conditions favorables pour l'implantation de l'ouvrage.
- ✓ La géologie régionale montre la disponibilité des matériaux de construction de la digue.
- ✓ Le calcul de l'aménagement des crues a été effectué par la méthode de (Muskingum) et après une étude d'optimisation on a déterminé une largeur optimale de l'évacuateur de crue ($b=16\text{m}$), correspondant à un débit laminaire $50.408 \text{ m}^3/\text{s}$ et une charge déversant ($h=1,28 \text{ m}$), d'où la hauteur optimale de la digue est de 10.16 m .
- ✓ Après une étude technico-économique, on a choisi une digue en terre homogène avec un tapis filtrant et un drain prismatique. et drain horizontale
- ✓ La stabilité du talus a été bien vérifiée vis à vis au renversement, pour des fruits $m_1=m_2= 2,5$.
- ✓ On a choisi d'implanter un évacuateur des crues latéral à entonnement frontale L'ouvrage de prise d'eau sera combiné avec la vidange de fond dans une conduite en acier de diamètre 200 mm ..
- ✓ Afin d'avoir un bon rendement du travail et en minimisant le taux de fréquence des accidents, il faut donner une grande importance à la santé des travailleurs sur le chantier.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Bernardo A. R., L. Santos (2004). Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger. - Recherche Google. [en ligne]. http://www.on-mali.org/pdf/on_dgemrh_01_digue_en_terre.pdf [Consulté le 22 /07/ 2018].

MIHOUBI M.K (2013), Ouvrages Hydrauliques, Polycopie de cours, ENSH, Blida.

Touat M. 1988 Etudes hydrologiques de retenues collinaires. Etude de faisabilité. « Eaux et sols d'Algérie » n° 1. 1988. ANRH. Alger.

HASSANE.M, Les ouvrages annexes de barrage (extrait du cours d'ouvrages hydrauliques).

TECSULT,2008 Étude du Programme National des Retenues Collinaires : Région hydrographique « ALGÉROIS SOUMMAM » Lot No 1, Novembre 2008.rapport final

ROLLEY. R (1977), Techniques des barrages en aménagement rural.

Barrage en terre **G.I. JURAVLEV.** Edition colosse Moscou 1966.

Patrick Le Delliou (2007), les barrages conception et maintenance. nouvelle Editions,

Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai
Guidelines for the justification of embankments dams and levees
ISBN 979-10-96371-01-3 – dépôt légal 3^{ème} trimestre 2016, Edition Cfbr - 2016
www.barrages-cfbr.eu

Khelifa MAALEL ; Zouheir HAFSIA (2012). Polycopié du cours OUVRAGES HYDRAULIQUES - PDF. Université de TUNIS EL MANAR [en ligne].

<https://docplayer.fr/45499512-Polycopie-du-cours-ouvrages-hydrauliques.html>

[Consulté le 22 /07/2018].

TOUAIBIA, B ; B. BENLAOUKLI (2004). Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

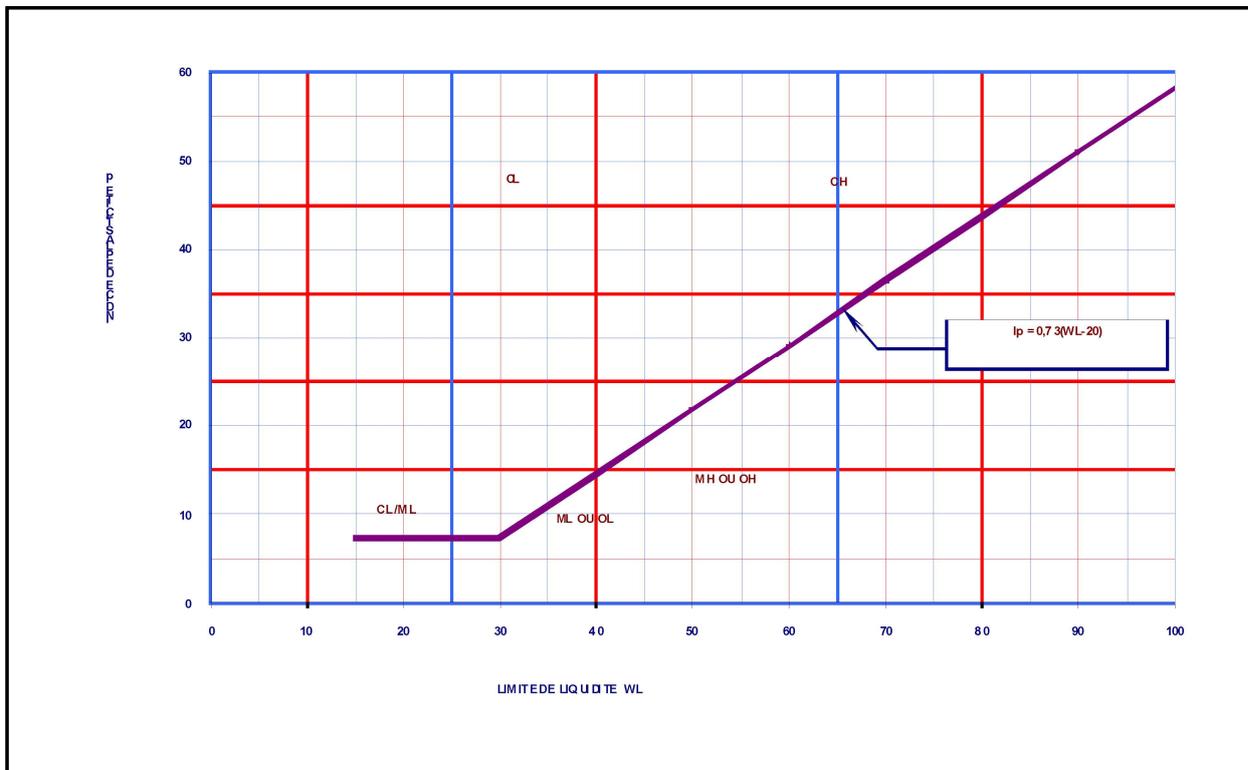
TOUAIBIA.B (2001) Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

Degoutte G. (2002), Petits barrages : Recommandation pour la conception. CEMAGREF Editions,

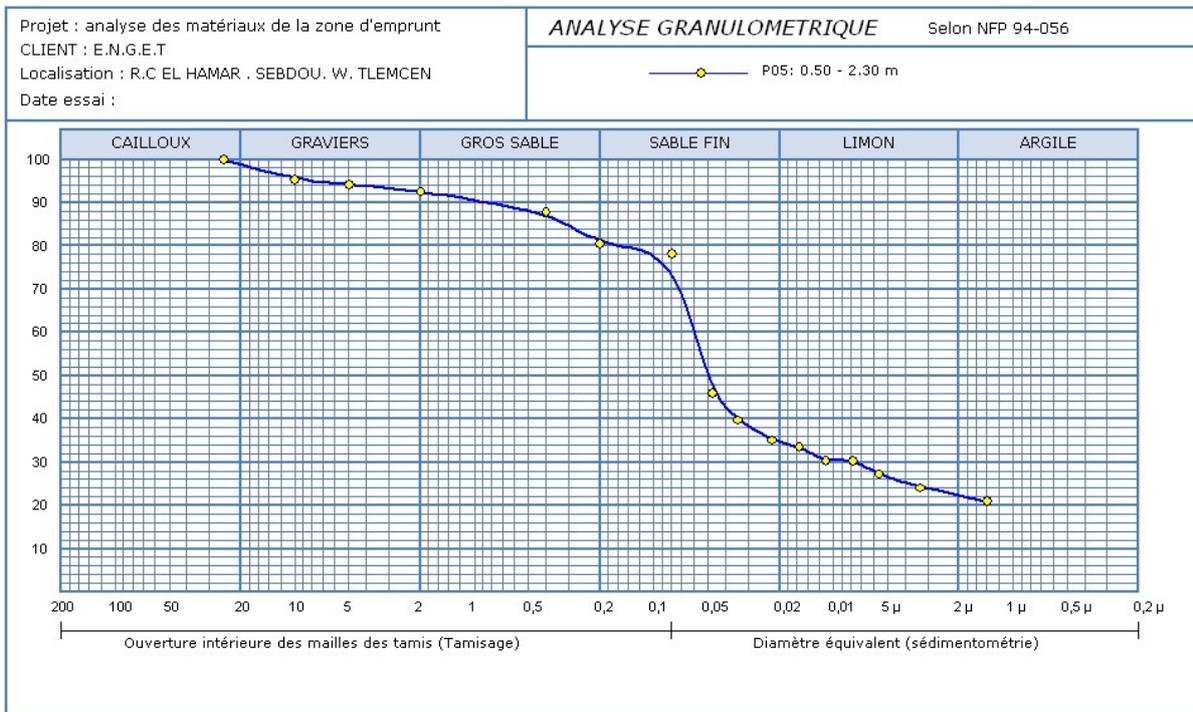
CARLIER.M, (1972) Hydraulique générale appliquée. et
Fatoumata Binta SIDIBE, (2006). ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL DU PROJET D'AMENAGEMENT DES TROIS BARRAGES URBAINS DE OUAGADOUGOU[en ligne], Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne(EPFL) ,86p,http://documentation.2ieedu.org/cdi2ie/opac_css/doc_num.php?explnum_id=995.pdf[consulté le 28/08/ 2018]

Annexes

Annexe.1



Annexe.2



Annexe.2

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI PROCTOR : NF P94-093 Octobre 1999

Etude : analyse des matériaux de la zone d'emprunt
 N°Dossier :
 Lieu : R.C. EL HAMAR SEBDOU W. TLEMCEM
 Client : E.N.G.E.T
 Date essai :

Réf.: P02
 Profondeur : 0.00 - 1.70 m
 Nature :
 Type Essai : PROCTOR Normal
 Type Moule : Moule Proctor

$\gamma_d \text{ max} = 1,70 \text{ (t/m}^3\text{)}$
 $W_{opt} = 13,2 \text{ (\%)}$

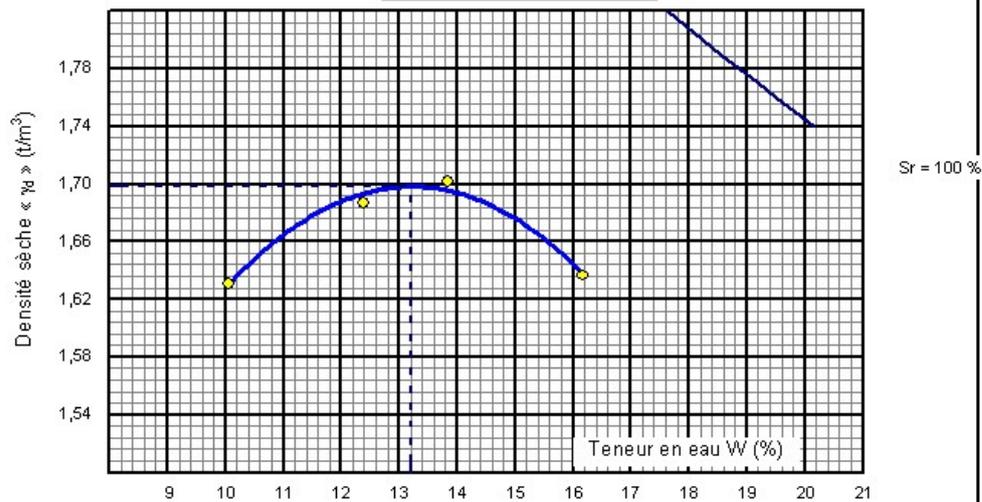
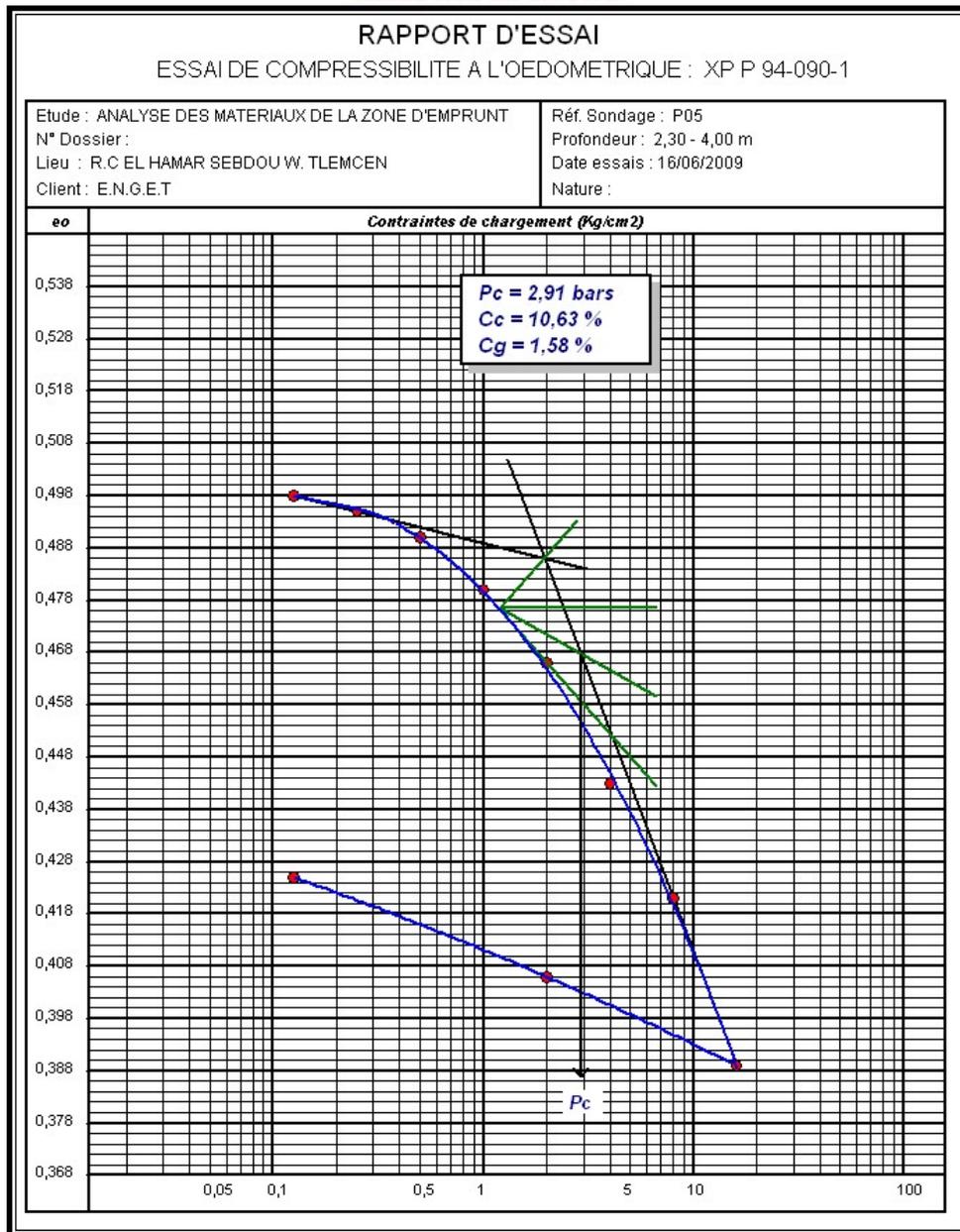


TABLEAU DES RESULTATS DES ESSAIS DE COMPACTAGE

W (%)	10,05	12,38	13,83	16,16				
Densité (T/m ³)	1,631	1,687	1,702	1,637				

Annexe.3



FO R. N°	ECHAN . N°	PROF (m)	W %	γ_h g/cm ₃	γ_s g/cm ₃	CaCo 3%	Limites consistance			TAMISAGE SEDIM.			COMP. SIMPLE			CISAILL. DIRECT UU		CONSOLIDATION OEDOMETRIQUE			CLASS	
							LL %	LP %	IP %	G %	S %	F %	ϵ %	Cu Kg/cm ₂	Rc Kg/cm ₂	ϕ'	Cu Kg/cm ₂	P' _o Kg/cm ²	P' _c Kg/cm ₂	CC		
S03	01	0.30 – 3.00	6.30	2.15		72.00	32.1	20.5	11.6	8.48	16.9 7	74.5 5										AP
S03	03	9.00 – 10.00		2.925		77.85									791.2							

Données pluviométriques de la station de Sebdou

(période 31 années)

code : 160405

Année	set	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avri	mai	juin	juil	aout	Total année
75	0,00	0,90	85,40	5,50	43,90	109,30	41,40	67,40	86,40	21,70	21,90	13,9	497,70
76	18,20	47,80	21,90	94,70	81,60	20,80	19,40	3,50	91,60	8,10	5,20	5,9	418,70
77	7,40	46,70	44,90	36,80	115,70	21,80	27,20	55,70	17,20	0,00	0,00	20,30	393,70
78	0,00	29,40	52,40	11,40	31,80	147,10	17,70	31,90	8,40	6,50	1,70	1,00	339,30
79	33,80	79,10	127,30	56,20	2,50	68,60	152,40	34,20	33,10	0,00	0,00	3,80	591,00
80	56,60	36,00	18,30	154,60	22,20	62,50	64,80	29,50	5,10	42,20	0,00	5,70	497,50
81	2,30	10,00	0,00	67,00	25,10	90,50	21,70	44,10	60,70	15,40	0,80	2,30	339,90
82	23,40	52,50	76,70	82,60	0,00	8,50	23,50	4,70	8,80	3,10	0,00	0,00	283,80
83	0,00	0,00	17,90	61,40	33,00	56,40	41,60	16,40	64,70	14,60	8,40	0,40	314,80
84	8,90	1,70	96,70	37,70	46,60	7,00	43,00	22,60	64,90	0,00	0,00	0,00	329,10
85	3,70	3,70	76,90	56,30	91,10	82,60	35,70	27,50	1,70	2,00	10,50	12,50	404,20
86	15,40	76,80	43,20	36,20	76,60	139,70	5,80	3,90	11,60	6,20	13,40	1,90	430,70
87	5,10	27,90	56,50	46,50	25,20	21,00	10,60	18,90	15,10	4,70	0,00	0,00	231,50
88	1,90	12,90	34,90	13,00	16,20	31,90	140,80	42,10	7,50	29,10	4,70	2,80	337,80
89	4,20	1,80	27,90	13,70	96,80	1,50	17,20	45,00	33,10	16,10	3,20	5,20	265,70
90	46,10	12,20	23,40	73,00	19,80	74,20	146,50	6,50	40,50	0,60	2,40	6,60	451,80
91	22,60	61,50	24,90	11,70	13,40	20,00	130,50	96,10	73,30	11,00	2,00	10,30	477,30
92	5,10	14,40	25,40	26,30	0,50	31,10	9,40	44,20	61,70	0,40	2,60	4,00	225,10
93	24,90	2,40	50,00	29,40	61,60	55,40	3,60	29,80	17,60	2,80	3,60	5,80	286,90

94	48,80	20,80	26,20	22,80	18,10	19,70	140,60	25,90	14,90	3,30	0,00	10,00	351,10
95	16,00	40,00	9,60	40,00	137,10	109,10	75,60	60,40	43,70	99,00	56,10	7,40	694,00
96	8,20	27,10	0,60	39,10	61,00	0,00	9,40	30,50	13,90	0,50	0,50	31,40	222,20
97	78,50	9,10	55,20	56,80	19,70	41,30	15,80	8,70	45,30	0,20	0,00	12,20	342,80
98	11,50	0,00	29,80	11,60	93,50	34,20	64,50	0,00	1,40	0,00	0,00	1,30	247,80
99	38,90	26,40	32,20	80,00	1,80	0,00	0,00	4,10	14,60	0,00	0,00	0,00	198,00
2000	25,80	86,10	59,10	24,60	112,10	79,60	4,00	5,90	7,10	0,00	2,30	4,80	411,40
1	42,30	39,00	80,50	22,00	1,30	0,30	7,60	180,20	34,20	5,00	0,00	20,90	433,30
2	0,00	41,70	64,60	26,40	143,20	44,50	21,90	34,20	30,60	15,40	0,40	40,20	463,10
3	9,20	55,20	42,30	72,60	44,50	22,50	14,40	10,30	52,70	18,20	1,10	8,10	351,10
4	4,40	23,80	27,80	69,70	21,10	40,20	24,20	6,10	1,60	2,40	1,00	0,00	222,30
5	37,60	31,50	63,10	9,70	49,30	88,70	28,90	10,90	64,10	3,80	6,90	0,00	394,50
6	34,10	13,30	16,30	45,70	18,60	26,90	55,60	109,00	5,30	0,00	2,20	0,00	327,00
Moy	19,84	29,12	44,12	44,84	47,65	48,65	44,23	34,69	32,26	10,38	4,72	7,46	367,97
Max	78,50	86,10	127,30	154,60	143,20	147,10	152,40	180,20	91,60	99,00	56,10	40,20	694,00
Min	0,00	0,00	0,00	5,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,40	0,00	0,00	0,00	198,00

