

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI Abdellah »**

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE.**

OPTION : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE LA
DIGUE DU BARRAGE DE TARZOUT (W.CHLEF).**

Présenté par :

M^r : BENZERGA Yacine.

Promoteur:

M^r : HASSANE Mohamed

Devant le jury composé de :

Président: M^r M.K.MIHOUBI

Examineurs:

M^r : M. BACHIR CHERIF

M^{me} : N. HADJ SADOK

M^r : A. AMMARI

M^r : A. M.D.BENSALAH

December 2011

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI Abdellah »**

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE.**

OPTION : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE LA
DIGUE DU BARRAGE DE TARZOUT (W.CHLEF).**

Présenté par :

M^r : BENZERGA Yacine.

Promoteur:

M^r : HASSANE Mohamed

Devant le jury composé de :

Président: M^r M.K.MIHOUBI

Examineurs:

M^r : M. BACHIR CHERIF

M^{me} : N. HADJ SADOK

M^r : A. AMMARI

M^r : A. M.D.BENSALAH

December 2011

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Ma mère;

Mon père.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à

Mon frère Wassim et ma sœur Naziha.

Mes amis à l'ENSH et à MEDEA.

En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Pacine

Remerciements

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

Je voudrais remercier spécialement mon encadreur Monsieur Mohamed HASSANE, Maître de Conférence à l'ENSH, pour avoir assuré de manière agréable le suivi quotidien de mon travail et pour m'avoir fait profiter de son expérience. Ses compétences scientifiques.

Je remercie Monsieur Nassreddine BENZERGA, pour mon stage de fin d'études. j'ai beaucoup appris grâce à l'ensemble de ses collaborateurs qui, par leur professionnalisme, ont largement contribué au bon déroulement de ce stage.

Je remercie également tout le personnel de l'Agence Nationale Des Barrages Et Transfert (ANBT) qui nous a fourni les données de la région d'étude en particulier, Messieurs ABESSE Directeur de DET , M^{elle} Boutaleb et Mr Ourari qui n'ont pas ménagé le moindre effort pour mettre à ma disposition tous les moyens nécessaires à l'élaboration et au couronnement de ce mémoire.

Mon respect s'adresse aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Remerciements plus particuliers à :

Les étudiants qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire et spécialement

Dahmane Ahmed, Brahim Sahraoui, Saleh Rjaibia ,Benmebarek Mourad , Hakim Benfedda, Zakariya Benbouriche , Saadi Mermouri ,Samir Guergour, Kamel benahmed , Abedkder Houari Khalil Maamria et tout mes autres amis



Sans oublier de remercier : L'ensemble du personnel de l'ENSH pour leurs aide.



Pacine

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètre cubes d'eaux qui sont perdus (rejet en mer). L'ANBT s'est vue réaliser des barrages et des retenues collinaires.

Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude d'APD de la digue du barrage de Tarzout dans la wilaya de CHLEF et principalement sur l'Oued Tarzout.

Abstract:

In the setting of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quantity of water that is lost (dismissal in sea). The ANBT saw itself achieving dams.

However the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened.

Our work involves the study of the preliminary detailed draft of spillway of Tarzout dam in the wilaya of the area of CHLEF on Oued Tarzout

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I: Mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité

I.Introduction	2
I.1 Généralité	I 2
L'objectif du barrage	2
I.3. Etudes topographique, géologique et géotechnique	3
I.3.1. Etudes topographiques	3
I.3.1.1. Généralités	3
I.3.1.2. Localisation de l'ouvrage	3
I.3.2. Etude géologique	5
I.3.2.1. Géologie de la cuvette de la retenue	5
I.3.2.2. Géologie de site d'implantation du barrage	7
I.3.3. Etude géotechnique	8
I.3.3 .1.Conditions géotechniques sur le site d'implantation du barrage	8
I.3.3 .2. Reconnaissance géotechnique et essais de laboratoire	8
I.3.3 .2.1. But des travaux de reconnaissance	8
I.3.3 .2.2.Travaux de reconnaissance Sur le site du barrage	8
a)Forage de reconnaissance:.....	8
b) Essais de laboratoire	10
I.3.3 .2.3/ Travaux de reconnaissance Sur la zone d'emprunt	10
a) Travaux de reconnaissance du terrain.....	10
b) Essais de laboratoire	10
I.3.3 .2.4. Préssiomètres.....	11
I.3.4.Caractéristiques hydrogéologiques	11
I.4. Matériaux de constructions	11
I.5. Sismicité de la zone d'étude	12
I.6. Tectonique	13
I.7.Géomorphologie	13
I.8.Hydrologie	13
I.8.1. caractéristique de bassin versant	14
1-Superficie.....	14
2-Périmètre	14
I.8.2. Précipitations	14
I.8.2.1. caractéristiques des stations pluviométriques.....	14
I.8.2 .2. Analyse des pluies maximales journalières.....	14
I.8.3. Caractéristiques climatiques de la zone d'étude	15
I.8.3.1. Températures de l'air.....	15
I.8.3.2. Le vent	15
I.8.3.3. Humidité relative de l'air.....	15
I.8.3.4. Évaporation.....	16
I.8.3.5. Envasement.....	17
I.8.3.6.Apports.....	17

I.9.Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité	17
I.9.1.Digue.....	17
I.9.2. Évacuateur de crue	18
I.9.3. la galerie de dérivation	18
I.9.4.La vidange de fond	18
I.9.5.La conduite raccordée à la vidange de fond	18
I.10. Qualité de l'eau	19
Conclusion.....	19

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction:.....	20
II.1. Le bassin versant	20
II.1.1. Description du bassin versant	20
II.1. 2. Caractéristiques morphologique du bassin versant	21
A. Les paramètres géométriques	21
B. Caractéristiques hydro morphologiques	21
1 - Indice de compacité de Gravelius Kc	22
2 - Coefficient d'allongement	22
3 - Rectangle équivalent	23
II.1.3. Hypsométrie du bassin versant	24
II.1.3.1 Le relief	24
A-Courbe et répartition hypsométrique	24
B- Les altitudes caractéristiques	26
II.1.4 .Les indices	27
A-Indice de pente globale Ig	27
B-Indice de pente moyenne du bassin versant Im	27
C-Indice de pente ROCHE Ip.....	28
II.1.5 Le réseau hydrographique du bassin versant:.....	29
A- Densité de drainage Dd	30
B- Densité du thalweg élémentaire.....	31
C- Coefficient de torrentialité	31
D -Temps de concentration du bassin versant tc	31
E-Vitesse de ruissellement	32
II.1.6. Profil en long de l'Oued	33
II.2. Caractéristiques climatiques	34
II.2.1. Températures de l'air.....	35
II.2.2. Le vent	36
II.2.3. Humidité relative de l'air.....	36
II.2.4. Evaporation.....	37
II.2.5. Pluviométrie.....	38
II.2.5.1. Stations et données disponibles.....	38
II.2.5.2. Répartition de la pluie moyenne dans l'année	38

II.2.5.3. Les précipitations maximales journalières	39
II.3. Choix de la loi d'ajustement	40
II.3.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	41
II.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale)	43
Conclusion.....	45
II.4. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	45
II.5. Evaluation des apports liquides:.....	49
II.5.1. I.5.1 Analogie avec la station de sidi Akacha	49
II.5.1. La série d'observations de la station hydrométrique	50
Conclusion :.....	51
II.5.2. Caractéristiques de l'écoulement	52
II.5.3. Les apports fréquentiels:.....	52
II.5.4. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.....	54
II.5.4. Apport solide et l'estimation du volume mort	54
II.6. Etude des crues:.....	56
II.6.1 Les Débits fréquentiels.....	58
II.6.2. détermination les temps caractéristiques au site du barrage de tarzout.....	60
II.6.3. Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski.....	61
II.6.4. Choix de fréquence de la crue du projet :.....	64
II.7. Régularisation	68
II.7.1. Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »	68
II.7.2. Répartition des besoins	71
II.7.3. Répartition mensuelle de l'apport A80% (Hm3)	71
II.7.4. Calcul du volume utile	72
II.7.4.1. Procédé de calcul.....	72
II.7.5. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	72
II.7.6. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	74
II.7.7 Régularisation interannuelle :.....	77
1-Méthode du volume utile interannuel par la méthode Pléchkov-Svaïdzé:	77
2-Calcul du volume utile interannuel par la méthode KRISTEKLY –MENKEL.....	78
II.8. Laminage des crues	81
II.8.1.La méthode de KOCHERINE	82
II.8.2.Données initiales :.....	82
II.8.3. Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b	83
Conclusion :.....	90

CHAPITRE III : L'ETUDE D'OPTIMISATION

Introduction.....	91
III.1. Calcul du coût approximatif de la digue	91
III.1.1. Calcul de la revanche.....	91
III.1.2. Le tassement.....	92
III.1.3. La largeur en crête	93
III.1.4. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	94
III.2. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues	97

III.2 .1.Coût du déversoir.....	97
III.2 .2. Coût du coursier.....	98
III.2.3.Coût du bassin de dissipation.....	99
III.2. Calcul du coût approximatif du barrage.....	100
III.3.Laminage pour un déversoir de largeur m.....	101
Conclusion.....	101

CHAPITRE IV: ETUDES DE VARIANTES

Introduction.....	102
IV.1. Choix du site du barrage.....	102
IV.1.1 Sites du barrage possible.....	102
IV.1.2 Choix du site d'implantation du barrage.....	102
IV.2. Critères de choix d'un type de barrage.....	102
a) Topographie et apport du bassin versant	102
b) Morphologie de la vallée	102
c) Géologie et conditions de fondation	102
d) La disponibilité en matériaux (zones d'emprunt).....	103
e)Critères hydrauliques	103
f) Critères socio-économiques	103
g) Risques sismiques.....	103
IV.3 Variantes pour le barrage	103
a)Barrages en enrochement a noyau central d'argile.....	103
b) Barrages en enrochement a écran en béton.....	103
c) Barrages en terres hétérogènes ou zonés.....	103
IV.3.1 La revanche	104
IV.3.2 La hauteur du barrage :	104
IV.3.3 Largeur en crête du barrage.....	105
IV.3.4 Longueur en crête.....	105
V.3.5 Pentés des talus	105
IV.3.6 Les bermes	106
IV.3.7 Revêtement de la crête des talus de la digue	106
IV.3.8 La crête.....	107
IV.4 Etanchéité du barrage	107
IV.4.1 Noyau.....	107
IV.4.2 Les drains.....	108
IV.4.2 Les filtres.....	109
IV.5 Calcul du volume des différents matériaux	110
IV.6 Estimation du cout des variantes.....	111
Conclusion.....	111

CHAPITRE V : ETUDE DETAILLEE DE LA DIGUE

Introduction.....	112
V.I. Dimensionnement	112
V.1.1. La revanche du barrage.....	112
V.1.2. La hauteur du barrage	112
V.1.3.. Largeur en crête	112
V.1.4. Les bermes	112
V.1.5. Pentes des talus	113
V.1.6. Dimensionnement du noyau	113
V.1.7. Pente des talus du noyau.....	114
V.1.8. Protection des talus	114
V.2. Etude d'infiltrations ::.....	116
V.2.1. Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations :.....	116
V.2.2. Hypothèses simplificatrices.....	117
V.2.3. La ligne de saturation.....	117
V.2.4. Calcul du débit de fuite à travers le barrage	118

CHAPITRE VI : ETUDE DE STABILITE

VI.1 .Stabilité des talus	119
VI.2. Méthode des tranches(FELLENIUS)	119
VI.3.Détermination du centre de gravité par la méthode de FANDEEV	121
VI.4. Discussion sur les valeurs du coefficient de sécurité	122
VI.5.Système d'auscultation du barrage.....	122
Conclusion	123

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction :.....	124
VII.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :.....	124
VII.1.1 .Le maître de l'ouvrage :.....	124
VII.1.2. Le maître d'œuvre :.....	124
VII.1.3. L'entrepreneur	125
VII.2. Installations du chantier.....	125
VII.2.1. Installations destinées au personnel	125
VII.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux :.....	125
VII.2.3. Installations destinées à la réparation des engins	125
VII.2.4. Installations pour la préfabrication	125
VII.3. Ordre d'exécution des travaux :.....	125
VII.3.1.Terrassement au niveau des installations de chantier	125

a) Exécution des voies d'accès	125
b) Exécution des plates formes :	125
c) Détermination des engins nécessaires :	127
VII.3.2 -Dérivation provisoire	127
Dérivation en une seule étape	127
Dérivation en deux étapes.....	127
Première étape	127
Deuxième étape	127
a) Exécution du batardeau principal	127
b) Opération d'exécution du batardeau principale	127
d) Exécution du remblai des massifs	127
c) Exécution du massif du batardeau.....	127
e) Extraction des terres dans la carrière	128
VII.3.3 - Percement de la galerie de dérivation	128
a) Quantité des travaux :	129
b) Définitions des engins nécessaires	129
VII.3.4 - Percement du puits vertical (La prise d'eau.....	129
Matériel mis en place	129
VII.3.5 - Exécution des fouilles à ciel ouvert	129
a- fouille de l'évacuateur de crue	129
b- fouille de l'assise du barrage	129
c) Définitions des engins nécessaires	130
VII.3.6 - Exécution de la digue	130
Définitions des engins nécessaires	130
a- Exécution du remblai de la digue	130
Mise en place des terres dans le corps de la digue	130
Technologie d'exécution des différentes opérations	130
b- Exécution des travaux de carrier des filtres et drains	131
Matériel nécessaire	131
Mise en place des filtres et drains	131
c- Enrochement de protection des paramètres	131
VII.3.7 - Exécution des travaux de bétonnage :	131
a- Généralités	131
b- Composition du béton	131
c- Intensité de bétonnage :	132
L'intensité des travaux de	132
Mise en place du matériel :	132
d- L'extraction et la fabrication des granulats pour béton et filtres pour les remblais de la digue.....	133
Mise en place du matériel :	133
VII.4 - Planification :	133
VII.4.1 - Définition	133
VII.4.2 - Techniques de la planification	133
a) Méthodes basées sur le réseau.....	

a-1- Définition du réseau.....	133
-Réseau à flèches.....	133
-Réseau à noeuds :.....	134
a-2- Construction du réseau.....	134
a-3- Différentes méthodes basées sur le réseau	134
Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :.....	134
Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):.....	134
Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):.....	134
b) Méthodes basées sur le graphique :.....	134
Méthode linéaire (ligne of balance technic.....	134
Méthode à barres.....	134
VII.4.3 - Les étapes de la planification	135
- Collection des informations.....	135
Décomposition du projet.....	135
Attribution des durées de chaque opération.....	136
- Relations entre les tâches.....	136
- Choix de la méthode de calcul.....	136
VII.4.4 - Les plannings :.....	136
a) Plan de travail au plus tôt	136
b) Plan de travail au plus tard (PTPP)	137
c) Plan de travail intermédiaire	137
Délai de construction et programme des travaux nécessaire :.....	139
VII.4.5 - Matériel et personnel	139
1- Matériel nécessaire :.....	140
2- Personnel nécessaire	140
VII.5 Primavera systems, inc. Présentation	140
VII.5.1 Présentation de qualité de vos plans de projets	140
II.6.6 Planification	140
Définition :.....	140
Techniques de la planification	140
Délai de construction et programme des travaux	140
Symboles des différentes opérations :.....	141
II.6.7 Détermination du chemin critique	142
Conclusion :.....	145

Chapitre VIII: PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Introduction :.....	146
VIII.1 Comité de sécurité :.....	146
VIII.2 Instructions structurelles sur la sécurité :.....	146
VIII.2.1 Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :.....	146
VIII.2.2 Instructions à donner au Chef d'équipe :.....	146
VIII.3 Contrôle et entretien du matériel :.....	146

VIII.4 Organisation du service de la sécurité d'ouvrage :	147
VIII.5 Principes fonctions du service de sécurité	147
a) Etudes	147
b) Exécution	147
c) Contrôle	147
d) Animation	147
VIII.6 Causes des accidents de travail	147
a) Causes humaines.....	147
b) Causes techniques	148
VIII.7.1 Conditions dangereuses dans le chantier	148
VIII.7.2 Actions dangereuses	148
VIII.7.3 Mesures préventives.....	148
Remarque	149
Conclusion.....	149

CHAPITRE IX: AVANT –METRE ET DEVIS ESTIMATIF :

IX .1 - Hypothèse de l'avant-mètre et devis estimatif	150
IX .2 Résumé du détail estimatif des différentes variantes du barrage :.....	150
IX .2.1.Barrage en enrochements à noyau central d'argile :.....	150
CONCLUSION GENERALE.....	151

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.01 : Récapitulatif des sondages de reconnaissance sur le site du barrage.....	9
Tableau I.02 : Essais de laboratoire sur échantillons	10
Tableau I.03 : Principales caractéristiques des stations pluviométriques.....	14
Tableau I.04 : Pluies journalières maximales de différentes périodes de retour.....	14
Tableau I.05 : Températures moyennes mensuelles et température moyenne annuelle.....	15
Tableau I.06 : Températures maximales et minimales mensuelles pour la station de Ténès.....	15
Tableau I.07 : Humidités moyennes mensuelles et humidité moyenne annuelle.....	16
Tableau I.08 : Évaporation mensuelle – station d'Echlef.....	16
Tableau I.09 : Évaporation mensuelle – station Oued Fodda.....	16
Tableau I.10 : Production totale des débits solide sur le bassin versant	17
Tableau I.11 : Répartition mensuelle des apports de station de Sidi Akacha	17
Tableau II.1 : Calcul des surfaces cumulées.....	25
Tableau II.02 : Les longueurs des courbes de niveaux.....	28
Tableau II.03 : Détermination de la pente Roche Ip.....	29
Tableau II.04 : La longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.....	33
Tableau II.05 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	35
Tableau II.06 : Températures moyennes mensuelles et température moyenne annuelle.....	36
Tableau II.07 : Températures maximales et minimales mensuelles pour la station de Ténès.....	36
Tableau II.08 : Humidités moyennes mensuelles et humidité moyenne annuelle.....	37
Tableau II.09 : Evaporation mensuelle – station d'Echlef.....	38
Tableau II.10: Principales caractéristiques des sites des stations pluviométriques.....	39
Tableau II.11 : Station pluviométrique disponibles à proximité de la zone d'étude.....	40
Tableau II.12 : Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles.....	40
Tableau II.13 : Caractéristiques de la série avec N=57 ans.....	41
Tableau II.14 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	43
Tableau II.15 : Résultat de l'ajustement a la loi de Galton.....	44
Tableau II.16 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	45
Tableau II.17 : Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences.....	46
Tableau II.18 : Apports moyens interannuels.....	48
Tableau II.19 : La répartition des apports de sidi Akacha..	50
Tableau II.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	51
Tableau II.21 : Caractéristiques de l'écoulement.....	52
Tableau II.22 : Apports fréquents de la station de sidi akacha.....	53
Tableau II.23 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	53
Tableau II.24 : Répartition de volume mort annuel.....	56
Tableau II.25 : La série des débits maximaux de station de Sidi Akacha.....	58
Tableau II.26 : La série des débits maximaux de station de Site.....	58
Tableau II.27 : les Débits fréquents de la station de site.....	59
Tableau II.28 : Ordonnées maximales des hydro grammes (Débits fréquents).....	59
Tableau II.29 : Principaux éléments géométriques du bassin versant	60
Tableau II.30 : Le coefficient relatif à la surface du bassin versant (K).....	61
Tableau II.31 : Récapitulatif temps caractéristiques au site du barrage de Tarzout.....	61
Tableau II.32 : Les valeurs de débits de crues en fonction de temps.....	62
Tableau II.33 : Catégories des dommages résultant des crues.....	65
Tableau II.34 : Crues de projet recommandé.....	66
Tableau II.35 : Courbes topographiques et volumétriques.....	69
Tableau II.36 : Répartition mensuelle des besoins.....	71
Tableau II.37 : Répartition mensuelle des apports.....	71

Tableau II.38 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3).....	73
Tableau II.39 : Les pertes dans la retenue.....	75
Tableau II.40 : Calcul du volume utile en tenir compte des pertes.....	76
Tableau II.41: Tableau de Radkovitch $r = f(M_0)$	78
Tableau II.42: Résultats de calcul de coefficient de débit.....	79
Tableau II.43 : Répartition mensuelle des apports.....	80
Tableau II.44 : Récapitulatif des résultats de la régularisation.....	81
Tableau II.45 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	82
Tableau II.46 : Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b	84
Tableau II.47 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	85
Tableau II.48 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b	86
Tableau II.49 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	87
Tableau II.50 : Les $q_{max p\%}$ et h_d pour les différents valeurs de b	90
Tableau III.1 : Variation la cote de la crête en fonction de la charge déversant.....	93
Tableau III.2 : Volume totale de la digue pour chaque largeur déversant.....	95
Tableau III.3 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs.....	97
Tableau III.4 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs	98
Tableau III.5 : Coût du Coursier pour différentes largeurs déversantes.....	99
Tableau III.6 : Coût du Bassin d'amortissement pour différentes largeurs déversantes.....	99
Tableau III.7 : coût de l'évacuateur de crue pour différentes largeurs déversantes.....	100
Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des prix totaux.....	100
Tableau III.9: Volumes et débits déversant.....	101
Tableau III.10: Récapitulatif les caractéristiques du barrage.....	102
Tableau IV.01 : valeurs indicatives des fruits de talus des barrages en terre	105
Tableau IV.02 : Valeurs des pentes des talus des barrages en pierres	105
Tableau IV.03 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus	106
Tableau IV.04 : les coûts des différentes variantes étudiées.....	111
Tableau V.01 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	113
Tableau V.02: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.....	114
Tableau V.03: Tableau Récapitulatif des différents paramètres calculés.....	115
Tableau V.04 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	118
Tableau VI.1: Détermination des rayons des cercles de glissement.....	121
Tableau VII.1: Symboles des opérations.....	141
Tableau VII.2: Détermination des chemins critiques.....	142
Tableau VII.3 : Programme des travaux pour la réalisation de la retenue.....	144
Tableau IX.1 : Barrage en enrochement a noyau d'argile.....	150

LISTE DES FIGURES

Figure I.01 : carte géographique régionale (extrait de la carte géologique de l'Algérie).....	02
Figure I.02 : Localisation du barrage de Tarzout.....	03
Figure I.03 : Localisation des deux sites étudiés.....	04
Figure I.04 : Carte géologique de site de barrage Tarzout.....	06
Figure I.05 : Carte géologique régionale (à l'échelle 1/25 000).....	07
Figure I.06 : Carte zonage sismique du territoire national-RPA99.....	12
Figure II.01 : répartition des courbes de niveaux du bassin versant de TARZOUT.....	22
Figure II.02: Rectangle équivalent.....	24
Figure II.03 : répartition et courbe hypsométrique.....	26
Figure II.04 : Le réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Tarzout.....	30
Figure II.05: Profil en long du cours d'eau principale.....	33
Figure II.06 : La répartition mensuelle des températures moyennes.....	35
Figure II.07 : La répartition des Températures maximales et minimales mensuelles.....	36
Figure II.08 La répartition des Humidités moyennes mensuelles.....	37
Figure II.09 La répartition de l'Evaporation mensuelle.....	37
Figure II.10 : Répartition mensuelle des précipitations.....	39
Figure II.11 : représentation graphique de la loi de Gumbel.....	42
Figure II.12 : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).....	44
Figure II.13 : Pluies de Courte durée.....	47
Figure II.14 : Intensité –Durée –Fréquence.....	48
Figure II.15 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de site.....	51
Figure II.16 : Hydrogrammes des crues.....	64
Figure II.17 : Hydrogramme de crue de projet $Q_{0,01\%}$	67
Figure II.18 : Hydrogramme de crue de projet Q_{crue} travaux.....	67
Figure II.19 : Courbes Surface - Hauteur.....	70
Figure II.20 : Courbes Capacité –Hauteur.....	71
Figure II.21 : Courbes de $H = f(Q, q)$	88
Figure II.22 : COURBES $V = f(Q, q)$	89
Figure III.1 : profil longitudinal de l'axe du barrage.....	94
Figure III.2 : Courbes d'optimisations.....	101
Figure III.3 : Courbes des débits déversant.....	102
Figure VI.01: Schéma de calcul statique.....	120
Figure VI.02: Diagramme résultant des forces agissant sur une tranche.....	122
Figure VII.1: Pelle hydraulique équipée en rétro.....	138
Figure VII.2: Le chargeur.....	138
Figure VII.3: Compacteur a rouleau lisse.....	138
Figure VII.4: Compacteur à pied.....	138
Figure VII.5: Scraper.....	138
Figure VII.6: Bulldozer.....	138
Figure VII.7 : Réseau a nœud.....	143

LISTE DES PLANCHES :

Planche 1 : COUPE GEOLOGIQUE ET PROFIL EN LONG DE LA DIGUE.

Planche 2 : VUE EN PLAN DE L'AMENAGEMENT DU BARRAGE DE TARZOUT .

Planche 3 : PROFIL EN TRAVERS DES VARIANTES.

Planche 4 : COUPES EN TRAVERS DE LA DIGUE.

Planche 5 : SCHEMAS DE CALCUL DE LA STABILITE ET DES INFILTRATIONS.

LISTE DES ANNEXES :

ANNEXE 1 : Exemple de la mise en place du tube piézométrique .

ANNEXE 2 : Fiche technique pour sondages de reconnaissance.

ANNEXE 3 : Caisse à carotte.

ANNEXE 4 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles.

ANNEXE 5 : Laminage pour un déversoir de largeur $b=75$ mètres

ANNEXE 6 : Le calcul du volume des différents matériaux des variantes.

ANNEXE 7 : Le calcul de stabilité

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Depuis 5 000 ans, l'humanité a construit plus de 50 000 grands barrages et réservoirs artificiels, qui régulent environ 3 500 milliards de mètres cubes d'eau par an, soit de l'ordre de 30 % de la ressource en eau accessible. Cette eau stockée et régulée est utilisée pour l'alimentation en eau de la population, l'irrigation, la production d'énergie hydroélectrique, la protection contre les crues, la navigation, les loisirs et le tourisme, l'environnement...

Le type d'ouvrage le plus répandu dans le monde entier, reste cependant les barrages en terre ou en enrochements à noyau en terre, qui représentaient 66 % du nombre de barrages de plus de 15 m de hauteur recensés en 2003. Leur champ d'application est immense, car ils s'adaptent facilement à l'utilisation des matériaux et des moyens locaux, ainsi qu'à une grande diversité de fondations. C'est le type d'ouvrages le plus ancien et on en trouve des traces dans les civilisations les plus reculées. Le plus grand ouvrage de ce type en service reste le barrage de Nurek au Tadjikistan, de 300 m de hauteur, mis en service en 1980.

La conception des barrages est un art difficile, car les contraintes sont très importantes, les conditions locales ne sont jamais identiques et les matériaux à utiliser sont ceux disponibles à proximité. La nature de ces matériaux et celle de la fondation de l'ouvrage orientent le choix du type d'ouvrage, mais l'optimisation du projet est toujours complexe.

En Algérie, il existe 59 barrages en exploitation avec une capacité totale de stockage de 5.81 milliards de m³, Le plus grand barrage en Algérie est de Beni Haroun situé dans la willaya de Mila avec une capacité de stockage de 960 millions m³. L'état d'Algérie a dépensé beaucoup d'argent pour recouvrir la demande de l'eau.

Le gouvernement d'Algérie est en train d'accélérer l'avancement dans le domaine de l'hydraulique pour pallier au manque d'eau et assurer la quantité nécessaire à l'alimentation en eau potable, l'alimentation de l'industrie et l'irrigation des terres agricoles.

Notre projet d'étude a pour but l'étude d'APD du barrage de TARZOUT qui est destiné à l'irrigation des terres agricole de cette région.

Le contenu comprendra neuf chapitres. Nous allons faire une analyse des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable. Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique,

On consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de digues et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi que une étude détaillée de la conception, d'infiltration et de stabilité des talus.

Un autre chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

Et un chapitre traitera la protection et la sécurité de travail. En terminant de chapitre Avant – mètre et devis estimatif.

CHAPITRE I
MEMOIRE DE SYNTHESE DE
FAISABILITE

PARTIE I : Mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité

I.Introduction :

I.1 Généralité :

Le barrage de TARZOUT se situ sur Oued TARZOUT; willaya de CHELEF est parmi les ouvrages qui sont en étude, dont l'étude d'avant projet sommaire (APS) et l'étude de faisabilité ont été faites par un bureau d'étude Energoprojekt Hidroinzenjering de l'état SERBIE. Le but de notre travail sera l'étude d'avant projet détaillé (APD) de la digue du barrage TARZOUT en complétant les recherches conduites au stade des études de faisabilité.

Le présent mémoire de synthèse fait partie de l'étude d'APD du barrage. Il a pour objectif la description générale de l'aménagement et la présentation d'un exposé justificatif et descriptif de la solution adoptée.

Dans ce chapitre, nous exposons le résumé des études préliminaires élaborées lors de l'étude de faisabilité : l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.



Figure I.01 : carte géographique régionale (extrait de la carte géologique de l'Algérie)

I.2 L'objectif du barrage :

Le principal usager de la retenue est l'irrigation.

La satisfaction de ces besoins en eau accroissant sera possible par la mobilisation de nouvelles ressources. De ce fait, l'oued Tarzout a aussi été mis en évidence comme une ressource potentielle sur lequel sera créée par la construction d'un barrage une retenue qui servira à la mobilisation des potentialités hydrologiques de ce cours d'eau

I.3 Etudes topographique, géologique et géotechnique :

I.3.1 Etudes topographiques :

I.3.1.1 Généralités :

Les renseignements topographiques nécessaires concernent à la fois le bassin-versant de la retenue, dont la morphologie intervient dans les études hydrologiques, la vallée de la rivière à l'amont et à l'aval du barrage, le site de ce dernier et celui de la retenue, et les zones d'emprunts des matériaux qui seront utilisés pour la construction des ouvrages.

I.3.1.2 Localisation de l'ouvrage :

Le barrage de TARZOUT sera construit sur Oued TARZOUT. Leur bassin versant se situe dans la wilaya de CHLEF à environ 70 km au Nord- Ouest de la ville portant le même nom. Au niveau du découpage du territoire de l'Algérie du Nord en secteurs, le bassin versant de l'oued TARZOUT est situé dans la partie occidentale du bassin versant 2, à environ 250 km à l' Ouest de la ville d'Alger.

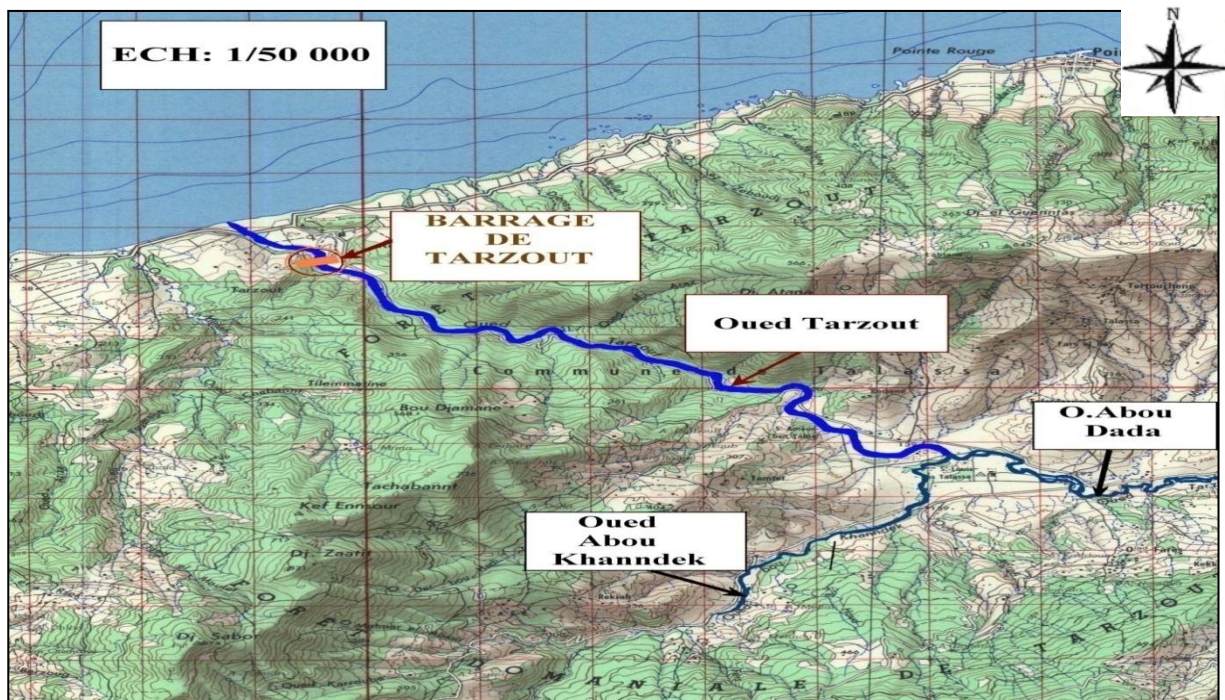


Figure I.02 : Localisation du barrage de Tarzout.

Les coordonnées du site (système Lambert) sont :

X = 349,80 Km

Y = 352,15 Km

Z = 25,00m N.G.A

Le site du barrage de TARZOUT est prévu à l'aval du village de Talassa. Les surfaces utiles agricoles dans la plaine de l'oued TARZOUT se situent autour du village de Talassa et dans la

L'oued TARZOUT est formé de la jonction de l'oued bou Khanndek et de l'oued bou Dada. La longueur du cours d'eau depuis la formation de l'oued TARZOUT jusqu'à son embouchure dans la Méditerranée est de 17 km environ. La superficie de l'oued TARZOUT est de l'ordre d'environ 120 km². Le bassin est encadré de monts d'une altitude culminant entre 500 et 900 m. Le débit moyen de l'oued TARZOUT au droit de l'embouchure dans la Méditerranée est voisin de 400 l/s.

- Carte topographique au 1/50.000 (feuille CAVIGNAC)
- Carte topographique au 1/5000 de la cuvette de retenue (pour les sites de barrages n° 2 et n°5)
- Carte topographique au 1/1000 du site du barrage (pour les sites de barrages n° 2 et n° 5).

Partant d'une analyse préliminaire des sites de barrages possibles étudiés pour la réalisation d'un ouvrage de retenue de TARZOUT, le Bureau d'études a proposé deux sites de barrages ci-dessous:

- Le site N° 2 se trouve à l'extrémité de la partie rétrécie de l'oued Tarzout. Au point de vue géologique et morphologique, ce site permettra la réalisation d'un barrage et la création d'une retenue.
- Le site N° 5 se trouve à environ 3 km à l'amont du site N° 2. Ce site a été déjà étudié dans les documents antérieurement établis. Du point de vue de la morphologie, ce site est légèrement plus étroit par rapport au site N° 2. En vérifiant la zone de la retenue dont la cote normale de retenue est à 126m ,on a constaté qu'elle ne satisfera pas aux besoins requis.

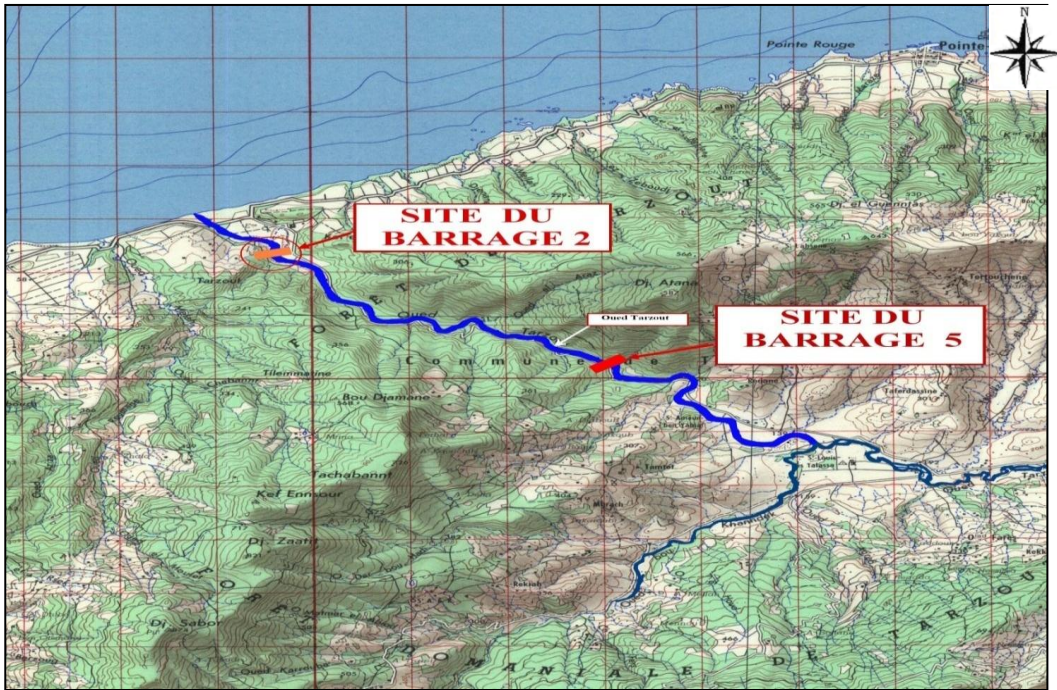


Figure I.03 : Localisation des deux sites étudiés.

I.3.2/ Etude géologique:

Le but de cette étude est d'identifier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe de barrage et de savoir les principales caractéristiques géologiques telles que la perméabilité, le degré de consolidation, le tassement et l'histoire géologique le long de l'axe du barrage. D'un autre côté, l'étude géologique et géotechnique nous a permis de localiser la zone d'emprunt des matériaux de construction.

I.3.2.1 / Géologie de la cuvette de la retenue :

Les terrains dans la zone de cuvette de la retenue et à son amont sont susceptibles fortement d'altération physico-chimique, de ravinement élémentaire et d'une érosion en nappe (ravineurs et dénudation). Ces processus sont les plus accusés dans la zone de cuvette de la retenue et à son amont. Sur l'étendue à l'aval du site du barrage jusqu'à l'embouchure de l'oued TARZOUT dans la mer et sur le bief du cours d'eau, depuis la localité de TALASSA à l'aval jusqu'au début de la retenue, est notée une érosion des alluvions récentes jusqu'au massif rocheux en place dans le lit de l'oued. C'est probablement le résultat de l'activité qui a lieu le long des fractures subverticales orientées nord-est - sud-ouest.

Tout cela est imposé par la nature des terrains constitués par des :

- e_a^2 Argiles et quartzites (Médjanien),
- m_c^1 Marnes (Cartennien),
- m_1 Argiles et poudingues rouges (Oligocène),
- c^{8-7} Marnes et calcaires (Sénonien).
- m_a^1 Grès et poudingues (Cartennien)
- q^1 Alluvions anciennes (*niveau inférieur*)

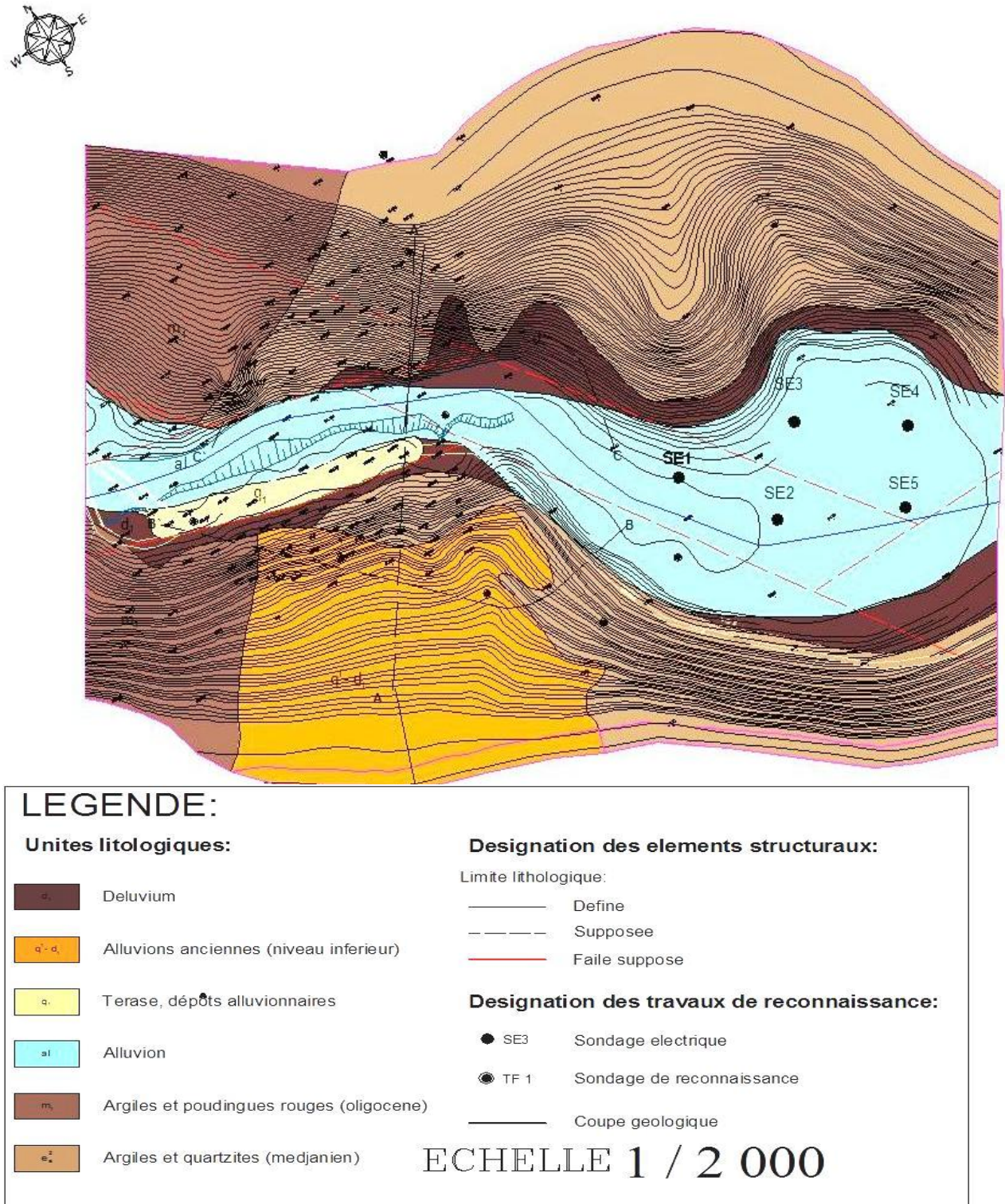


Figure I.04 : Carte géologique de site de barrage Tarzout.

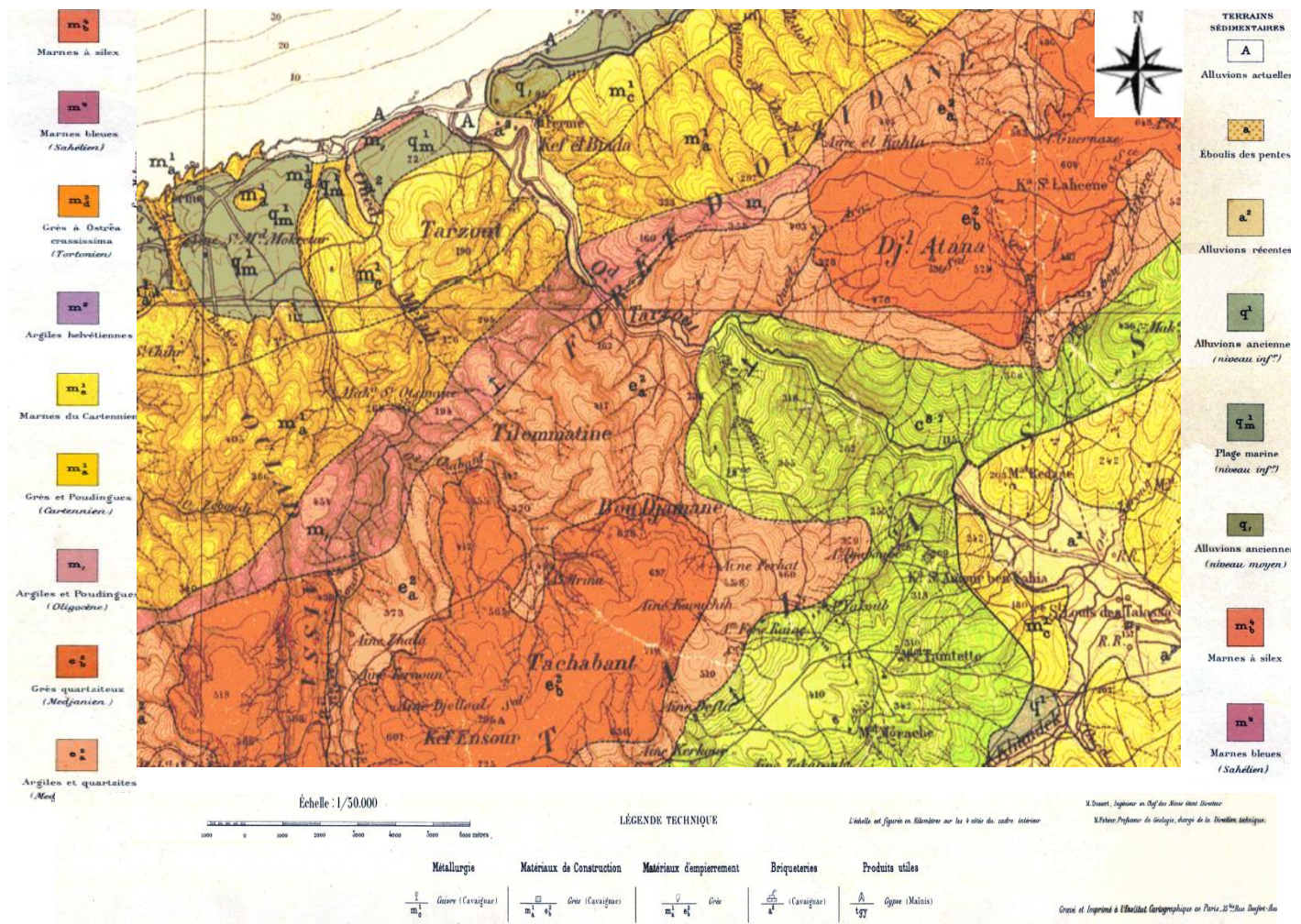


Figure I.05 : Carte géologique régionale (extrait de la carte géologique de l'Algérie à l'échelle 1/25 000)

I.3.2.2 / Géologie de site d'implantation du barrage :

Les terrains sur le site d'implantation du barrage sont constitués par :

- Un complexe de marnes et de calcaires compacts à variétés suivant le pourcentage de constituant carbonaté. Ces roches constituent la base de la partie centrale et de la partie plus amont de la cuvette de la retenue.
- Un complexe de blocs rocheux de grès quartziteux et de quartzites disséminés en surface ou noyés dans les argiles litées violacées avec une base de graviers quartziteux. Ces roches reposent au droit du site du barrage sur les calcaires marneux sénoniens.
- Un complexe de roches faiblement compactes. Ce complexe est formé d'argilites rouges et de limons oligocènes, d'alluvions anciennes, de terrasses fluviatiles, de cailloutis, de dépôts de pente (éboulis et blocs) et de sédiments proluviaux.
- Un complexe de sédiments alluvionnaires meubles.

I.3.3/ Etude géotechnique :

I.3.3 .1/ conditions géotechniques sur le site d'implantation du barrage :

Les conditions géotechniques de réalisation du barrage et des ouvrages annexes peuvent être considérées comme étant relativement favorables. Sur la base des caractéristiques géologiques du site du barrage et des matériaux de construction disponibles, la réalisation de différents types de barrages peut être envisagée. On estime que les marnes et les calcaires à variétés sont de qualité satisfaisante en matière de propriétés physico- mécaniques et géotechniques et qu'ils constituent en général un milieu favorable aux fondations de différents types de barrages.

Quant à la géotechnique, le plus grand problème est celui d'exécution des excavations en galerie et des excavations à ciel ouvert dans des blocs argileux de grès quartzeux et dans les sédiments de l'ancienne terrasse fluviale. Un milieu apte aux fondations du barrage se situe sur l'ensemble du site à environ 20 m de profondeur. Ce sont les marnes et calcaires à variétés dont les caractéristiques, du point de vue de la capacité portante, de l'aptitude à la réalisation des fouilles et de la perméabilité, sont bonnes.

Dans la zone du lit de l'oued jusqu'à une profondeur de 20 m sont présents des paquets de sédiments alluvionnaires, graveleux perméables avec des blocs rocheux. Les rives sont faiblement perméables dans la zone inférieure des grès quartzeux intacts noyés dans la matrice argileuse. Les excavations à ciel ouvert en deux rives doivent être projetées avec des pentes des talus de l'ordre 1/1.

I.3.3 .2/ Reconnaissance géotechnique et essais de laboratoire :

I.3.3 .2.1/ But des travaux de reconnaissance :

Le but de la Campagne de reconnaissance géologique pour l'Étude de faisabilité est de décrire géologiquement le site d'implantation du barrage afin de:

- confirmer la faisabilité d'un barrage-poids ou d'un barrage en remblai;
- fournir des éléments de dimensionnement du barrage et du bassin de dissipation;
- permettre de chiffrer les travaux d'excavation, consolidation et étanchéité;
- permettre de confirmer la disponibilité de matériaux de construction.

Les principaux paramètres géotechniques de la fondation à déterminer sont sa résistance, sa déformabilité et sa perméabilité / injectabilité.

I.3.3 .2.2/ Travaux de reconnaissance Sur le site du barrage :

a) Forage de reconnaissance:

- 7 sondages verticaux carottés de 20 à 80 m de profondeur (totalisant 480 m de forage- donné à titre indicatif) et 2 sondages carottés inclinés de 40 à 75 m de profondeur (totalisant 115 m de forage- donné à titre indicatif);

- 1 sondage de reconnaissance dans le lit de l'oued dans l'axe du barrage de 65 m de profondeur chacune (TF-3), recouperont les a_b^2 -**Dépôts alluvionnaires de l'oued Tarzout**, et les e_a^2 -**Argiles et quartzites (Medjanien)** ;
- 5 sondages en rive gauche, dans l'axe du barrage et du tracé de la vidange de fond recouperont les a_b^2 -**Dépôts alluvionnaires de l'oued Tarzout**, les q_1^1 -**Alluvions anciennes** avec d_1 -**Déluvium**, les m_1 -**Argiles et poudingues rouges (Oligocène)**, et les e_a^2 -**Argiles et quartzites (Medjanien)** ;
- 1 sondage de reconnaissance de 80 m de profondeur (TF-1) dans l'axe du barrage;
- 1 sondage de reconnaissance de 75 m de profondeur (TF-2) à l'intersection de l'axe du barrage et du tracé de la vidange de fond (sondage incliné à direction/ pendage 20/60 ou 200/60);
- 1 sondage de reconnaissance de 20 m de profondeur (TF-6), le long du tracé de la vidange de fond à l'amont de l'axe du barrage, dans la zone du portique d'entrée;
- 1 sondage de reconnaissance de 40 m de profondeur (TF-7), le long du tracé de la vidange de fond à l'amont de l'axe du barrage;
- 2 sondages de reconnaissance, respectivement de 40 m (TF-8 -sondage incliné à direction/pendage 135/60 ou 315/60) et de 20 m de profondeur (et TF-9), le long de l'évacuateur à l'aval de l'axe du barrage;
- 2 sondages de reconnaissance en rive droite de 70 i 80 m de profondeur le long de l'axe du barrage et de la digue fusible recouperont les m_1 -**Argiles et poudingues rouges (Oligocène)**, et les e_a^2 -**Argiles et quartzites (Medjanien)**;
- 1 sondage de reconnaissance de 70 m de profondeur (TF-4) dans l'axe du barrage;
- 1 sondage de reconnaissance de 80 m de profondeur (TF-5) dans l'axe du barrage;

Les diamètres de forage seront:

- de $\varnothing 101$ mm au minimum dans les a_b^2 -**Dépôts alluvionnaires de l'oued Tarzout**, les q_1^1 -**Alluvions anciennes** (niveaux inférieur), les m_1 -**Argiles et poudingues rouges (Oligocène)**, et les e_a^2 -**Argiles et quartzites (Medjanien)** désagrégées en argiles et
- de $\varnothing 86$ mm au minimum dans les m_1 -**Argiles et poudingues rouges (Oligocène)**, et les e_a^2 -**Argiles et quartzites (Medjanien)** plus compactes.

Tableau N°I.01 : Récapitulatif des sondages de reconnaissance sur le site du barrage.

Zone d'exécution :	Nombre :	Profondeur des sondages :
le lit de l'oued	1	TF-3 = 65 m
rive gauche	6	TF-1 = 80m, TF-2 = 75m, TF-6 = 20m, TF-7 = 40m , TF-8 = 40m , TF-9 = 20m)
rive droite	2	TF-4 = 70m, TF-5 = 80m

b)Essais de laboratoire :

Sur les échantillons de roche prélevés dans les sondages, les essais mentionnés ci- dessous ont été effectués :

- Poids spécifiques 6 essais
- Densité humide 6 essais
- Porosité 6 essais
- Compression simple sec 6 essais
- Analyses minéralo - pétrographiques 4 analyses

I.3.3 .2.3/ Travaux de reconnaissance Sur la zone d’emprunt :

a) Travaux de reconnaissance du terrain :

Le levé géologique a été réalisé à 12 emplacements des zones d’emprunt pour aboutir à des reconnaissances effectuées au droit de 4 zones d’emprunt des matériaux argileux choisis, sur le tronçon depuis la localité de Telassa , le long de la vallée jusqu’à l’embouchure avec la mer.

b) Essais de laboratoire :

Sur les échantillons prélevés dans les zones d'emprunt des matériaux de construction, les essais de laboratoire donnés au tableau 2 ont été réalisés.

Tableau N°I.02 : Essais de laboratoire sur échantillons pris des zones d'emprunt des matériaux de construction

Les essais	Argile				Sable-gravier		Pierre s
	Arg-7	Arg-8	Arg-9	Arg-12	Grv-1	Grv-2	
	Nombre d'essais						
Analyse granulométrique	3	3	1	6	1	1	-
Limite d'Aterberg	3	3	1	6	-	-	-
Poids spécifique	3	3	1	6	-	-	3
Teneur en eau naturel	3	3	1	6	-	-	-
Densité humide	3	3	1	6	-	-	1
Essai de traction	-	-	-	-	-	-	1
Essai Proctor	3	3	1	6	-	-	-
Essai de cisaillement	3	3	1	6	-	-	-
Compression simple sec	-	-	-	-	-	-	1
Essais triaxiaux	3	3	1	6	-	-	-
Teneur en matière organique	3	3	1	6	-	-	-
Teneur en CaCO ₃	3	3	1	6	-	-	-
Porosité	-	-	-	-	-	-	1
Los Angles	-	-	-	-	-	-	3

I.3.3 .2.4/ Préssiomètres:

Les mesures du niveau de l'eau souterraine ont été effectuées dans les piézomètres. Les préssiometre étulisés sont : TF1, TF2, TF4, TF5, TF7, TF8, TF9 .

I.3.4/Caractéristiques hydrogéologiques :

En règle générale, la cuvette de retenue est étanche vu que les possibilités de pertes vers les bassins versants voisins n'existent pas. A partir de la carte topographique au 1/50 000, les cotes de la nappe dans le bassin de l'oued TARZOUT, sont de loin supérieures à celle de la retenue. Le massif rocheux au droit du site peut être considéré comme peu aquifère. L'eau souterraine circule le long des fractures. Cependant les essais de perméabilité par méthode Lugeon n'ont pas révélé une perméabilité plus significative des roches. Les résultats d'essais d'eau sont assez uniformes et ne dépassent pas les valeurs de quelques Lugeons (voir les logs de sondages)

Au cours de l'examen de la coupe du sondage, des traces plus importantes d'aérisation sur les parois des fractures du substratum sénonien carbonaté n'ont pas été observées. Pendant l'exécution des sondages de reconnaissance, les mesures du niveau de l'eau souterraine ont fait ressortir de faibles oscillations du niveau de la nappe.

L'épaisseur des sédiments alluvionnaires perméables (paquets de blocs rocheux en alternance avec des graviers) va dans le lit de l'oued TARZOUT même jusqu'à 20m.

I.4/ Matériaux de constructions :

A proximité immédiate du site du barrage se trouvent des quantités de matériaux de construction de qualité satisfaisante pour sa construction. Ce sont des argiles, des matériaux gravelo- sableux et des pierres. Les matériaux extraits des fouilles des fondations du barrage (blocs de grès quartzeux), ainsi que des graviers en provenance des alluvions peuvent être utilisés pour la réalisation du barrage. Le matériau argileux de qualité satisfaisante géotechnique se trouve en quantité suffisante dans 4 zones d'emprunt à proximité immédiate du site d'implantation du barrage.

Les pierres se trouvent dans la zone d'une carrière potentielle, à 1,5 km à l'amont du site du barrage et sur les flancs gauche et droit. Il s'agit de grès et poudingues (Cartennien), marnes et calcaires (Sénonien) et grès quartzeux (Médjanien), de qualité satisfaisante et qui se trouvent en quantités significatives.

En plus des zones d'emprunt possibles des matériaux pour les filtres et enrochements du barrage en remblai, les matériaux ci-dessous pourront être utilisés comme agrégats pour bétons:

a²_b -Alluvions récentes par séparation des matériaux du lit de l'oued Tarzout sur une longueur de 1200 m à l'amont du site du barrage retenu (voir chapitre 6.4.3.2.);

e²_b -Grès quartziteux (Medjanien) provenant des parties les plus hautes des deux rives incluant concassage et séparation obligatoires. Les matériaux se trouvent en quantités importantes qui dépassent les besoins de l'exécution de l'aménagement;

Calcaire en provenance des carrières voisines qui sont en exploitation (dans le cas d'une construction des ouvrages annexes pour le type de barrage en remblai).

I.6/ Tectonique :

Une analyse préliminaire des documents géologiques et sismologiques et des cartes topographiques à l'échelle de 1/50 000 (orientations des vallées) montre trois jeux possibles néotectoniques de ruptures: les ruptures orientées $10-190^{\circ}$, $85^{\circ}-265^{\circ}$, $160^{\circ}-340^{\circ}$, et le jeu le plus accentué orienté approximativement $60(70)^{\circ}-240(250)^{\circ}$. Le troisième jeu de ruptures interrompt en général la continuité de deux premiers jeux, ce qui découle aussi à partir d'une étude de sismicité. Ce jeu est probablement néotectonique. Au troisième jeu de discontinuité appartiendrait la faille à l'extrémité de la cuvette de la retenue, située entre le complexe sédimentaire et celui magmatique et métamorphique.

I.7/ Géomorphologie :

Au droit du site, la vallée de Tarzout est dissymétrique. Au niveau du site à environ 2.17 km, depuis le confluent de l'oued Tarzout avec la mer et à 1.2 km en amont, le lit de l'oued a presque une même largeur, en moyenne de 150 m, issue d'une lithologie uniforme (en majorité **e²-Argiles et quartzites (Medjanien)** et en quantité subordonnée **c⁸⁻⁷-Marnes et calcaires (Sénonien.)** avec éboulis argileux, ensuite **q¹-Alluvions anciennes (niveau inférieur)**). Sur ce bief, le fond de la vallée est rempli d' **a²-Alluvions récentes**.

En amont jusqu'à l'extrémité de la retenue, la largeur du fond ce qui représente à la fois la largeur de la retenue est légèrement plus étroite et est de 30 m environ. L'assise dans cette partie de la zone de la retenue est représentée par le **c⁸⁻⁷-Marnes et calcaires (Sénonien.)**), alors que les **a²-Alluvions récentes** ne sont pas mises en évidence même dans les parties du terrain les plus amont.

Au niveau de la zone de la retenue, dans les parties plus hautes, notamment sur le versant gauche, au-dessus des cotes 60-180, on note la présence de hautes terrasses constituées par des matériaux limono-sablo-argileux qui représentent le plus probablement les débris résiduels des **q¹-Alluvions anciennes (niveau inférieur)**.

La géomorphologie (la dissymétrie des rives selon le pendage) du site du barrage est relativement défavorable. Une faible largeur du site du barrage et à l'amont de la zone de la retenue est favorable à la construction du barrage, sans tenir compte du type de barrage, mais elle est défavorable au point de vue du volume de la retenue.

D'autre part, la zone de la retenue est favorable, parce que les terres agricoles, situées à son aval et à son amont (Talassa) ne seront pas inondées.

I.8/ Hydrologie :

L'objectif d'un barrage étant de stocker un certain volume d'eau pour diverses utilisations, il faut donc se préoccuper, d'une part, des conditions de remplissage de la réserve envisagée et, d'autre part, de veiller à ce que l'ouvrage ne soit pas un obstacle au passage des crues qui risqueraient de le submerger. Pour cela, il faut étudier les apports mensuels, saisonniers et annuels et les débits instantanés pour définir les crues maximales pouvant entrer dans la retenue.

I.8.1/ caractéristique de bassin versant :

Les principales caractéristiques physiques du bassin versant de l'oued TARZOUT jusqu'au site du barrage de TARZOUT sont les suivantes :

1-Superficie :

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface.

Par planimétrie sur la carte d'état major de site **TARZOUT** à l'échelle 1/50.000, la surface du bassin est: **S =112 km²**

2-Périmètre :

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin on va le déterminer à l'aide d'un curvimètre **P = 59.5 km**

I.8.2/ Précipitations :

I.8.1/ caractéristiques des stations pluviométriques :

Tableau N°I.03 : Principales caractéristiques des stations pluviométriques.

station	Code de station	Altitude	Pluies moyennes interannuelles [mm]	Années d'observation
Abou El Hassen	02.02.01	200	499.5	1953/54-2002/03
Damous	02.02.03	40	564.8	1953/54-2002/03
Ténès	02.02.05	5	581.7	1953/54-2002/03

Source : ANBT .

I.8.2 .2/ Analyse des pluies maximales journalières:

La station de Bordj Abou El Hassen a été choisi comme une station de référence, parce qu'elle se trouve à proximité immédiate du bassin étudié et elle est équipée d'un pluviographe.

Les pluies journalières maximales pour les périodes de retour caractéristiques sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau N°I.04 :Pluies journalières maximales de différentes périodes de retour à la station de Bordj Abou El Hassen (02.02.01)

Station :	Code :	Pluies journalières maximales [mm] pour les périodes de retour [an]					
		10	20	50	100	1,000	10,000
Bordj Abou El Hassen	02.02.01	110.5	135.4	168.8	194.5	282.2	373.8

Source : ANRH.

I.8.3/ CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES DE LA ZONE D'ETUDE :

I.8.3.1/ Températures de l'air

Les températures moyennes annuelles de l'air constituent l'un des paramètres climatiques le plus important. Selon les données existantes disponibles, les mesures de

Température n'ont pas été effectuées sur le bassin versant de l'Oued Tarzout. Les températures moyennes mensuelles et la température moyenne annuelle de l'air pour la station de Ténès, et adoptées comme valables aussi pour la zone du futur barrage de Tarzout, sont indiquées sur le tableau 3.5.

Tableau N°I.05 : Températures moyennes mensuelles et température moyenne annuelle pour la station de Ténès

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	moyenne
T [°C]	23.9	20.1	16.1	13.1	12.1	13.0	14.3	16.1	19.0	22.4	25.4	26.4	18.5

Source : ANBT.

Le tableau 3.6 montre les températures maximales et minimales mensuelles de l'air à la station de Ténès, qui peuvent aussi être appliquées au futur barrage de Tarzout.

Tableau N°I.06 : Températures maximales et minimales mensuelles pour la station de Ténès.

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut
T _{Max} [°C]	34.1	31.4	26.7	21.6	19.5	21.6	25.4	28.3	30.9	31.8	37.8	36.9
T _{Min} [°C]	14.0	10.6	7.4	4.1	4.0	3.8	4.8	6.2	9.9	13.4	16.4	17.6

Source : ANBT .

I.8.3.2/ Le vent :

Le vent observé à la station de chelif se caractérise par une vitesse moyenne variant de 1 m/s à 4,5 m/s. Les vents les plus forts prédominent de mai à juin. Les directions générales observées sont ouest et est avec une fréquence respective de 28,2 % et de 17,5 %.

I.8.3.3/ Humidité relative de l'air

Parmi les différents paramètres de l'humidité de l'air, l'humidité relative de l'air, représentant la tension de vapeur saturante de l'eau dans l'air, est d'importance capitale pratique.

Sur le tableau 3.7. sont consignées les valeurs de l'humidité moyenne mensuelle et de l'humidité moyenne annuelle relative à la station de Cap Ténès qui peuvent également être utilisées pour le futur barrage de Tarzout.

Tableau N°I.07 : Humidités moyennes mensuelles et humidité moyenne annuelle à la station de Cap Ténès

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	moyenne
H [%]	71	72	73	74	77	75	72	71	72	72	69	70	72

Source : ANBT .

I.8.3.4/ Évaporation

L'évaporation est l'un des facteurs climatologiques principaux dépendant de l'état de chaleur de la surface évaporant, du taux d'humidité de l'air au-dessus de cette surface, de la vitesse du vent et de la hauteur de pluies. En général, on entend par évaporation la hauteur d'eau, exprimée en millimètres, évaporée en un temps donné.

Tableau N°I.08 : Évaporation mensuelle – station de Echlef.

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	somme
E [mm]	193.0	108.0	79.5	53.5	47.5	57.5	88.5	109.0	152.0	214.0	265.5	234.0	1602
E [mm] réduc	150.5	84.2	62.0	41.7	37.0	44.8	69.0	85.0	118.5	166.9	207.1	182.5	1249.5

Source : ANBT .

Quant à la période 1948 – 1983, les mesures d'évaporation à la station de Oued Fodda étaient aussi disponibles. Elles sont données dans le Tableau 3.9, avec le coefficient de réduction adopté de 0.78.

Tableau N°I.09 : Évaporation mensuelle – station Oued Fodda

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	somme
E [mm]	194.3	114.1	66.3	54.6	40.3	47.8	74.4	103.8	253.3	208.5	281.6	266.8	1605.8
E [mm] réduc.	151.5	89.0	51.7	42.6	31.4	37.3	58.0	81.0	119.6	162.6	219.6	208.1	1252.4

Source : ANBT .

I.8.3.5/ Envasement:

Le bassin versant de l'oued TARZOUT appartient aux bassins versants qui n'ont pas fait l'objet d'études, parce que les données sur les mesures du débit et du transport solide n'existent pas. De ce fait, dans la présente Etude a été faite une analyse de l'intensité des processus érosifs sur le bassin versant du barrage de TARZOUT, les coefficients relatifs au phénomène d'érosion et d'apports solides étant calculés.

Aux fins de calculs de la production de débits solides sur le bassin versant, une analyse des facteurs généraux sur l'ensemble du bassin comme orographie, climat, sols, géologie, végétation et autre a été faite.

Le tableau suivant présente la production totale des débits solide .

Tableau N°I.10 : production totale des débits solide sur le bassin versant .

débits solides	284.375 m ³ /an
débit de charriage	37.500 m ³ /an
débit en suspension	199.222 m ³ /an

I.8.3.6/ Apports

Tableau N°I.11 : Répartition mensuelle des apports de station de Sidi Akacha .

Mois	Sept	Oct	Nouv	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
Apports en %	1,08	4,16	13,60	17,78	14,53	19,30	15,04	9,40	4,16	0,74	0,06	0,16	100
Apports en hm ³	0,062	0,238	0,778	1,017	0,831	1,103	0,860	0,538	0,238	0,042	0,003	0,009	5.72

Source : ANBT

I.9/ Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité :

I.9.1/ Digue :

Le barrage de Tarzout est en enrochement à noyau central d'argile, Cette variante porte sur la construction du barrage en enrochements à noyau central d'argile et des recharges en enrochements.

Il est envisagé que l'étanchéité du barrage sera assurée par l'exécution d'un noyau central en argile avec des pentes des talus de 1/0,2. Pour protéger le noyau des effets de forces d'infiltration, les couches filtrantes en sable et en graviers, de 2 m de largeur chacune, sont prévues. La stabilité du barrage sera assurée par des recharges en enrochements. Du côté

amont, la pente du talus du barrage sera de l'ordre de 1/1.65. Le talus amont sera recouvert d'un riprap de protection. Du côté aval, la pente du talus du barrage sera de 1/1.65 recouvert de revêtement en graviers grossie

I.9.2/ Evacuateur de crue :

Pour l'évacuation des débits de crue, il est envisagé un évacuateur en puits. Il sera placé en rive gauche et sera dimensionné pour un débit de crue décennal. Le puits vertical sera transformé en une galerie d'évacuation (galerie de l'évacuateur en puits) par un rayon de courbure. A sa sortie, sera aménagé un bassin d'amortissement en béton pour tranquilliser les eaux déversées.

I.9.3 la galerie de dérivation :

Évacuer les eaux pendant le chantier de construction, il sera prévu une galerie de dérivation de section circulaire. La galerie de dérivation sera dimensionnée pour le débit qui correspondra à une crue pouvant survenir tous les 20 ans. La galerie de dérivation est projetée comme un ouvrage qui servira, durant la construction du barrage, à détourner l'eau de l'oued. Au terme de sa réalisation, la galerie servira à évacuer les débits de crue. De ce fait, la partie amont de la galerie de dérivation est projetée. La partie amont servira uniquement à détourner l'oued au cours de la construction du barrage .

I.9.4/ La vidange de fond :

La vidange de fond et la vidange pour les lâches agricoles sont projetées comme des ouvrages en galerie implantés sur la rive droite. Le portique d'entrée de la vidange de fond sera équipé d'une grille grossière et des niches pour la vanne de service, sera aménagée la chambre des vannes de la vidange de fond. La chambre des vannes aura une section circulaire. Dans la chambre des vannes seront mises en place deux vannes de la vidange de fond, ainsi que la vanne de la vidange utilisée pour les lâches agricoles. Les vannes seront commandées par un moteur électrique. L'accès à la chambre des vannes se fera par une passerelle à partir de la crête du barrage. La vidange de fond se terminera par un bassin d'amortissement qui servira à tranquilliser le débit évacué à travers la vidange de fond. Le bassin d'amortissement. Les dimensions projetées de la vidange de fond lui permettront d'effectuer des chasses des sédiments de la retenue en période de crues.

I.9.5/ La conduite raccordée à la vidange de fond :

Les eaux destinées à l'irrigation des surfaces agricoles seront fournies à partir d'une vidange utilisée pour les lâches agricoles, posée dans la paroi de la vidange de fond. La conduite sera raccordée à la vidange de fond à l'amont de la chambre des vannes. Dans la zone de la chambre des vannes, la conduite sera parallèle à la vidange de fond. La vanne de la vidange pour les lâches agricoles sera logée dans la chambre des vannes de la vidange de fond. A l'aval de la chambre des vannes, la conduite passera à travers la calotte supérieure de la vidange de fond jusqu'à sa sortie. En partant de cet endroit, la conduite sera acheminée vers les surfaces à irriguer.

I.10/ Qualité de l'eau

L'analyse physico- chimique et microbiologique qui a été effectuée sur l'échantillon d'eau prélevé dans l'oued Tarzout et réalisée par le Bureau d'études a fourni des résultats qui montrent que du point de vue des irrigations des cultures agricoles, il n'y a pas de facteurs limitants pour l'utilisation de l'eau de l'oued TARZOUT.

Conclusion:

Le mémoire de synthèse est un document très important dans l'étude d'avant projet détaillé d'un barrage (APD). Il résume les études préliminaires faites pendant l'avant projet sommaire (APS) tel que l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

Le bassin versant de l'oued Tarzout appartient aux bassins versants qui n'ont pas fait l'objet d'études, des reconnaissances géologiques approfondies jusqu'à l'heure actuelle, donc l'étude hydrologique a été faite à partir d'estimation des paramètres hydrologiques significatifs. Les débits moyens mensuels et annuels ont été calculés sur la base des données appropriées et des expériences acquises sur le bassin versant de l'Oued TARZOUT alors que les crues ont été évaluées par la méthode de l'hydro gramme unitaire synthétique.

Pour le choix de la variante du barrage, deux types de variante ont été proposée : un barrage en enrochement avec un noyau central en argile, une autre variante d'un barrage en enrochement à écran en béton. Après l'étude technico-économique la variante choisie est : un barrage un noyau central en argile.

Pour l'évacuateur des crues, une seule variante a été étudiée : Pour l'évacuation des débits de crue, il sera aménagé un évacuateur en puits. Il sera placé en rive gauche et sera dimensionné pour un débit de crue déca millénaire de $965 \text{ m}^3/\text{s}$. Le diamètre de l'évacuateur en puits sera 20, 00 m. Sur une longueur de 34 m, il sera réduit à 8,00 m . L'étude d'une seule variante pour l'ouvrage d'évacuation des crues est insuffisante parce qu'on risque de dimensionner un ouvrage très coûteux, par ailleurs dans le cas où on rencontre une difficulté de calcul hydraulique ou de calcul de la stabilité des radiers; les conséquences seront néfastes pour l'étude, c'est la raison pour laquelle nous proposons d'étudier d'autres variantes.

La topographie et la géologie des deux rives nous permettent de construire un autre évacuateur de crue et l'étude technico-économique de choix de la variante de l'évacuateur de crue pour l'avant projet détaillé ça sera faite entre deux variantes.

CHAPITRE II
ETUDE HYDROLOGIQUE

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction:

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable. Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'Oued TARZOUT tels que la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morphologiques, les données climatologiques et pluviométriques, de déterminer l'apport liquide moyen annuel ainsi que les apports de différentes fréquences. Egalement seront déterminés les débits maximums et les apports solides. Cela constituera la première partie de ce chapitre.

Le deuxième concernera l'étude de la régularisation et enfin l'étude du laminage de crues. Toutes ces caractéristiques sont nécessaires au dimensionnement de l'évacuateur de crue de barrage TARZOUT.

II.1 Le bassin versant :

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets. Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire. Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite. Généralement, la ligne de partage des eaux correspond à la ligne de crête.

I 1.1.1 DESCRIPTION DU BASSIN VERSANT

Les caractéristiques physico-géographiques (surface du bassin versant, la forme du bassin, la pente et le réseau de drainage) du bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte d'Etat Major Tarzout à l'échelle 1/50000.

Le bassin versant de l'Oued Tarzout est situé dans la wilaya de Chlef à environ 40 km au Nord- Ouest de la ville du même nom. Ce nom a été d'ailleurs donné à la wilaya elle-même. Au niveau du découpage du territoire de l'Algérie du Nord en secteurs, le bassin versant de l'Oued Tarzout se situe dans la partie ouest du bassin versant 2, à environ 180 km à l'Ouest de la ville d'Alger, soit à environ 25 km à l'Ouest de la localité de Ténès, se trouvant au bord de la Mer Méditerranée. Le barrage projeté se situera sur un bief du cours d'eau considéré à environ 2 km à l'amont du confluent de l'Oued Tarzout et de la Mer Méditerranée.

Les surfaces utiles agricoles prévues pour l'irrigation se trouvent à l'aval du futur barrage de TARZOUT. L'activité de la population locale se limite en général à l'agriculture et à l'élevage.

L'Oued Tarzout est formé de la jonction de l'Oued bou Khanndeck et de l'Oued bou Dada à environ 10 km de son confluent avec la Mer Méditerranée. Le bassin versant auquel appartient l'Oued Tarzout avec l'Oued bou Khanndeck et l'Oued bou Dada est nettement en forme d'éventail. Dans sa partie amont il est orienté perpendiculairement à l'Oued Tarzout. En traversant par la suite une vallée encaissée il se dirige, en se rétrécissant, vers la Mer Méditerranée. Il est bordé de monts variant entre 350 et presque 850 d'altitude. La superficie totale du bassin versant de l'Oued Tarzout est de 120 km² environ. La superficie du bassin versant appropriée jusqu'au site du barrage possible est de 112 km² environ. L'annexe 2 donne la carte de situation de l'Oued Tarzout, avec une limite du bassin versant indiquée jusqu'au site du futur barrage de Tarzout.

Du point de vue géologique, dans le bassin versant de l'Oued Tarzout, la roche – mère est constituée par des matériaux marneux faiblement perméables à ceux imperméables. Quant à l'occupation des sols, la végétation est assez pauvre.

Selon les données fournies par l'ANB et l'ANRH, le bassin versant de l'Oued Tarzout n'a pas fait l'objet d'études hydrologiques jusqu'à l'heure actuelle.

Coordonnées du site (en UTM)

X = 349,80 Km

Y = 352,15 Km

Z = 25,00m N.G.A

II.1. 2 Caractéristiques morphologique du bassin versant :

A. Les paramètres géométriques :

Après avoir délimité le contour du bassin versant sur la carte d'État Major Tarzout à l'échelle 1/50000, Nous avons trouvées :

1) Surface du bassin versant : S=114.6km²

2) Périmètre du bassin versant : P = 59.33 km

3) Longueur du cours d'eau principal (talweg) : L = 19.5 km

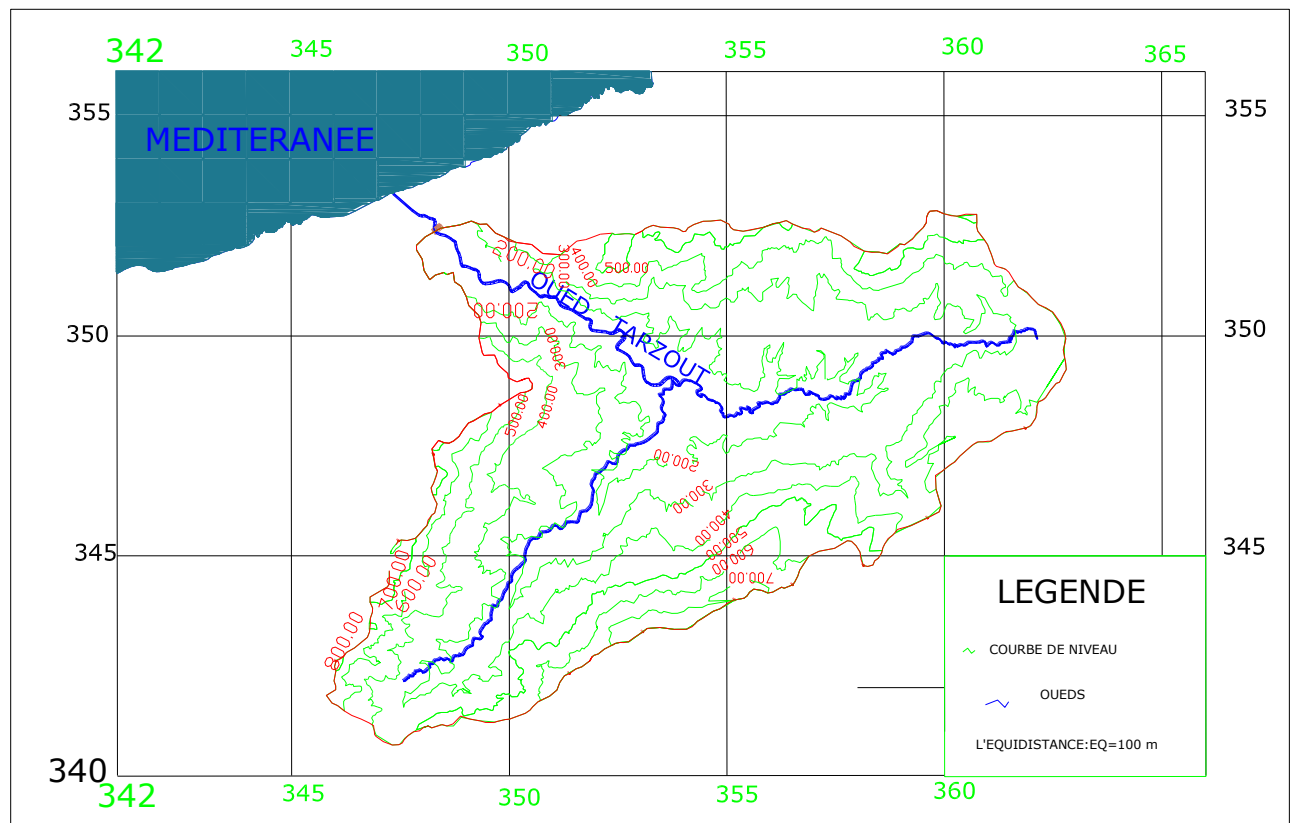


Figure II.01 : répartition des courbes de niveaux du bassin versant de TARZOUT

B. Caractéristiques hydro morphologiques :

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

En revanche, les bassins en forme d'éventail, présentant un temps de concentration plus court, auront les plus forts débits de pointe.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux.

1. Indice de compacité de Gravelius K_c :

Défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface, Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface.

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

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

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

AN: **Kc = 1,55**

Si K_C = 1 => bassin ramassé

Si K_C > 1 => bassin allongé

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

2- Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante:

$$K_P = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots(\text{II.3})$$

L : la longueur du talweg principal L = 19.5 km

S : surface du bassin versant S=114 ,6 Km²

K_p = 3.32

3- Rectangle équivalent :

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

Si L et l représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

Le périmètre du rectangle équivalent et la surface :

$$P = 2*(L + l) \quad \text{et} \quad S = L*l \quad \rightarrow (1) \dots\dots\dots(\text{II.4})$$

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

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \rightarrow (2) \quad)$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2^{ème} degré admet deux solutions L_r; l_r :

$$L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_C} \right)^2} \right)$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right)$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : **$L_r = 24.80 \text{ km}$** et **$l_r = 4.62 \text{ km}$**

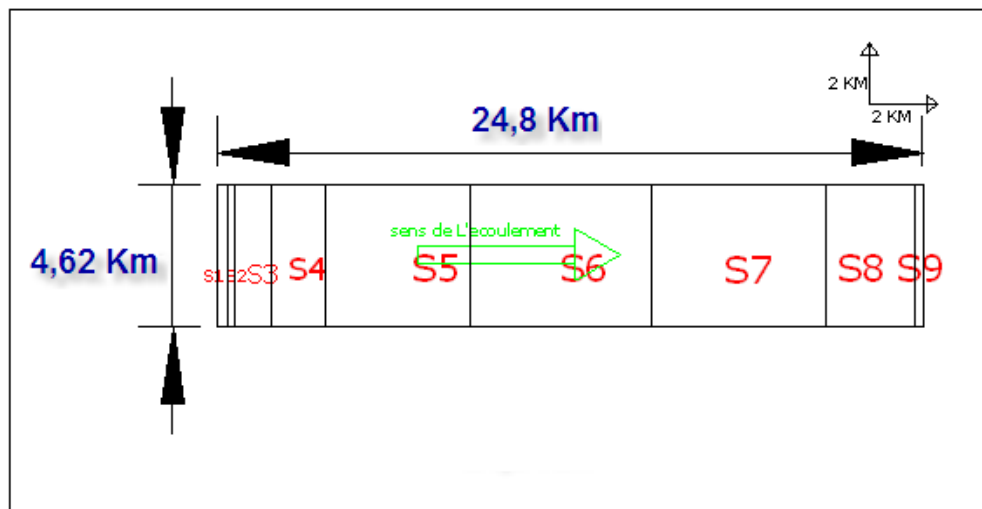


Figure II.02: Rectangle équivalent

II.1.3 Hypsométrie du bassin versant :

II.1.3.1 Le relief :

L'aire d'étude se présente généralement comme une région au relief ondulé et aux pentes abruptes. L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou des caractéristiques suivants :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne
- L'indice de pente globale I_g .
- L'indice de pente roche I_p
- L'indice de pente moyenne du bassin versant I_m

A/Courbe et répartition 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 (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Les mesures effectuées sur la carte topographique (figure III.2) à l'échelle 1/50000^{ème} sont résumée dans le **tableau n°III.1**.

Tableau II.1 : Calcul des surfaces cumulées :

cote (m)	Altitude moyenne (m)	S _i [Km ²]	S _i [%]	S _i cum [%]
830 à 800	30	1,678	1,465	1,465
800 à 700	100	1,218	1,062	2.527
700 à 600	100	6,018	5,252	7.779
600 à 500	100	8,657	7,554	15.333
500 à 400	100	23,696	20,677	36.010
400 à 300	100	29,412	25,665	61.675
300 à 200	100	28,281	24,678	86.353
200 à 100	100	14,351	12,523	98.876
100 à 25	75	1,287	1,123	100

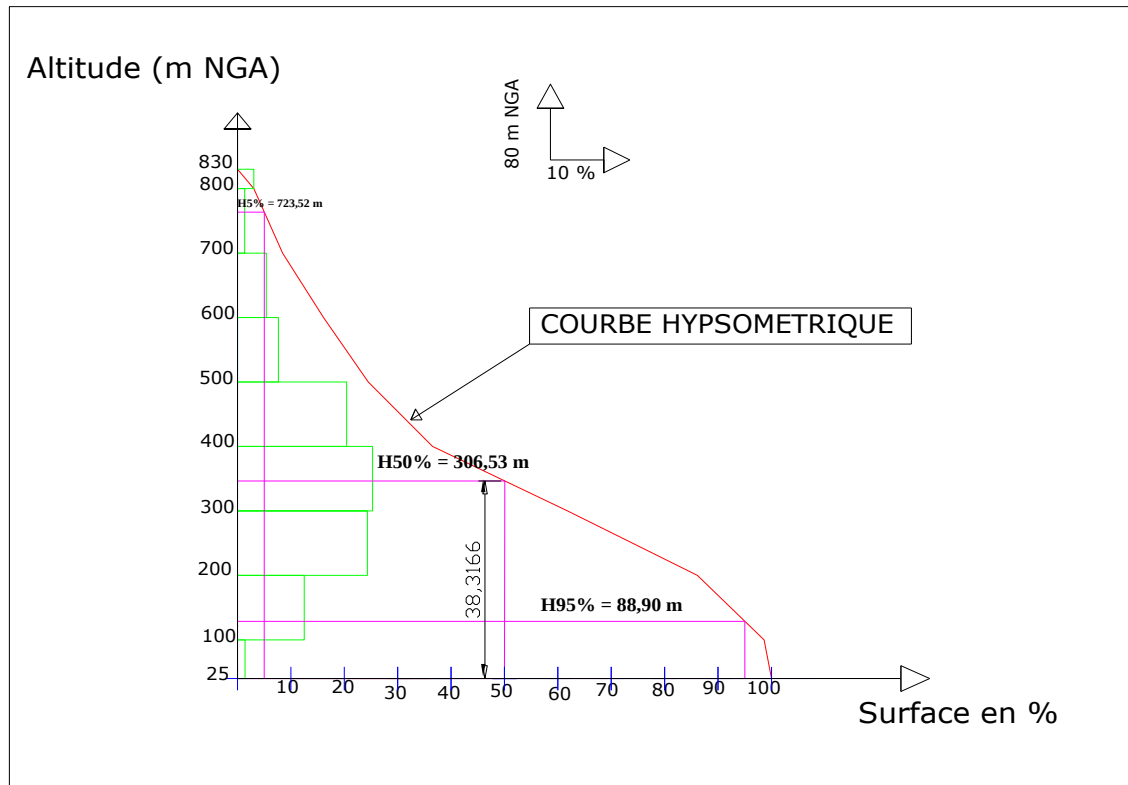


Figure II.03 : répartition et courbe hypsométrique

B/ Les altitudes caractéristiques :

A) L'altitude maximale et minimale :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique (Fig 2.1) on a :

$$H_{\max} = 830 \text{ m NGA}$$

$$H_{\min} = 25 \text{ m NGA}$$

B) Altitude moyenne du bassin versant:

Celle-ci est donnée par la formule suivante:

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S_{bv}}$$

Avec :

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2)

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m)

S_{bv} : Superficie du bassin versant (Km^2).

$$AN: \quad H_{moy} = 390 \text{ m.}$$

II.1.4 Les indices :

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

A/Indice de pente globale I_g : (P.Dubreuil, 1974)

$$I_g = \frac{D}{L}$$

Ou D = Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$

On prend :

$D = H_{05\%} - H_{95\%}$ pour notre bassin versant, on a donc

$$D = 723,52 - 88,90 = 634,62 \text{ m.}$$

avec $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: sont les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

$$AN: \quad I_g = \frac{634,62}{24,8} = 25,59 \text{ m/km} \quad \Rightarrow \quad I_g = 2,56 \%$$

B/ Indice de pente moyenne du bassin versant I_m :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration T_c) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin. Toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative. La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$i_m = \frac{D \cdot L}{S} \dots\dots\dots (II.10)$$

Où :

i_m : pente moyenne [%],

L : longueur totale de courbes de niveau [km],

D : équidistance entre deux courbes de niveau [m],

S : surface du bassin versant [km^2].

Cette méthode de calcul donne de bons résultats dans le cas d'un relief modéré et pour des courbes de niveau simples et uniformément espacées. Dans les autres cas, il convient de styliser les courbes de niveau pour que leur longueur totale ait un sens réel vis-à-vis de la pente.

Le calcul de la pente moyenne tout comme celui de leur exposition (orientation des pentes) peut-être assez facilement automatisée en se basant sur des données numériques (M.N.T), représentant la topographie des bassins versants.

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots (II.11)$$

Avec : ΔH : Dénivelée (m).

l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2,3....n.

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

Tableau II.02 : les longueurs des courbes de niveaux.

Altitude (m)	L_i [km]
100	1,218
100	6,018
100	8,657
100	23,696
100	29,412
100	28,281
100	14,351

Donc :

$$I_m = 90.62 \text{ m/km} \Rightarrow I_m = 9.062 \%$$

Conclusion:

L'indice de pente moyenne est fort, donc on assistera à un écoulement moyen.

C/Indice de pente ROCHE I_p :

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (II.12)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

Ai : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi+1

Tableau II.03 : détermination de la pente Roche Ip

altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	km2	%	
830 - 800	30	1,678	1,464	6,628
800 - 700	100	1,218	1,063	10,309
700 - 600	100	6,018	5,251	22,916
600 - 500	100	8,657	7,554	27,485
500 - 400	100	23,696	20,677	45,472
400 - 300	100	29,412	25,665	50,661
300 - 200	100	28,281	24,678	49,677
200 - 100	100	14,351	12,523	35,387
100 - 25	75	1,287	1,123	9,178
Somme		114.6	100	257.712

$$Ip=1.63$$

II.1.5 Le réseau hydrographique du bassin versant:

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

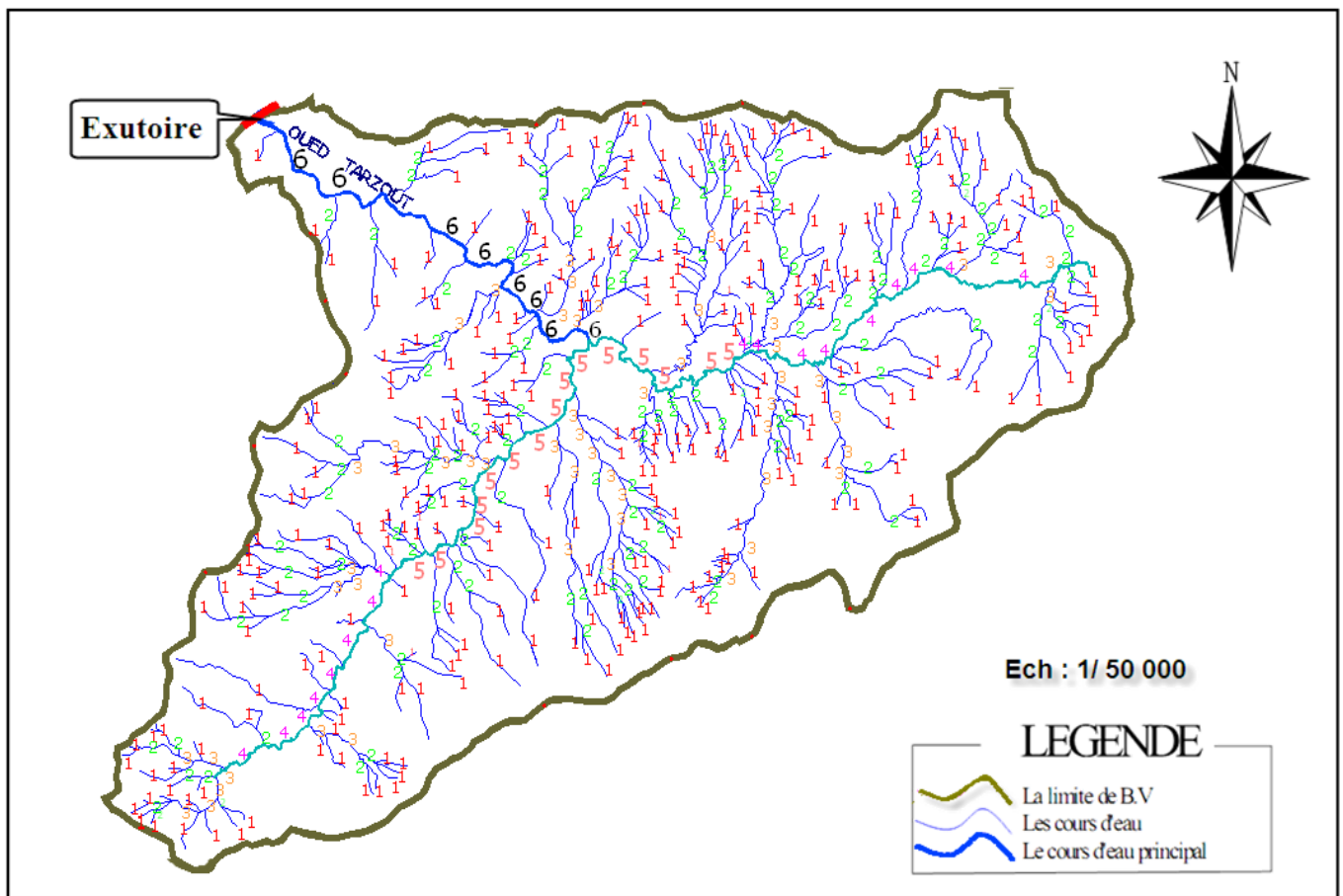


Figure N°II.04 : Le réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Tarzout .

A / Densité de drainage Dd :

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

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S}$$

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 101.26 Km.

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

La densité de drainage dépend de la géologie des caractéristiques topographiques du bassin versant et, dans une certaine mesure, des conditions climatiques et anthropiques. En pratique, les valeurs de densité de drainage varient de 3 à 4 pour des régions où l'écoulement n'a atteint qu'un développement très limité et se trouve centralisé ; la valeur inverse de la densité de drainage, $C=1/D_d$, s'appelle « constante de stabilité du cours d'eau ».

Physiquement, elle représente la surface du bassin nécessaire pour maintenir des conditions hydrologiques stables dans un vecteur hydrographique unitaire (section du réseau).

$$\text{AN : } D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad \text{km/km}^2 \quad D_d = 0.88 \text{ km/km}^2$$

B / Densité du thalweg élémentaire:

$$F_1 = \frac{N_1}{S}$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=120$.

S : Superficie du bassin versant.

$$\text{AN : } F_1 = 0,153 \text{ thalweg/km}^2$$

C/ Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1$$

$$\text{AN: } C_t = 0,13 \text{ Km}^{-3}$$

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

D /Temps de concentration du bassin versant t_c :

Le temps de concentration t_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

- **Formule de GIANDOTTI :**

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_{cp}}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

Avec : S : surface du bassin versant (Km^2) ;

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km) $L = 19.5 \text{ km}$;

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ; $H_{moy} = 390 \text{ m}$

H_{min} : altitude minimale (m) $H_{min} = 25 \text{ m NGA}$;

$$\text{AN : } t_c = 4.71 \text{ heures}$$

- **Formule de KIRPICH :**

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{\text{moy}}^{0,385}$$

Avec :

L_p : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant. = 9.062%

AN : $t_c = 2,11$ heures.

- FORMULE DE CALIFORNIA :

$$t_c = \left(\frac{0,87 L_{cp}^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0,386}$$

$t_c = 2,23$ heures.

- FORMULE DE SCS :

$$T_c = (0,868 \frac{L_s^2}{S_2})^{0,385}$$

L_s : longueur du cours d'eau principal (talweg) $L_s = 19,5 \text{ Km}$

S_2 : pente maximale du cours d'eau. $S_2 = 28,2 \text{ ‰}$

$T_c = 2,58$ heures.

On utilise la formule la plus proche de la moyenne qui est la formule de SCS

Donc $t_c = 2,58$ heures.

E/Vitesse de ruissellement :

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c}$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

AN : $V_r = 19,5 / 2,58 = 7,56 \text{ km/h}$

$V_r = 7,56 \text{ Km/h.}$

II.1.6 Profil en long de l'Oued :

L'Oued tarzout présente un profil en long assez régulier interrompu par quelques légères ruptures en pente que l'on peut expliquer autrement que par des captures ou par des seuils rocheux particulièrement résistant à l'érosion.

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/50.000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire.

Tableau II.04 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.

Courbe de niveau (m)	Distance (m)	Distance cumulée (m)	Courbe de niveau (m)	Distance (m)	Distance cumulée (m)
575-500	1352,3	1352,3	180-200	1218,1	12524,4
460-500	951,6	2303,9	160-180	1465,8	13990,2
420-460	972,5	3276,4	140-160	718	14708,2
360-420	921,6	4198	120-140	1856,9	16565,1
340-360	1230,4	5428,4	100-120	1114,6	17679,7
300-340	2019,8	7447,8	80-100	278,3	17958
260-300	1560,8	9008,6	60-80	1113,8	19071,8
220-260	1246,5	10255,1	40-60	632	19703,8
200-220	1051,2	11306,3	25-40	274,7	19978,5

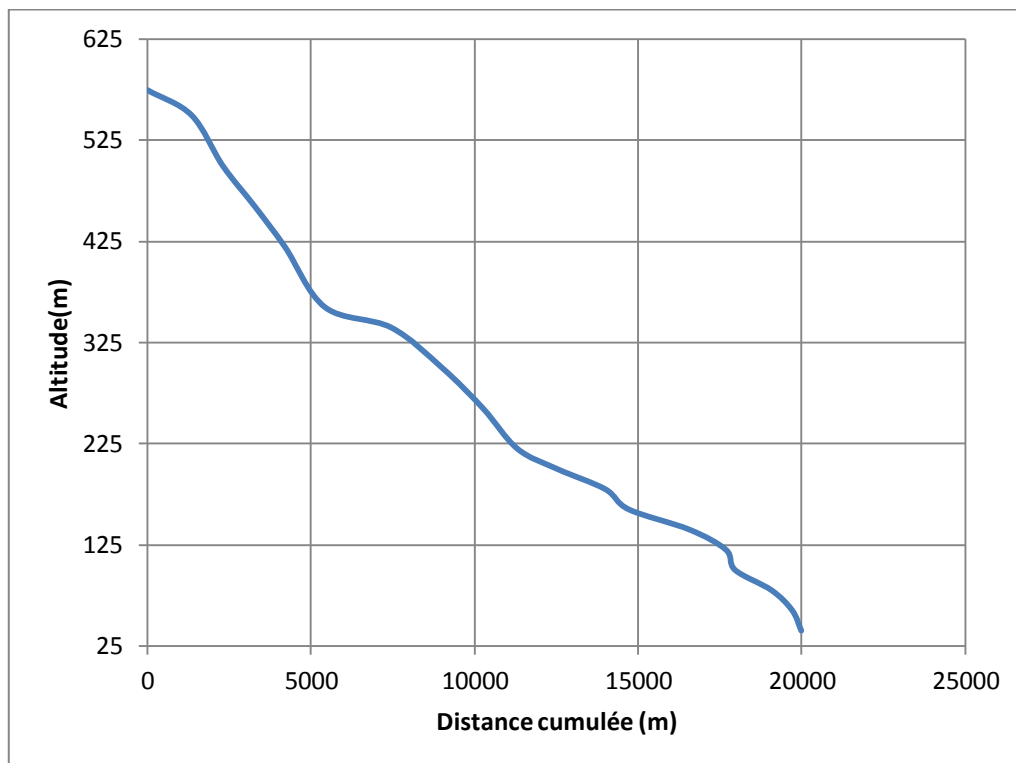


Figure II.05: Profil en long du cours d'eau principale.

Tableau II.05 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant :

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	km ²	114.6
Périmètre		P	km	59.33
Longueur du thalweg principal		L	km	19.5
Indice de compacité		K _C	—	1.55
Coefficient d'allongement		K _P	—	3.32
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	24.8
	largeur	l _r	Km	4.62
Altitudes	maximale	H _{max}	m	830
	moyenne	H _{moy}	m	390
	médiane	H _{med}	m	38,32
	minimale	H _{min}	m	25
Indice de pente globale		I _g	%	0.23
Indice de pente moyenne		I _m	%	9.062
Indice de pente roche		I _p	%	1.63
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	0,88
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	0,13
Temps de concentration		T _c	h	2.58
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	7.56

II.2 Caractéristiques climatiques :

Les caractéristiques climatologiques de la région du barrage sont estimées par les données disponibles des stations climatologiques avoisinantes. La localisation des stations considérées par rapport au bassin versant de l'oued Tarzout est montrée à la annexe N°I.6

II.2.1 Températures de l'air

Les températures moyennes annuelles de l'air constituent l'un des paramètres climatiques le plus important. Selon les données existantes disponibles, les mesures de température n'ont pas été effectuées sur le bassin versant de l'Oued Tarzout. Les données sur les températures moyennes minimales et maximales enregistrées à la station de Ténès, considérée comme suffisamment représentative du bassin étudié, tant du point de vue de la distance que du point de vue de sa position par rapport à la mer, ont servi de base pour l'évaluation des températures moyennes annuelles dans le bassin considéré. Les températures moyennes mensuelles et la température moyenne annuelle de l'air pour la station de Ténès, adoptées comme valables aussi pour la zone du futur barrage de Tarzout, sont indiquées sur le tableau suivant :

Tableau II.06 :Températures moyennes mensuelles et température moyenne annuelle pour la station de Ténès

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	moyenne
T [°C]	23.9	20.1	16.1	13.1	12.1	13.0	14.3	16.1	19.0	22.4	25.4	26.4	18.5

Source : ANBT .

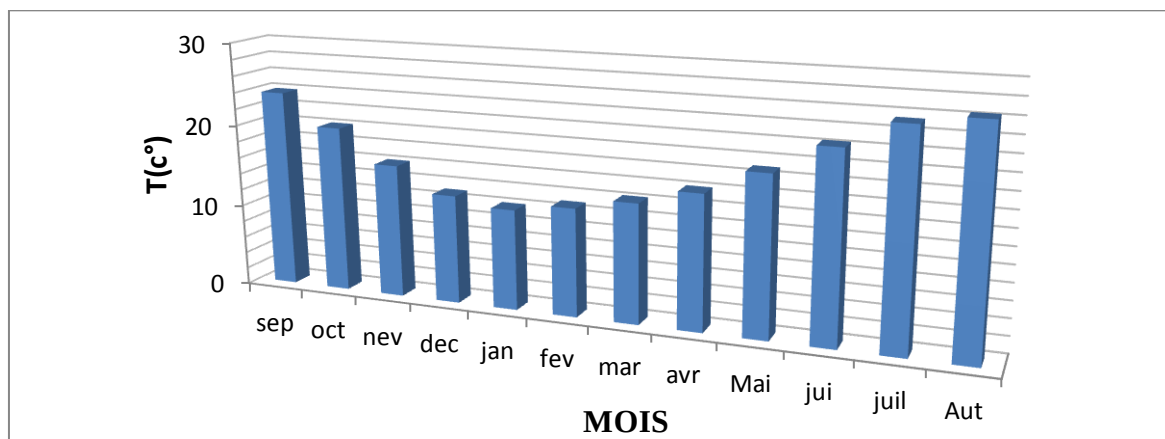


Figure II.06 : La répartition mensuelle des températures moyennes

les températures maximales et minimales mensuelles de l'air à la station de Ténès, tirées du Document /6/ qui peuvent aussi être appliquées au futur barrage de Tarzout indiquées sur le tableau

Tableau II.07 :Températures maximales et minimales mensuelles pour la station de Ténès

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut
T _{Max} [°C]	34.1	31.4	26.7	21.6	19.5	21.6	25.4	28.3	30.9	31.8	37.8	36.9
T _{Min} [°C]	14.0	10.6	7.4	4.1	4.0	3.8	4.8	6.2	9.9	13.4	16.4	17.6

Source : ANBT .

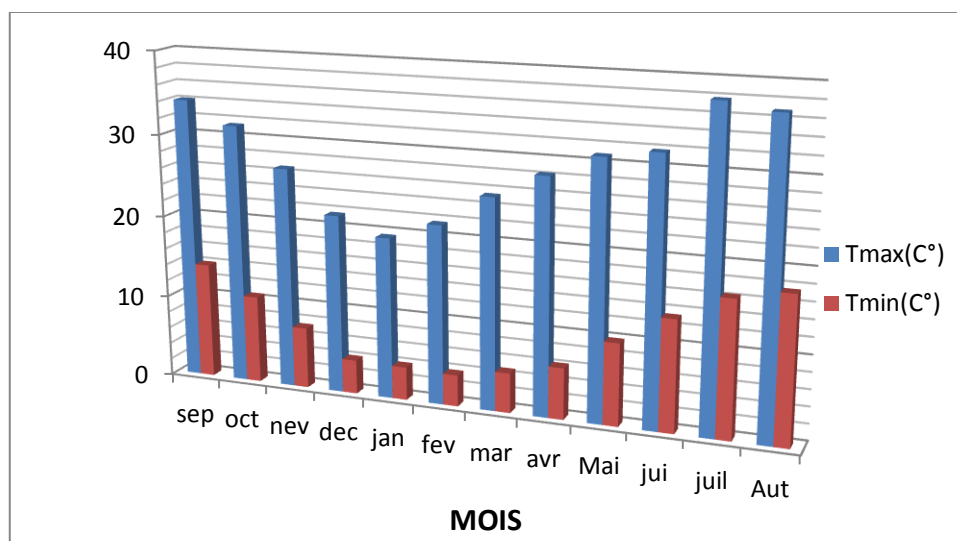


Figure II.07 : La répartition des Températures maximales et minimales mensuelles

II.2.2 Le vent :

Le vent observé à la station de chelif se caractérise par une vitesse moyenne variant de 1 m/s à 4,5 m/s. Les vents les plus forts prédominent de mai à juin. Les directions générales observées sont ouest et est avec une fréquence respective de 28,2 % et de 17,5 %.

II.2.3 Humidité relative de l'air

Parmi les différents paramètres de l'humidité de l'air, l'humidité relative de l'air, représentant la tension de vapeur saturante de l'eau dans l'air, est d'importance capitale pratique.

Sur le tableau 3.7. sont consignées les valeurs de l'humidité moyenne mensuelle et de l'humidité moyenne annuelle relative à la station de Cap Ténès qui peuvent également être utilisées pour le futur barrage de Tarzout.

Tableau II.08 : Humidités moyennes mensuelles et humidité moyenne annuelle à la station de Cap Ténès

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	moy enne
H [%]	71	72	73	74	77	75	72	71	72	72	69	70	72

Source : ANBT .

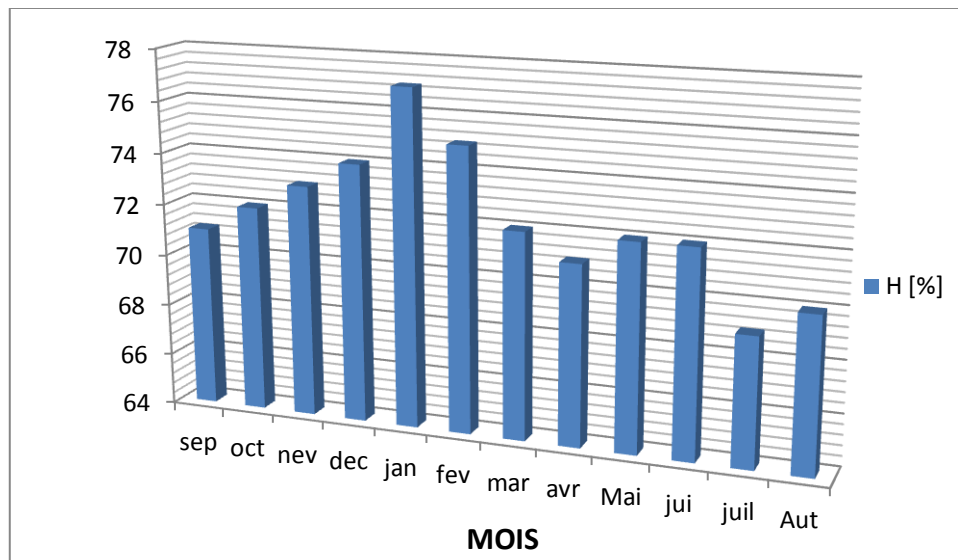


Figure II.08 La répartition des Humidités moyennes mensuelles

II.2.4 Evaporation

Vu que les mesures de l'évaporation n'ont pas été effectuées sur le bassin versant étudié, on adoptera l'évaporation mensuelle mesurée à la station d'Echelif qui se situe à proximité relative du bassin donné. La valeur de l'évaporation mensuelle est portée sur le tableau 3,8 . Pour appliquer à la retenue les valeurs obtenues au bac d'évaporation, on a utilisé un coefficient de réduction de 0,78

Tableau II.09 : Evaporation mensuelle – station de chlef

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	somme
E [mm]	193.0	108.0	79.5	53.5	47.5	57.5	88.5	109.0	152.0	214.0	265.5	234.0	1602
E [mm] réduc	150.5	84.2	62.0	41.7	37.0	44.8	69.0	85.0	118.5	166.9	207.1	182.5	1249.5

Source : ANBT .

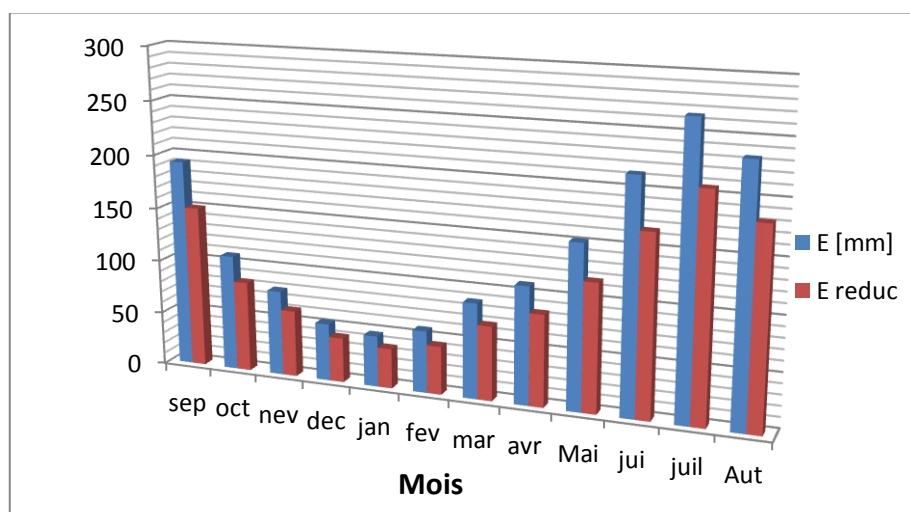


Figure II.09 La répartition de l'Evaporation mensuelle

II.2.5 Pluviométrie:

Selon les données disponibles, dans le bassin versant de l'Oued Tarzout, il n'existe pas de stations pluviométriques appartenant au réseau permanent de stations d'observations.

II.2.5.1. Stations et données disponibles:

Toutefois dans le bassin versant de l'Oued Allalah, situé à l'Est du bassin versant étudié et qui confine avec lui dans sa partie amont sont implantées deux stations pluviométriques : Bordj Abou El Hassen (02.02.01) et Ténès (02.02.05). En allant encore plus à l'Est se trouve aussi la station pluviométrique de Damous (02.02.03).

Tableau II.10: Principales caractéristiques des sites des stations pluviométriques

N°	Code	Station	Altitude (m)	Coordonnées de Lambert	
				X (KM)	Y (KM)
1.	02.02.01	Abou El Hassen	200	366.20	346.50
2.	02.02.03	Damous	40	411.20	361.35
3.	02.02.05	Ténès	5	376.80	359.00

Source : A.N.B.T

La première station (02.02.01) se trouve à proximité immédiate du bassin étudié et elle est équipée d'un pluviographe est elle à une altitude très voisine à l'altitude moyenne du bassin versant et la pluie moyenne annuelle de la station est proche de celle donnée par la carte des isohyètes de l'Algérie, d'où le choix de cette série comme une série de base pour les calculs.

Tableau II.11 : station pluviométrique disponibles a proximité de la zone d'étude

code	station	Altitude(m)	Année de service	Années d'observations	P(mm)
020201	Abou El hassen	200	1953 -2009	56	532.4

Source : A.N.R.H

Les totaux annuels aux stations de Damous et de Ténès sont utilisés pour étendre ou pour compléter les pluies correspondantes à la station de Bordj Abou El Hassen, choisie, comme il est exposé ci-dessus, comme station de référence pour le bassin de l'Oued Tarzout.:

II.2.5.2. Répartition de la pluie moyenne dans l'année :

Tableau II.12 : Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles : [1].

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	jan	fév.	Mars	Avar	Mais	Juin	Juil.	Août	Total
P (mm)	23.6	47,0	65,7	79,6	74,9	76,7	67.6	58,7	26,9	6,9	2.1	2,8	532.5
P (%)	4.43	8.83	12.34	14.95	14.06	14.4	12.69	11.02	5.05	1.29	0.39	0.52	100%

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure

On note une pointe au mois de **décembre**.

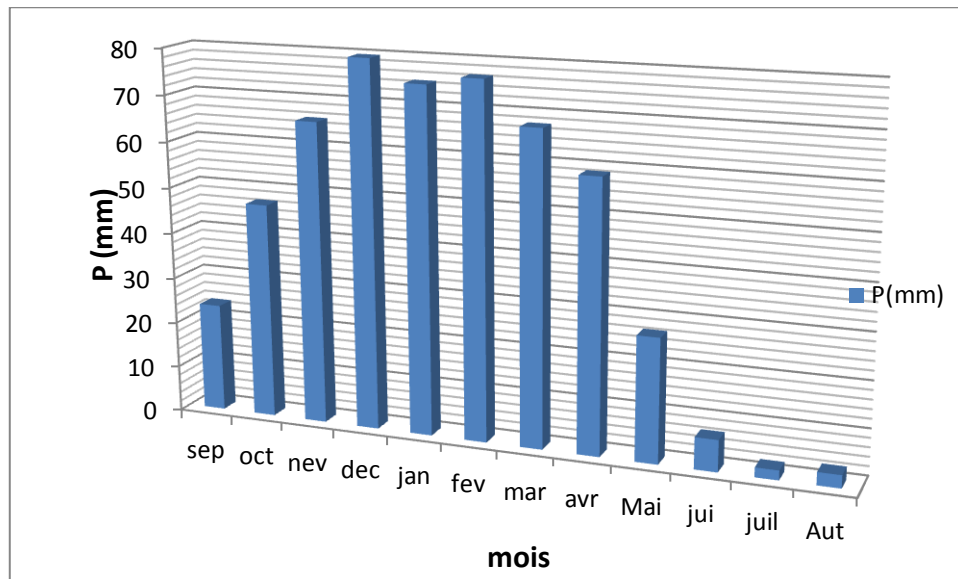


Figure II.10 : Répartition mensuelle des précipitations

II.2.5.3. Les précipitations maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Tableau II.13 : Caractéristiques de la série avec N=57ans :

<i>Caractéristiques</i>	<i>Formules</i>	<i>Valeurs</i>
<i>La somme des $P_{max j}$ en (mm)</i>	$\sum_{i=1}^{N=57} X_i$	3789,4
<i>la moyenne des $P_{max j}$ en (mm)</i>	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=33} X_i}{n}$	66.47
<i>L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans</i>	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n}}$	33
<i>Coefficient de variation « C_v » :</i>	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.507
<i>L'exposant climatique :</i>	$b = 0.487$	

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région ($b = 0.487$) est donné par l'ARNH de ALGER
 ANRH : agence nationale des ressources hydriques

II.3 Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (B.Touabia, 2001).

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

1)-la loi de **GUMBEL**

2)-la loi de **GALTON (log-normal2)**.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par logiciel "Hyfran".

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas les deux lois suivantes. La loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale), à l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

II.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

Tel que : $y = a (x - x_0)$

$1/a$: la pente de la droite de *GUMEL*

y : variable réduite de *GUMBEL*

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm)

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

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

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3, n.

- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de *HAZEN*.

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

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (57)

- calculer la variable réduite de *GUMBEL* donnée par la formule suivante :

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

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »

- représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier *GUMBEL*.

Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de *GUMBEL*

La droite de *GUMBEL* est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0$$

Avec :

$(1/a)$: la pente de la droite de *GUMBEL*

- **Gumbel (Méthode des moments)**

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 56

Paramètres :

u 53.385513
alpha 24.618918

Quantiles :

$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)

$T = 1/(1-q)$

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	280	25.2	231-330
2000.0	0.9995	241	21.1	199-282
1000.0	0.9990	223	19.3	186-261
200.0	0.9950	184	15.2	154- 214
100.0	0.9900	167	13.4	140-193
50.0	0.9800	149	11.7	127-172
20.0	0.9500	127	9.38	108-145
10.0	0.9000	109	7.65	93.8-124
5.0	0.8000	90.3	5.95	78.7-102
3.0	0.6667	75.6	4.73	66.3-84.9
2.0	0.5000	62.4	3.85	54.9-70.0

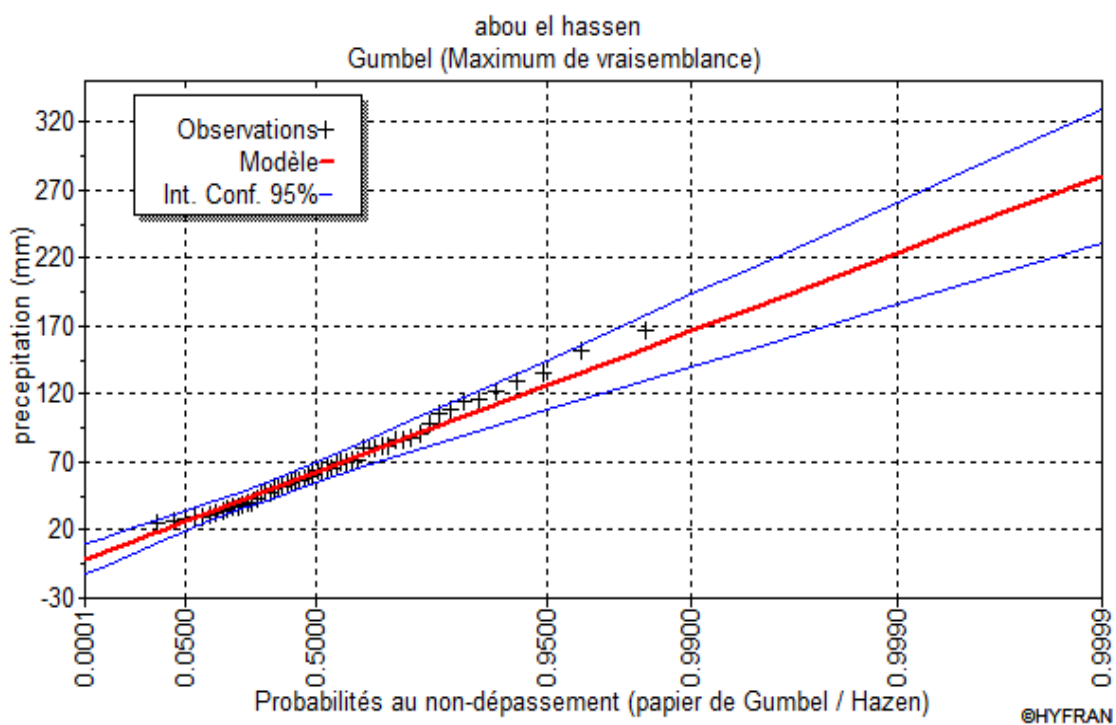


Figure II.11 : représentation graphique de la loi de Gumbel

Tableau II.14 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Gumbel (Méthode des moments)	Carac .de la loi	Carac.de l'échantillon
Minimum	Aucun	25.3
Maximum	Aucun	167
Moyenne	67.6	68.2
Ecart – type	31.6	33
Médiane	62.4	62.5
Coefficient de variation (C _v)	0.467	0.483
Coefficient d'asymétrie (C _s)	1.14	1.01
Coefficient d'aplatissement (CK)	2.40	3.43

II.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la *loi de Gumbel*, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier *log-normale*,

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

$$\text{Ou : } u = \frac{X_i - \overline{X}}{\sigma_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS})$$

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

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma \cdot \text{Log } u(p\%)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{32} \overline{\text{Log } X_i}}{N}$$

- **Galton (Log -Normal)**

Nombre d'observations : 56

Paramètres :

mu 4.113517

sigma 0.473487

Quantiles :

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)

$T = 1 / (1-q)$

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau II.15 : Résultat de l'ajustement a la loi de Galton.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	356	63.8	231- 481
2000.0	0.9995	291	46.9	199-382
1000.0	0.9990	264	40.5	185-344
200.0	0.9950	207	27.4	153- 261
100.0	0.9900	184	22.6	140-228
50.0	0.9800	162	18.2	126-197
20.0	0.9500	133	13.0	108-159
10.0	0.9000	112	9.62	93.4-131
5.0	0.8000	91.1	6.72	77.9-104
3.0	0.6667	75.0	4.96	65.3-84.7
2.0	0.5000	61.2	3.87	53.6- 68.7

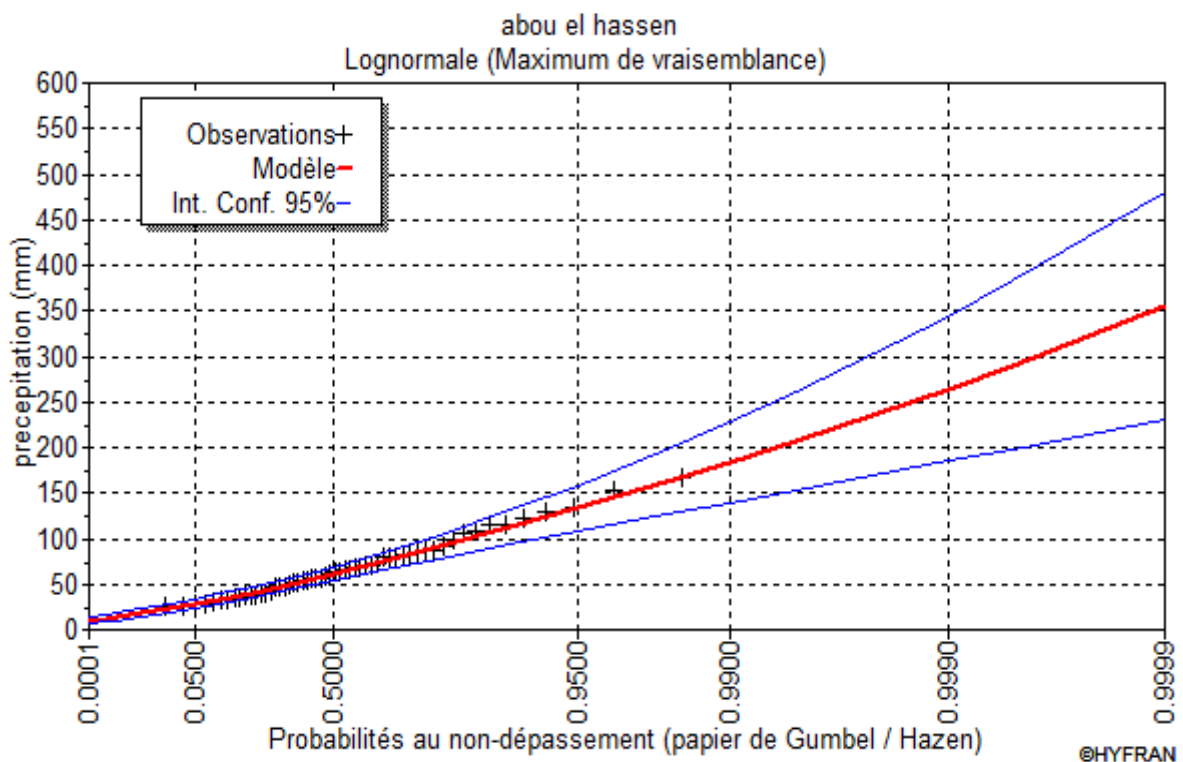


Figure II.12 : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton)

Tableau II.16 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

<i>Galton (Log -Normal)</i>	<i>Carac .de la loi</i>	<i>Carac.de l'échantillon</i>
Minimum	0.00	25.3
Maximum	Aucun	167
Moyenne	68.4	68.2
Ecart – type	34.3	33
Médiane	61.2	62.5
Coefficient de variation (C_v)	0.501	0.483
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.63	1.01
Coefficient d'aplatissement (C_K)	8.07	3.43

Conclusion :

D'après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la lois log-normale (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus Proches de la droite de HENRY.

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

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

b : Exposant climatique (pour notre région est de 0.487)

Tableau II.17 : Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences.

Période	5		10		20		50		100		1000		10000	
Fréquence (%)	20		10		5		2		1		0,1		0,01	
$P_{\max,j,p}(\text{mm})$	91,1		112		133		162		184		264		356	
T(h)	$P_{\max,j,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max,j,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max,j,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max,j,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max,j,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max,j,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max,j,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)
0,5	13,83	27,66	17,0	34,00	20,19	40,38	24,59	49,18	27,93	55,86	40,07	80,14	54,04	108,07
1	19,38	19,38	23,8	23,83	28,29	28,29	34,46	34,46	39,14	39,14	56,16	56,16	75,73	75,73
2	27,16	13,58	33,4	16,70	39,65	19,83	48,30	24,15	54,86	27,43	78,71	39,36	106,14	53,07
2,58	30,75	11,92	37,8	14,65	44,89	17,40	54,68	21,19	62,10	24,07	89,10	34,54	120,16	46,57
3	33,09	11,03	40,7	13,56	48,31	16,10	58,85	19,62	66,84	22,28	95,90	31,97	129,31	43,10
4	38,07	9,52	46,8	11,70	55,58	13,89	67,69	16,92	76,89	19,22	110,32	27,58	148,76	37,19
5	42,44	8,49	52,2	10,43	61,96	12,39	75,47	15,09	85,71	17,14	122,98	24,60	165,84	33,17
6	46,38	7,73	57,0	9,50	67,71	11,28	82,47	13,75	93,67	15,61	134,40	22,40	181,24	30,21
7	49,99	7,14	61,5	8,78	72,99	10,43	88,90	12,70	100,98	14,43	144,88	20,70	195,37	27,91
8	53,35	6,67	65,6	8,20	77,89	9,74	94,88	11,86	107,76	13,47	154,61	19,33	208,49	26,06
9	56,50	6,28	69,5	7,72	82,49	9,17	100,48	11,16	114,12	12,68	163,74	18,19	220,80	24,53
10	59,48	5,95	73,1	7,31	86,83	8,68	105,77	10,58	120,13	12,01	172,36	17,24	232,43	23,24
11	62,30	5,66	76,6	6,96	90,96	8,27	110,79	10,07	125,84	11,44	180,55	16,41	243,47	22,13
12	65,00	5,42	79,9	6,66	94,90	7,91	115,59	9,63	131,29	10,94	188,37	15,70	254,01	21,17
13	67,58	5,20	83,1	6,39	98,67	7,59	120,18	9,24	136,50	10,50	195,85	15,07	264,11	20,32
14	70,07	5,00	86,1	6,15	102,29	7,31	124,60	8,90	141,52	10,11	203,05	14,50	273,81	19,56
15	72,46	4,83	89,1	5,94	105,79	7,05	128,86	8,59	146,36	9,76	209,99	14,00	283,17	18,88
16	74,78	4,67	91,9	5,75	109,17	6,82	132,97	8,31	151,03	9,44	216,69	13,54	292,21	18,26
17	77,02	4,53	94,7	5,57	112,44	6,61	136,96	8,06	155,55	9,15	223,19	13,13	300,96	17,70
18	79,19	4,40	97,4	5,41	115,61	6,42	140,82	7,82	159,95	8,89	229,49	12,75	309,46	17,19
19	81,30	4,28	100,0	5,26	118,70	6,25	144,58	7,61	164,21	8,64	235,61	12,40	317,72	16,72
20	83,36	4,17	102,5	5,12	121,70	6,08	148,24	7,41	168,37	8,42	241,57	12,08	325,75	16,29
21	85,36	4,06	104,9	5,00	124,63	5,93	151,80	7,23	172,42	8,21	247,38	11,78	333,59	15,89
22	87,32	3,97	107,4	4,88	127,48	5,79	155,28	7,06	176,37	8,02	253,05	11,50	341,23	15,51
23	89,23	3,88	109,7	4,77	130,27	5,66	158,68	6,90	180,23	7,84	258,58	11,24	348,70	15,16
24	91,10	3,80	112,0	4,67	133,00	5,54	162,00	6,75	184,00	7,67	264,00	11,00	356,00	14,83

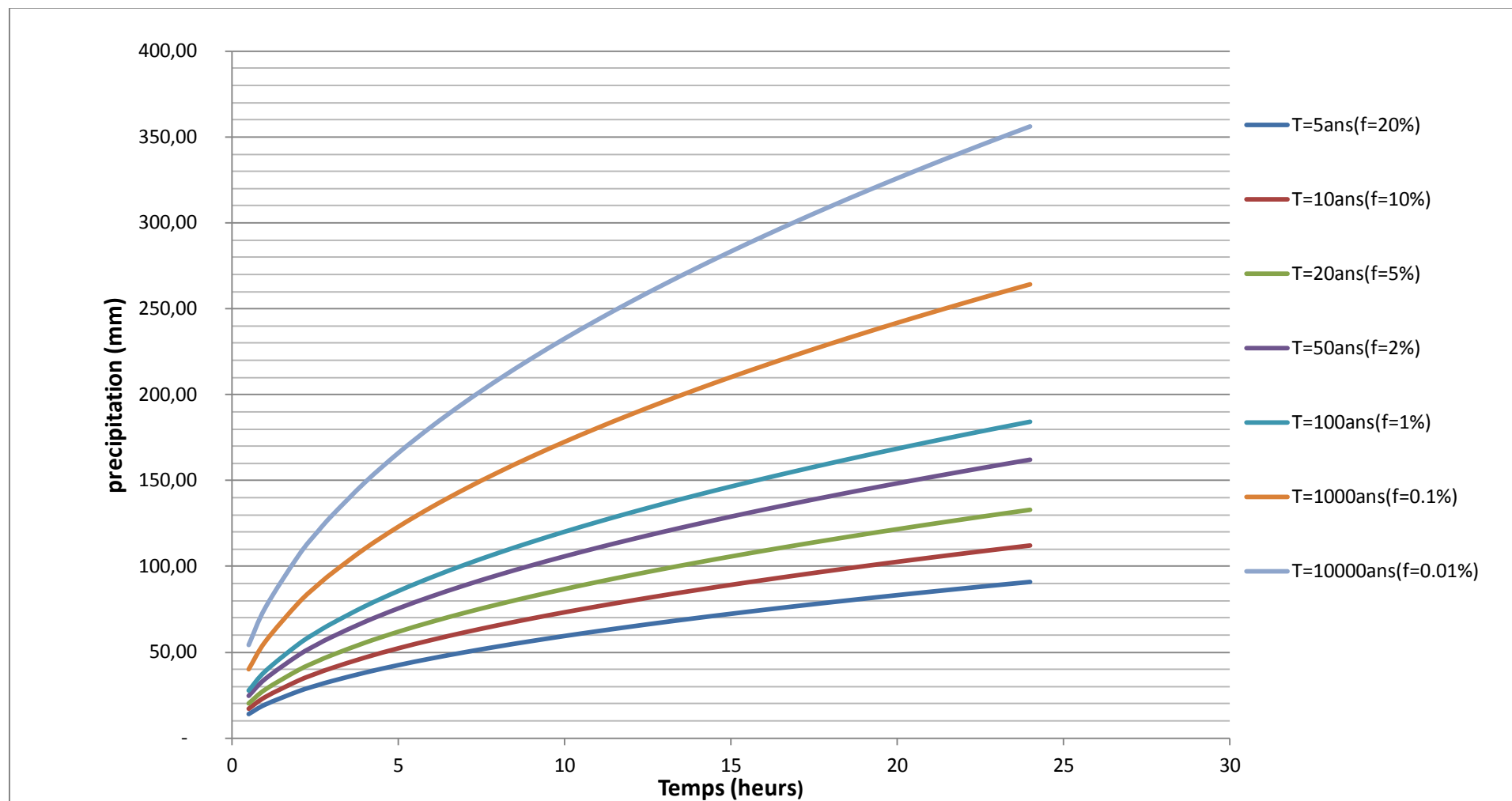


Figure II.13 : Pluies de Courte durée

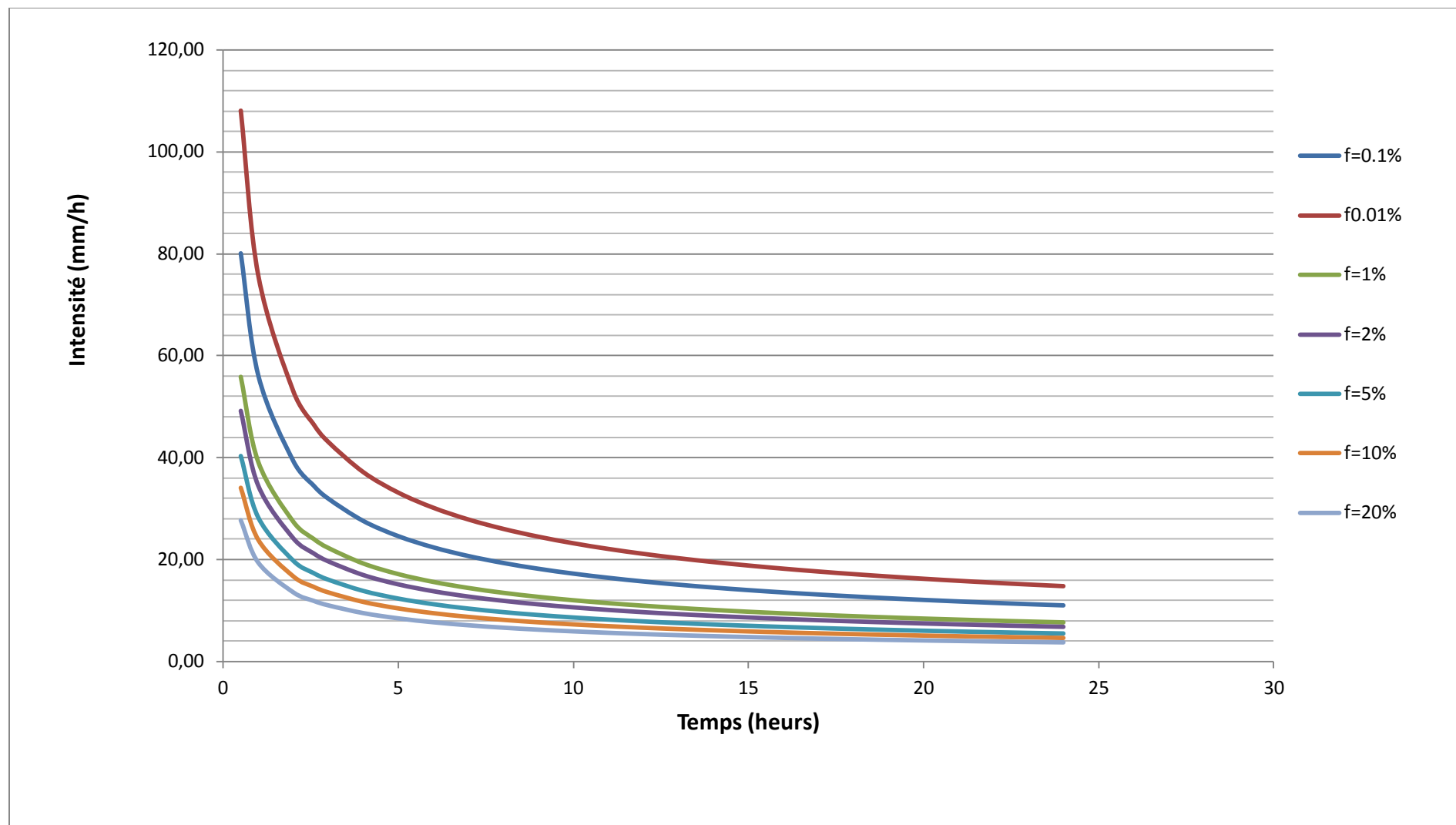


Figure II.14 : Intensité –Durée -Fréquence

II.5 Evaluation des apports liquides:

I.5.1 Analogie avec la station de sidi Akacha (02.02.07):

Au niveau de notre site, on a optée à la méthode d'analogie qui est basée sur les informations des apports de la station hydrométrique de sidi Akacha.

Dans de pareilles circonstances, lorsqu'il n'y a pas de mesures sur le cours d'eau, il est possible de faire recours aux différents procédés qui peuvent servir à l'évaluation du bilan d'eau, l'un des procédés consiste à reporter, selon un certain modèle, les apports d'un bassin versant situé à proximité et déjà étudié du point de vue de l'hydrologie, sur le bassin versant considéré.

Ce serait bien idéal que ces deux bassins versants sont identiques au point de vue de la superficie, de la forme, de la structure géologique, des terrains boisés, de la pente moyenne, de la direction et du sens de l'écoulement du cours d'eau, de la quantité d'eau moyenne et de la répartition des pluies au niveau annuel et autre ce qui n'est pas souvent le cas en pratique. Dans le cas concret, on a profité de la possibilité de définir les valeurs des apports au site du futur barrage de Tarzout à partir des apports mesurés sur le bassin versant voisinant – analogue, celui de l'Oued Allalah, qui se jette aussi dans la Mer Méditerranée à environ 25 km à l'Est de l'Oued Tarzout, près de la localité de Ténès, tel qu'il est indiqué sur la carte de situation.

Sur l'Oued Allah est installée une station hydrométrique de Sidi Akacha (02.02.07) qui occupe une surface versante de **295 km²** et est située approximativement sur la moitié de la longueur totale du cours d'eau.

Tableau II.19 : La répartition des apports de sidi Akacha.

Années d'observation	Apport annuel(Mm ³)	Années d'observation	Apport annuel(Mm ³)
1983 - 1984	5,60	1996 - 1997	11,17
1984 - 1985	10,06	1997 - 1998	13,29
1985 - 1986	26,83	1998 - 1999	22,42
1986 - 1987	40,10	1999 - 2000	26,05
1987 - 1988	7,53	2000 - 2001	11,09
1988 - 1989	7,68	2001 - 2002	23,23
1989 - 1990	3,51	2002 - 2003	8,13
1990 - 1991	17,31	2003 - 2004	4,82
1991 - 1992	8,39	2004 - 2005	7,77
1992 - 1993	3,96	2005 - 2006	22,78
1993 - 1994	9,14	2006 - 2007	17,44
1994 - 1995	15,93	2007 - 2008	9,87
1995 - 1996	23,91	Apport interannuel	14, 32

Source : A.N.R.H

Nombre d'année d'observation : N=25 ans

Pour la détermination des apports du bassin versant on utilise analogie avec le bassin versant voisinant de l'Oued Allalah par la formule suivante :

$$A_{\text{interannuel}}^{\text{bassin versant}} = \frac{S_{\text{BV}}^{\text{bassin versant}}}{S_{\text{BV}}^{\text{station}}} \cdot A_{\text{interannuel}}^{\text{station}}$$

$$A_{\text{interannuel}}^{\text{bassin versant}} = 5,56 \text{ Mm}^3$$

Conclusion :

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur obtenue par analogie mesurés sur le bassin versant voisinant – analogue, celui de l'Oued Allalah . Donc :

$$A_{\text{interannuel}}^{\text{bassin versant}} = 5,56 \text{ Mm}^3$$

La répartition est donnée par le tableau suivant et la figure N°II.20.

Tableau II.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
A (%)	1,0 8	4,16	13,6	17,7 8	14,5 3	19,2 9	15,0 5	9,40	4,16	0,74	0,06	0,16
$A_{(Mm^3)_{station}}$	0,1 5	0,60	1,95	2,55	2,08	2,76	2,15	1,35	0,60	0,11	0,01	0,02
$A_{(Mm^3)_{site}}$	0,0 6	0,23 1	0,75 6	0,98 9	0,80 8	1,07 3	0,83 6	0,52 3	0,23 1	0,04 1	0,00 3	0,00 9

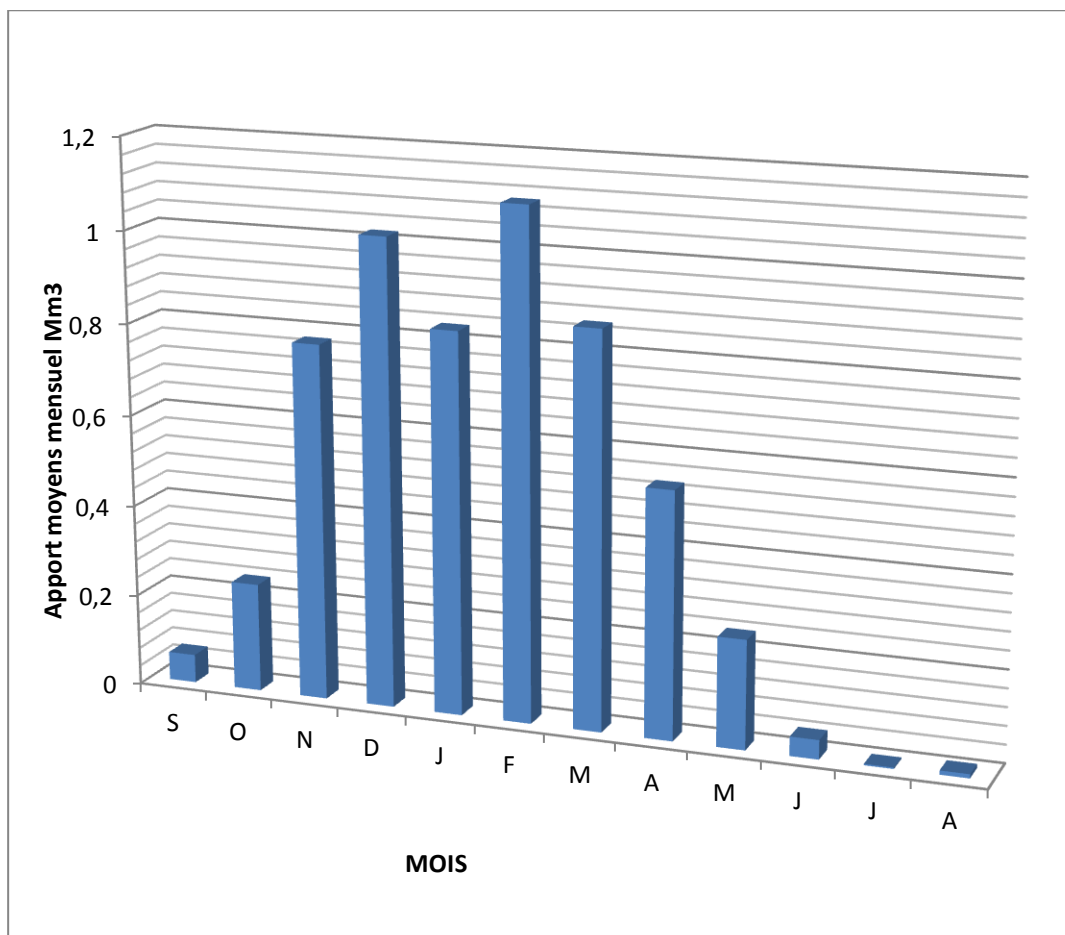


Figure II.15 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de site

II.5.2 Caractéristiques de l'écoulement :

Tableau II.21 : Caractéristiques de l'écoulement .

paramètre	relations	unité	valeur
Module de l'écoulement	$M_e = A_{\text{moy}} / T$	L /s	176,31
Module de l'écoulement relatif (spécifique)	$M_0 = M_e / S$	l/s/Km ²	1,54
Lame d'eau écoulée	$L_e = A_{\text{moy}} / S_{BV}$	mm	48,52

Avec :

S_{BV} : Superficie du bassin ($S=114,6 \text{ Km}^2$).

A_{moy} : Apport moyen annuel = $5,56 \text{ Mm}^3$

T : Temps d'une année en secondes $T = 31,536.106 \text{ s}$

II.5.3 Les apports fréquentiels:

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par la loi **Log Normale** par l'équation de la variable reduite:

$$A_{(\%)} = e^{\overline{\ln X} + U \times \sigma_{\ln X}} \dots \dots \dots (II.36)$$

Avec :

_____ :c'est l'apport moyen apres la transformation de la serie de sidi Akacha en logarithme .
=2 ,47 Mm^3

$A_{\%}$: apport de fréquence donnée.

U :variable réduite de Gauss.

Variance() ,pour $n < 30$ année on a :

$$\text{_____} \dots \dots \dots (II-37)$$

$n=25$ année .

=2,47 Mm^3

Donc : =0 ,415

L'ecart type :

- **Coefficient de variation**

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation C_v

$$C_v = \frac{s}{\bar{x}} \quad \text{..... (II-38)}$$

$$C_v = \frac{s}{\bar{x}}$$

$$C_s = 2 * C_v \quad \text{..... (II-39)}$$

$$C_s = 0,522$$

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant:

Tableau II.22 : Apports fréquentiels de la station de sidi Akacha :

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (hm ³)
1.25	20,00	0,808	6.87
5	80,00	-0,85	20 ,2
	90,00	-1,22	25.1
20	95,00	-1,49	29.9
	98,00	-1,81	36.0
	99,00	-1,96	40.7
	99,90	-2,4	55.9

II.5.4 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a :

$$\text{---} = 7,85 \text{ Mm}^3$$

3

Tableau II.23 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
A (%)	1,08	4,16	13,6	17,7 8	14,5 3	19,2 9	15,0 5	9,40	4,16	0,74	0,06	0,16
A _{80%} (Mm ³)	0,085	0,327	1,068	1,396	1,141	1,514	1,181	0,738	0,327	0,058	0,005	0,013

II.5.5 Apport solide et l'estimation du volume mort :

Le débit solide au bassin versant du barrage de TARZOUT peut être déterminé par une approche du rendement en sédiment régional est normalement utilisée quand des données sur des sédiments en suspension au site du barrage de TARZOUT ne sont pas disponibles..

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures. Tel que les eaux du cours d'eaux transportent les sédiments sous deux formes :

- ✓ en suspension
- ✓ par charriage

a) Formule de TIXERONT:

$$T = \frac{Q_s}{S_{Bv}} \quad \text{..... (II-40)}$$

T : durée de l'envasement La garde d'envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 50 ans T=50 ans

:debit solide en tonne /an

:poids spécifiques moyen des sédiments $\gamma_s = 1.5 \text{ T/m}^3$.

$$V_s = T_s \cdot S_{Bv} \quad \text{..... (II-39)}$$

S_{Bv} : Superficie du bassin ($S=114,6 \text{ Km}^2$).

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \quad \text{..... (II-41)}$$

Avec : S_{Bv} : Superficie du bassin ($S=114,6 \text{ Km}^2$).

T_s : le transport solide en ($\text{t/Km}^2/\text{an}$).

L_0 : la lame écoulee en (mm). 48,52 mm

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=350$ (à moyenne perméabilité).

Tableau II.24 : Répartition de volume mort annuel.

Formule	volume annuel moyen (Mm ³)
Tixeront	2,34
Méthode liée à l'érosion spécifique (Fournie)	1,57

Résultats et discussion:

A partir de la classification de TIXERONT (1960) des zones de l'érosion qui se basant sur la répartition pluviométrique annuelle, le bassin d'étude appartient à la zone d'érosion très active ($300 < P_{an} = 532.5 \text{ mm} < 700$). On adopte pour la valeur trouvée par cette formule puisque on a $P_{an} = 532.5 \text{ mm}$ donc nous nous trouvons dans le même intervalle d'application de cette formule.

Pour des raisons de sécurité on opte pour le volume obtenu par la formule de Tixeront donc le volume mort estimé à 50ans de service est 2.34 Hm^3 . $V_m = 2,34 \text{ Hm}^3$

II.6 Etude des crues:

Une bonne détermination du bilan d'eau est l'une des opérations les plus importantes dans le cadre d'études hydrologiques d'un bassin versant. A plusieurs reprises

Dans de pareilles circonstances, lorsqu'il n'y a pas de mesures sur le cours d'eau, il est possible de faire recours aux différents procédés qui peuvent servir à l'évaluation du bilan d'eau. L'un des procédés consiste à reporter, selon un certain modèle, les débits d'un bassin versant situé à proximité et déjà étudié du point de vue de l'hydrologie, sur le bassin versant considéré. Ce serait bien idéal que ces deux bassins versants sont identiques au point de vue de la superficie, de la forme, de la structure géologique, des terrains boisés, de la pente moyenne, de la direction et du sens de l'écoulement du cours d'eau, de la quantité d'eau moyenne et de la répartition des pluies au niveau annuel et autre ce qui n'est pas souvent le cas en pratique Dans le cas concret, on a profité de la possibilité de définir les valeurs des débits au site du futur barrage de Tarzout à partir des débits mesurés sur le bassin versant voisinant – analogue, celui de l'Oued Allalah.

L'Oued Allalah se jette aussi dans la Mer Méditerranée à environ 25 km à l'Est de l'Oued Tarzout, près de la localité de Ténès, tel qu'il est indiqué sur la carte de situation, annexe 1. Sur l'Oued Allah est installée une station hydrométrique de Sidi Akacha (02.02.07) qui occupe une surface versante de 295 km² et est située approximativement sur la moitié de la longueur totale du cours d'eau.

Dans la suite, on parlera du mode de détermination des débits au site du barrage de Tarzout à partir des débits de l'Oued Allalah mesurés à la station hydrométrique de Sidi Akacha.

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogramme de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

Tableau II.25 : La série des débits maximaux de station de Sidi Akacha .

Années d'observation	Q max m3/s	Années d'observation	Q max m3/s
1983 - 1984	28,00	1996 - 1997	339,20
1984 - 1985	52,73	1997 - 1998	121,30
1985 - 1986	162,20	1998 - 1999	117,90
1986 - 1987	153,20	1999 - 2000	239,91
1987 - 1988	28,00	2000 - 2001	212,00
1988 - 1989	96,00	2001 - 2002	357,20
1989 - 1990	130,88	2002 - 2003	43,39
1990 - 1991	71,60	2003 - 2004	22,22
1991 - 1992	42,60	2004 - 2005	39,29
1992 - 1993	19,42	2005 - 2006	325,50
1993 - 1994	17,71	2006 - 2007	112,10
1994 - 1995	120,80	2007 - 2008	73,95
1995 - 1996	90,10		

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passant par l'analogie avec celle de Sidi Akacha par la relation suivante :

$$Q_{\text{int er annuel}}^{\text{bas sin versant}} = \frac{S_{BV}^{\text{bas sin versant}}}{S_{BV}^{\text{station}}} \cdot Q_{\text{int er annuel}}^{\text{station}}$$

Tableau II.26 : La série des débits maximaux de station de Site .

Années d'observation	Q max m3/s	Années d'observation	Q max m3/s
1983 - 1984	10,88	1996 - 1997	131,77
1984 - 1985	20,48	1997 - 1998	47,12
1985 - 1986	63,01	1998 - 1999	45,80
1986 - 1987	59,51	1999 - 2000	93,2
1987 - 1988	10,88	2000 - 2001	82,36
1988 - 1989	37,29	2001 - 2002	138,76
1989 - 1990	50,84	2002 - 2003	16,86
1990 - 1991	27,81	2003 - 2004	8,63
1991 - 1992	16,55	2004 - 2005	15,26
1992 - 1993	7,54	2005 - 2006	126,45
1993 - 1994	6,88	2006 - 2007	43,55
1994 - 1995	46,93	2007 - 2008	28,73

II.6 .1 Les Débits fréquentiels:

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par la loi **Log Normale** par l'équation de la variable réduite:

$$A_{(\%)} = e^{\overline{\ln X} + U \times \sigma_{\ln X}} \dots \dots \dots (II.43)$$

Avec :

— :c'est l'apport moyen apres la transformation de la serie de sidi Akacha en logarithme .

A%: apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Variance() ,pour n<30 année on a :

$$\dots \dots \dots (II-44)$$

n=25 ans.

$$=3,487 \text{ Mm}^3$$

Donc : =0,825

L'écart type :

- **Coefficient de variation**

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation C_v

$$C_v = \frac{\text{écart type}}{\text{moyenne}} = \frac{0,521}{1} = 0,521$$

$$C_s = 2 * C_v = 1,042$$

Les calculs des Débits fréquents a conduit au tableau suivant:

Tableau N°II.27 : les Débits fréquents de la station de site.

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Débits(m ³ /s)
1.25	80	-0,85	15,22
	10	1,33	197,36
20	5	1,78	245,4
	2	2,385	288,93
	1	2,701	379,4
	0,1	3,83	720
10000	0,01	4,856	958

Tableau II.28 : Ordonnées maximales des hydro grammes (Débits fréquents)de crue par différentes périodes de retour pour le site du barrage de Tarzout sur l'Oued Tarzout de faisabilité et celle obtenue par l'ajustement par la loi de log normale :

Période de retour	10	20	50	100	1000	10.000
Q_{max} (m³/s)	220,00	295,00	395,00	470,00	735,00	965,00
Q_{max} (m³/s)	197,36	245,4	288,93	379,4	720	958

II 6.2 détermination les temps caractéristiques au site du barrage de tarzout :

Tableau II.29 : Principaux éléments géométriques du bassin versant de l'Oued Tarzout jusqu'au site du barrage de Tarzout

Cours d'eau	Site	A [km ²]	L _s [km]	L _c [km]	H _{max} [m]	H _o [m]	H _u [m]	S ₁ [%]	S ₂ [‰]
Oued Tarzout	Bge Tarzout	114.6	19.5	8.9	830	25	371	1.77	28.2

A - superficie du bassin versant étudié;

L_s - longueur du cours d'eau principal (talweg) ;

L_c - distance séparant le centre de gravité du bassin versant et le site;

H_{max} - altitude maximale du cours d'eau principal ;

H_o - altitude du site;

H_u - altitude moyenne du cours principal ;

S₁ - pente du lit rectifié;

S₂ - pente maximale du cours d'eau.

La durée de la pluie (T_k) est déterminée d'après la formule SCS:

$$T_k = T_c \cdot (1 + T_c)^{-0.20} \dots\dots\dots (II-47)$$

T_K=2 heures T_k = 2 heures

T_c : Le temps de concentration moyenne T_c=2,58 heures

Afin de définir le temps de montée de l'hydrogramme (T_m), on a appliqué, les formules ci-dessous :

(a) Kennedy-Watt

$$T_o = 1.864 \cdot A^{0.39} \cdot S_2^{-0.31}, \dots\dots\dots (II-48)$$

$$Tm = (T_K / 2 + T_o) \cdot 3 / (2 + k) \dots\dots\dots (II-49)$$

(b) Kennedy-Watt

$$T_o = 2.3 \cdot (L_{CP} / \sqrt{S_2})^{0.66}, \dots\dots\dots (II-50)$$

(c) Bell-Om Car

$$\log Tm = 0.037 + 0.47 \cdot \log L_s \dots\dots\dots (II-51)$$

DONC : T_m=4,4 heures

(d) Linsey-Kohler

$$T_o = 0.40 \cdot L_s^{0.67} \cdot (L_s \cdot L_c / \sqrt{S_1})^{0.086}, \dots\dots\dots (II-52)$$

$$\text{ou, } Tm = (Tk / 2 + T_o) \cdot 3 / (2 + k)$$

Le temps de retard (T_d) s'obtient selon la formule :

$$t_d = K t_m \dots\dots\dots (II-53)$$

Tableau II.30 : le coefficient relatif à la surface du bassin versant (K) .

Description du cours d'eau	Valeur de K
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 – 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

Le temps de base de l'hydrogramme s'obtient en additionnant le temps de montée et le temps de retard de l'hydro gramme, soit:

$$T_b = Tm + Td \dots\dots\dots (II-54)$$

$T_b=12,6$ heures

Tableau II.31 : récapitulatif temps caractéristiques au site du barrage de Tarzout:

caractéristiques	designiation	Valeur	caractéristi ques	designiation	Valeur
durée de la pluie	T_k	2.0	temps de décrue	T_d	8,4
temps de montée	T_m	4.2	temps de base	T_b	12,6

Remarque : unité c'est « heur »

II.6. 3 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :

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

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

Pour le tracer de l'Hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculées à partir des temps de montée et de la décrue

A - Pour le débit de la montée :

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots (II.55)$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

B - Pour le débit de décrue :

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots (II.56)$$

Avec :

Q_m : débit instantané de la montée (m³/s) ;

Q_d : débit instantané de la décrue (m³/s) ;

t_m : temps de la montée de la crue en heures ;

t_d : temps de la décrue en heures ;

Q_{max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s) ;

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

Les Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau II.31 et la Figure (II.17)

Tableau II.32 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps :

temps (h)	période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10.000
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	0,70	0,87	1,02	1,34	2,55	3,39
0,5	2,80	3,48	4,09	5,38	10,20	13,58
0,75	6,29	7,83	9,21	12,10	22,96	30,55
1	11,19	13,91	16,38	21,51	40,82	54,31
1,25	17,48	21,74	25,59	33,61	63,78	84,86
1,5	25,17	31,30	36,85	48,39	91,84	122,19
1,75	34,26	42,60	50,16	65,87	125,00	166,32
2	44,75	55,65	65,52	86,03	163,27	217,23
2,25	56,64	70,43	82,92	108,88	206,63	274,94
2,5	69,93	86,95	102,37	134,42	255,10	339,43
2,75	84,61	105,21	123,87	162,65	308,67	410,71
3	100,69	125,20	147,41	193,57	367,35	488,78
3,25	118,18	146,94	173,01	227,18	431,12	573,63
3,5	137,06	170,42	200,65	263,47	500,00	665,28
3,75	157,33	195,63	230,33	302,46	573,98	763,71
4	179,01	222,59	262,07	344,13	653,06	868,93
4,2	197,36	245,40	288,93	379,40	720,00	958,00
4,5	176,96	220,03	259,07	340,18	645,58	858,98

4,75	161,08	200,28	235,81	309,65	587,63	781,87
5	146,17	181,75	213,99	281,00	533,26	709,53
5,25	132,22	164,40	193,56	254,17	482,34	641,79
4,5	176,96	220,03	259,07	340,18	645,58	858,98
4,75	161,08	200,28	235,81	309,65	587,63	781,87
5	146,17	181,75	213,99	281,00	533,26	709,53
5,25	132,22	164,40	193,56	254,17	482,34	641,79
5,5	119,18	148,19	174,47	229,10	434,78	578,50
5,75	107,03	133,08	156,68	205,75	390,45	519,52
6	95,73	119,03	140,15	184,03	349,24	464,69
6,25	85,26	106,01	124,82	163,90	311,04	413,86
6,3	83,26	103,53	121,89	160,06	303,75	404,16
6,75	66,66	82,89	97,59	128,15	243,20	323,59
7	58,48	72,71	85,61	112,41	213,33	283,85
7,25	50,99	63,40	74,65	98,02	186,02	247,51
7,5	44,17	54,92	64,66	84,91	161,14	214,41
7,75	37,99	47,23	55,61	73,03	138,59	184,40
8	32,41	40,30	47,45	62,31	118,24	157,33
8,25	27,41	34,08	40,13	52,69	99,99	133,04
8,5	22,95	28,54	33,60	44,12	83,72	111,40
8,75	19,00	23,63	27,82	36,53	69,32	92,24
9	15,54	19,32	22,74	29,87	56,68	75,41
9,25	12,52	15,57	18,33	24,07	45,67	60,77
9,5	9,92	12,33	14,52	19,07	36,19	48,15
9,75	7,71	9,58	11,28	14,82	28,12	37,42
10	5,85	7,28	8,57	11,25	21,35	28,41
10,25	4,32	5,37	6,33	8,31	15,77	20,98
10,5	3,08	3,83	4,51	5,93	11,25	14,97
10,7	2,28	2,84	3,34	4,39	8,33	11,09
10,95	1,50	1,86	2,19	2,88	5,46	7,26
11,2	0,91	1,14	1,34	1,76	3,33	4,44
11,45	0,51	0,63	0,74	0,97	1,85	2,46
11,7	0,24	0,30	0,36	0,47	0,89	1,18
11,95	0,09	0,11	0,13	0,18	0,33	0,44
12,2	0,02	0,03	0,03	0,04	0,08	0,10
12,6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

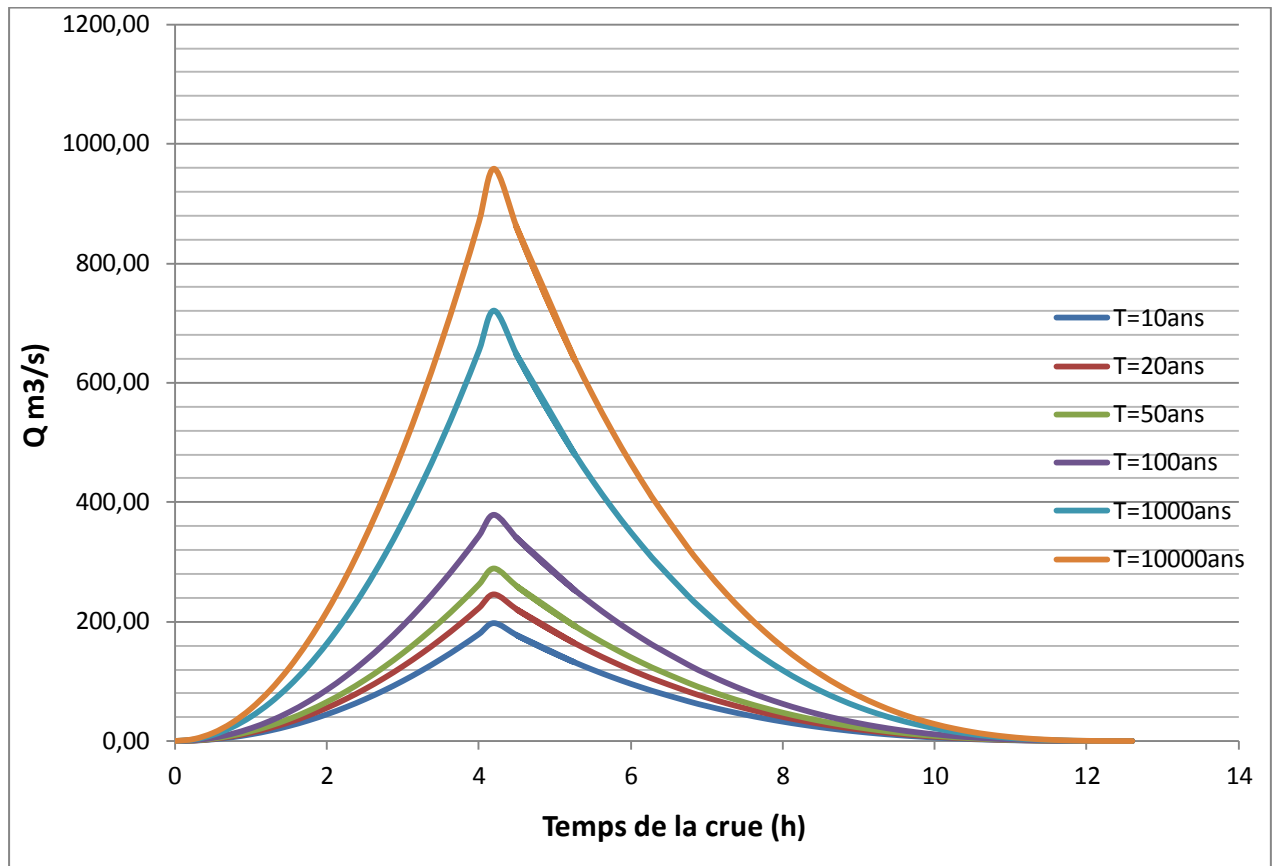


Figure II.16 : Hydrogrammes des crues.

I.6.4 Choix de fréquence de la crue du projet :

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000 ans).

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

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

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

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

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

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

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

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau II.33 : Catégories des dommages résultant des crues.

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

Tableau II.34 : Crues de projet recommandé.

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie– perméabilité...etc.)

On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a * I_d * I_r .$$

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

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

I_r : représente les risques.

Si le risque est faible (degré 01), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

Si le risque est moyen ou modérée (degré 02), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

Si le risque est élevé (degré 03), la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont un peut compliquées, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est moyennement élevé (site un peu éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement important).

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,01% (T = 10000ans)

$$Q_{0.01\%} = 958,00 \text{ m}^3/\text{s}$$

NB :

L'hydrogramme de la crue de projet ($Q_{0,01\%}$) et celui tracé il est donné dans la Figure II.17 .

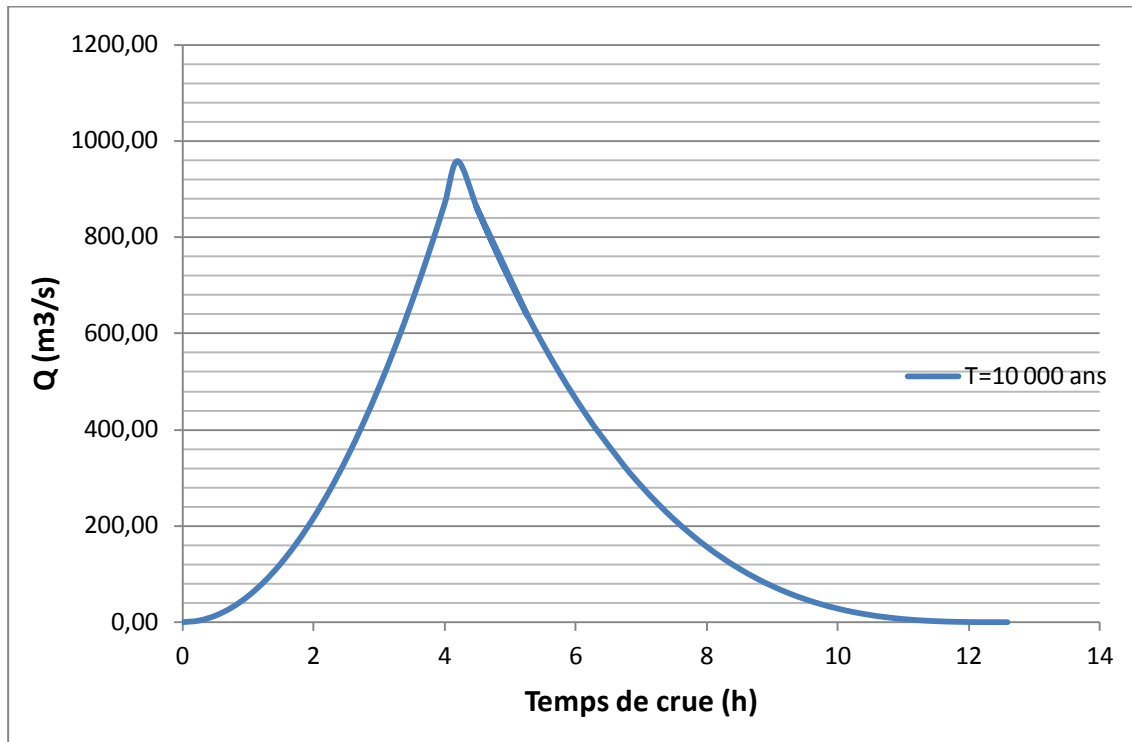


Figure II.17 : Hydrogramme de crue de projet $Q_{0,01\%}$
Pour la crue des travaux Nous adoptons crue de période de retour ($T = 20$ ans)

$$Q_{\text{crue travaux}} = 245,40 m^3/s$$

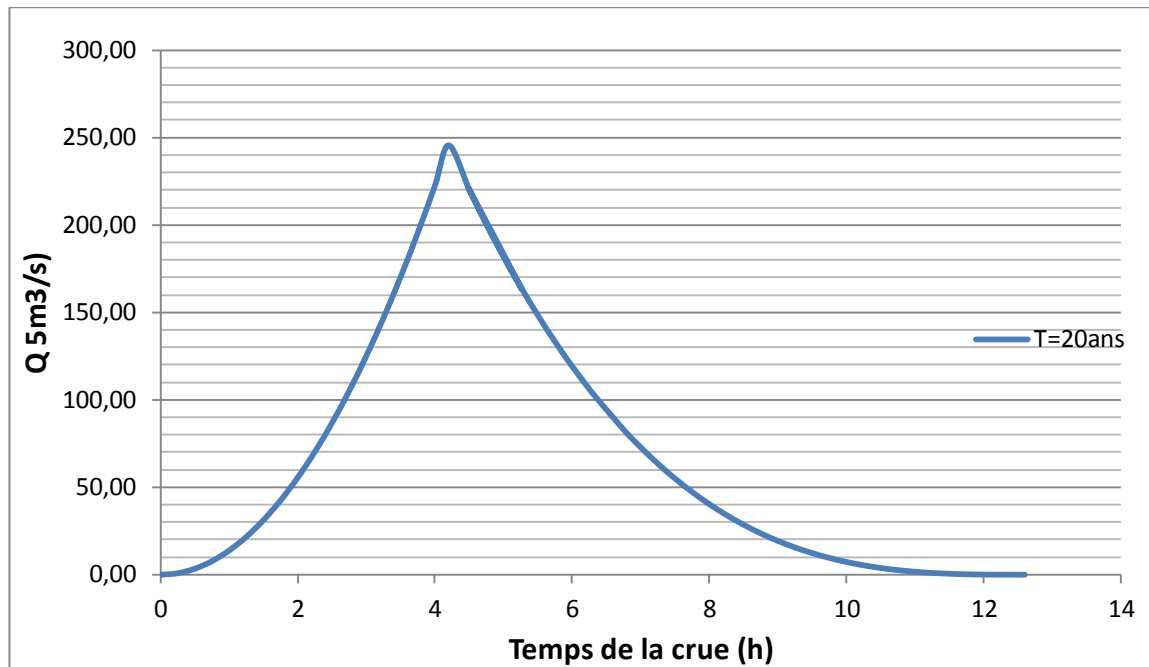


Figure II.18 : Hydrogramme de crue de projet $Q_{\text{crue travaux}}$

II.7 Régularisation :

L'objet de l'étude de régularisation est d'établir la capacité de la retenue de L'Oued Allalah, de façon à ce que la régularisation des apports de l'Oued soit optimum. Donc le but consiste à déterminer les paramètres de la retenue et un mode d'exploitation, permettant ainsi une utilisation rationnelle des eaux. Pour la satisfaction des consommateurs. La retenue étant destinée à l'irrigation des terres limitrophes.

Pour la définition du volume de la retenue collinaire. On a tenu compte des conditions jouant sur la régularisation des masses d'eau, l'apport, l'évaporation, la consommation et les pertes par infiltration et évaporation.

Le calcul de la régularisation a été fait par la méthode du bilan d'eau.

Il y a deux types de régularisation sont utilisés:

- - La régularisation saisonnière.
- - La régularisation interannuelle.

Pour cette étude, on a effectué une régularisation saisonnière puisque les apports sont supérieurs à la demande.

Les paramètres qu'on doit avoir pour pouvoir faire le calcul de la régularisation sont :

*-La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation.

*- La répartition mensuelle de l'apport ($A = 80\% \text{ Hm}^3$).

*-La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.

II.7.1 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :

L'établissement du plan d'eau en courbe de niveau donne, d'une part les variations du volume de la retenue en fonction de la cote de la retenue normale et d'autre part la variation de la surface submergée de la retenue en fonction de la cote du plan d'eau, ce qui permettra de calculer les pertes par évaporation.

La cote minimale relevée est de 165.00m et la cote maximale de 716.00m, soit hauteur près de 20 mètres. L'approximation des volumes a été fait selon l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (II.57)$$

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} S_1 \Delta H \dots\dots\dots (II-58)$$

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

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

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

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

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau II.35 : Courbes topographiques et volumétriques.

côte (m)	H (m)	S (Ha)	S moy (Ha)	(m)	ΔV (Mm3)	Vh (Mm3)
25	0	0	0,46875	5	3.125	0
30	5	0,9375				3.125
			2,8125	5	0,1406	
35	10	4,6875	6,25	5	0,3125	3.2656
40	15	7,8125	8,59375	5	0,4297	3.5781
45	20	9,375	11,71875	5	0,5859	4.0078
50	25	14,0625	16,09375	5	0,8047	4,5937
55	30	18,125	20	5	1	5.3984
60	35	21,875	24,6875	5	1,2344	6,3984
65	40	27,5	30	5	1,5	7,6328
70	45	32,5	34,84	5	1,742	9.1328
75	50	37,1875	40	5	2	10,8748
80	55	42,8125				12,8748

			46,25	5	2,3125	
85	60	49,6875				15 ,1873
			52,8125	5	2,6406	
90	65	55,9375				17,8279
			58,28125	5	2,9406	
95	70	60,625				20,7685
			66,5625	5	3,3281	
100	75	72,5				24,0966
				5		
105	80					

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques :

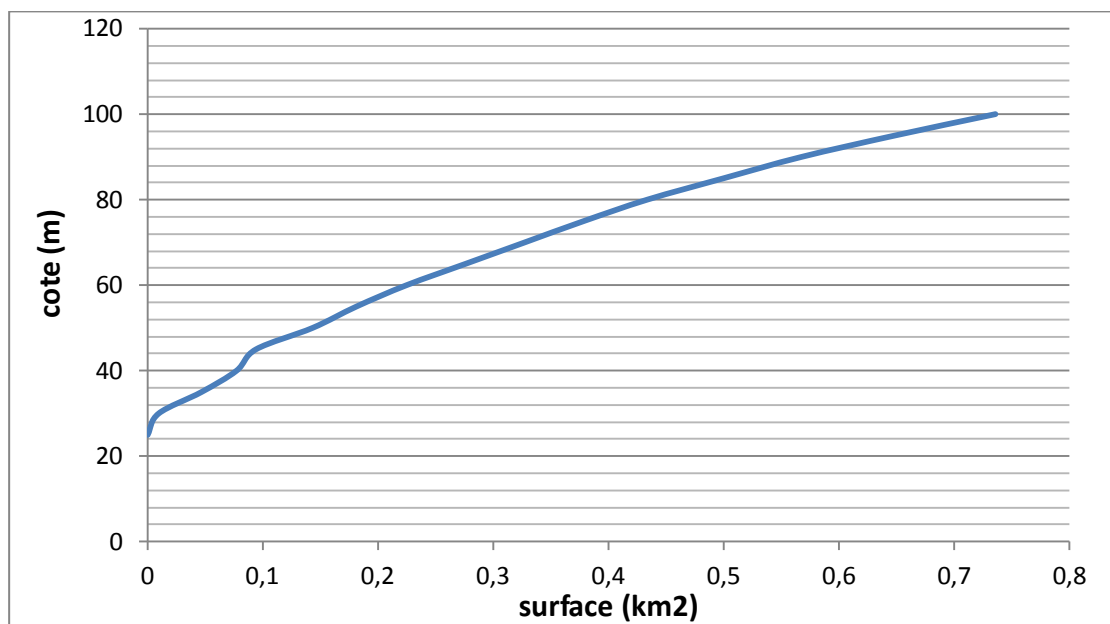


Figure II.19 : Courbes Surface - Hauteur

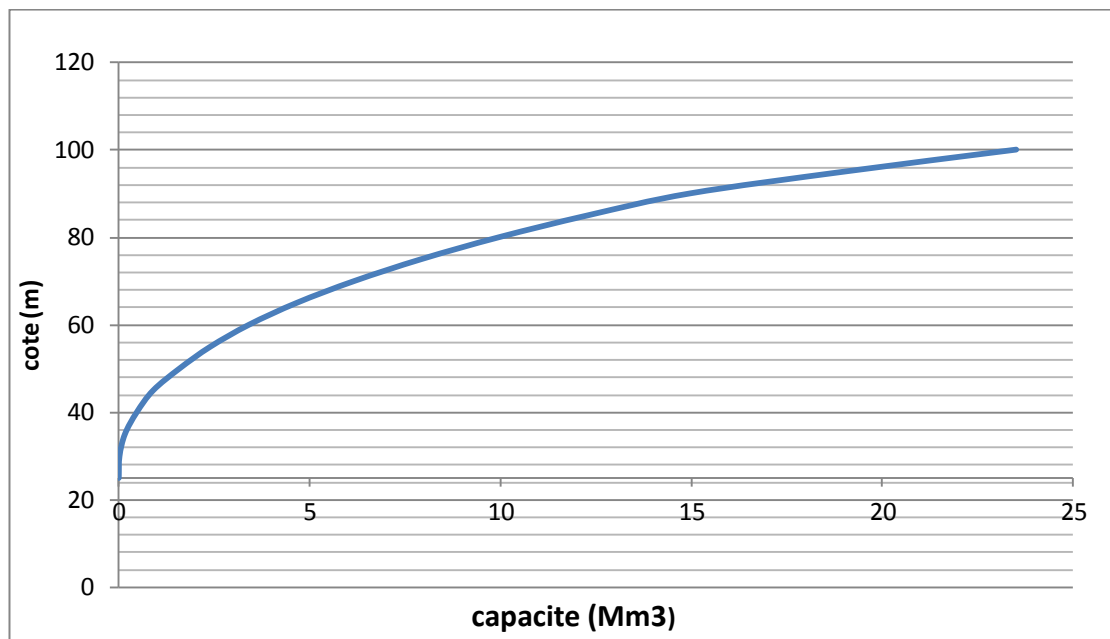


Figure II.20 : Courbes Capacité -Hauteur

II.7.2 Répartition des besoins :

Le but d'utilisation de la retenue collinaire sur Oued **Allalah** est de satisfaire les besoins agricoles. Dans ce cas, la répartition mensuelle des besoins étant supposée suivre une loi agricole simplifiée utilisée souvent au Nord de l'Algérie.

La répartition des besoins est comme suit :

La surface qu'on a à irriguer est de 700 Ha.

Tableau II.36 : Répartition mensuelle des besoins.

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
Besoin en (%)	4,71	2,00	0,43	0,00	0,00	0,14	1,71	7,13	18,54	24,82	26,25	14,27
U_{irr} (Mm ³)	0,23	0,10	0,02	0,00	0,00	0,01	0,08	0,35	0,91	1,22	1,29	0,70

II.7.3 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (Hm³) :

Tableau II.37 : Répartition mensuelle des apports

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
A (%)	1,08	4,16	13,6	17,7 8	14,53	19,29	15,05	9,40	4,16	0,74	0,06	0,16
$A_{80\%}$ (Mm ³)	0,08 5	0,32 7	1,06 8	1,39 6	1,141	1,514	1,181	0,738	0,327	0,05 8	0,00 5	0,01 3

II.7.4 Calcul du volume utile :

Pour calculer le volume utile du barrage on a besoin de :

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

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

II.7.4.1 Procédé de calcul:

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W - U) \dots\dots\dots (II-59)$$

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

II.7.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

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

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

✓ 1^{ère} Consigne d'exploitation :

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

- On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

✓ 2^{ème} Consigne d'exploitation :

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

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

Tableau II.38 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³)

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A _{80%} - U _{80%}	1ère consigne			2eme consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Octobre	0.327	0,10	0,23	2,34	2,34			2,34	
				2,57	2,57		2,11	2,34	0,23
Novembre	1.068	0,02	1,05	3,62	3,62		1,29	2,34	1,05
				5,02	5,02		0,94	2,34	1,4
Décembre	1.396	0,00	1,40	6,16	6,16		2 ,08	2,34	0,26
				7,66	6,21	1,45	3,22	3,22	
Janvier	1.141	0,00	1,14	7,31	6,21	1,1	4,72	4,72	
				6,6	6,21	0,39	5,82	5,82	
Février	1,514	0,01	1,50	5 ,63	5,63		6,21	6,21	
				4,47	4,47		5,63	5,63	
Mars	1,181	0,08	1,10	3 ,38	3 ,38		4,47	4,47	
				2,49	2,49		3,18	3,18	
Avril	0,738	0,35	0,39	2,34	2,34		2,49	2,49	
						2,94	2,34	2,34	2,94
Mai	0,327	0,91	-0,58						
Juin	0,003	1,22	-1,16						
Juillet	0,058	1,29	-1,29						
Aout	0,013	0,70	-0,69						
sept	0,085	0,23	-0,15						

Du tableau (I.29) on à:

$$V_s = 6,81 \text{ M m}^3$$

$$V_d = 3,87 \text{ M m}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad D'où : V_u = V_d \quad \text{Alors :}$$

$$V_u = 3,87 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots\dots\dots (II.60).$$

D'où :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 3,87 + 2,34 = 6,21 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 6,21 \text{ Mm}^3$$

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer.

II.7.6 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes par évaporation.
- ◆ Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

$$\text{On a: } V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots (II.61)$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

$$V_{moy} : \text{volume moyenne} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots (II.62)$$

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

B) Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \quad (\text{II.63})$$

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

Avec : δ : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette

$$\delta = (0.5 \div 1.5). \text{on prend } \delta = 0.75$$

Tableau II.39 : Les pertes dans la retenue.

mois	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avr	mai	juin	juil.	Aout	sept
V_{moy} Mm^3	2,455	3,095	4,32	5,59	6,91	7,485	6,955	6,115	5,05	3,925	2,935	2,415
S_{moy} (Km^2)	,0074	0,0931	0,1186	0,1845	0,2066	0,2162	0,2073	0,1933	0,1635	0,0909	0,0088	0,0073
E_s (m)	0,0842	0,062	0,0417	0,037	0,0448	0,069	0,085	0,1185	0,1669	0,2071	0,1825	0,1505
V_{inf} Mm^3	0,0184	0,0232	0,0324	0,0419	0,0518	0,0561	0,0522	0,0459	0,0379	0,0294	0,0220	0,0181
V_{evp} Mm^3	0,0006	0,0058	0,0049	0,0068	0,0093	0,0149	0,0176	0,0229	0,0273	0,0188	0,0016	0,0011
I Mm^3	0,0190	0,0290	0,0373	0,0487	0,0611	0,0710	0,0698	0,0688	0,0652	0,0482	0,0236	0,0192
$W-(U + \pi)$	0,208	1,019	1,3587	1,0923	1,4429	1,03	0,3182	-0,6518	-1,2272	-1,3332	-0,7106	-0,1642

Les calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.40 : Calcul du volume utile en tenir compte des pertes.

Mois	A _{80%}	U _{80%}	Pertes	A _{80%} - (U _{80%} +P)	1 ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
OCT	0.327	0,10	0,0190	0,208	2,34	2,34			2,34	
					2,548	2,548		2,132	2,34	0,208
Nov	1.068	0,02	0,0290	1,019	3,567	3,567		1,321	2,34	1,019
					4,9257	4,9257		1,1849	2,34	1,1551
Déc	1.396	0,00	0,0373	1,3587	6 ,018	6 ,018		2,5436	2,5436	0
					7,4609	6,427	1,0339	3,6359	3,6359	
Jan	1.141	0,00	0,0487	1,0923	7,457	6,427	1,03	5,0788	5,0788	
					6,7452	6,427	0,3182	6,1088	6,1088	
Fév	1,514	0,01	0,0611	1,4429	5,7752	5,7752		6,427	6,427	
					4,548	4,548		5,7752	5,7752	
Mar	1,181	0,08	0,0710	1,03	3,2148	3,2148		4,548	4,548	
					2,5042	2,5042		3,2148	3,2148	
Avr	0,738	0,35	0,0698	0,3182	2,34	2,34		2,5042	2,5042	
							2,3821	2,34	2,34	2,3821
Mai	0,327	0,91	0,0688	-0,6518						
Jun	0,003	1,22	0,0652	-1,2272						
Jun	0,058	1,29	0,0482	-1,3332						
Aou	0,013	0,70	0,0236	-0,7106						
Sep	0,085	0,23	0,0192	-0,1642						

$$=6,4691 \text{ Mm}^3 \quad \left. \vphantom{=6,4691 \text{ Mm}^3} \right\}$$

D'ou :

Le volume de la retenue normale sera :

Estimation de l'erreur :

On a: _____ (II.64)

II.7.7 Régularisation interannuel :

On fait une régularisation interannuelle quand la consommation dépasse l'apport, on accumule les eaux durant les années humides et on la restitue pendant les années sèches, le cycle de remplissage et de la restitution peut durer plusieurs années.

Ce type de régularisation nécessite des retenues importantes pour satisfaire le consommateur aussi bien annuellement que sur plusieurs années, il existe plusieurs méthodes de calcul du volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle.

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années, il y a plusieurs méthodes de calcul, on cite:

1-Méthode du volume utile interannuel par la méthode Pléchkov-Svaïdzé:

Le volume utile dans le cas de la régularisation interannuelle est égal :

$$Vu(\text{inter}) = (\beta_s + \beta_{\text{plur}})W_o = \beta_s W_o + \beta_{\text{plur}} W_o \quad \dots\dots\dots (II.65)$$

avec:

β_s : composante saisonnière

β_{plur} : composante interannuel

W_o : l'apport moyen interannuel (5,56 Mm)

On a trouvé le volume utile saisonnier en tenant compte des pertes, $Vu = \beta_s W_o = 4,087 \text{ Mm}^3$.

La composante interannuelle β_{plur} est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svaïdzé, cette composante β_{plur} est fonction de : $(P\%, \alpha, C_v, C_s, r)$

α : Coefficient de régularisation.

$P\%$: Probabilité de garantie

C_s : Coefficient d'asymétrie

C_v : Coefficient de variation de la série des apports annuels.

r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce Coefficient est donné par le tableau de Radkovitch tableau si après :

Tableau II.41: Tableau de Radkovitch $r = f(M_0)$:

module spécifique $M_0(l/s.km^2)$		-	-	-	

On a: $M_0 = 1,54l/s/Km^2 < 1$ donc, $r=0,4$

Donc on est dans le cas où $C_s = 2C_v$ et $r \neq 0,3$; on utilise les graphiques de Gougli qui donnent pour :

$$P=95\%$$

$$\alpha=0,9$$

$$C_v = 0,91$$

$$C_s=2C_v = 1,82$$

$$\beta_{plur} = 0,36$$

$$V_{plur} = \beta_{plur} W_o = 0,36 * 5,56 = 2 \text{ Mm}^3$$

$$\text{Donc : } Vu_{int} = V_s + V_{plur} = 4,087 + 2 = 6,087 \text{ Mm}^3$$

$$Vu_{int} = 6,087 \text{ Mm}^3$$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{NNR} = V_m + Vu_{int}$ implique que :

$$V_{NNR} = 2,34 + 6,087 = 8,427 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 8,43 \text{ Mm}^3$$

2. Calcul du volume utile interannuel par la méthode KRISTEKLY -MENKEL:

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

$$\text{On a : } Vu_{int} = V_s + V_{int} \dots\dots\dots (II-61)$$

Le volume interannuel dont la relation :

$$Vu_{int} = \beta_{plur} . W_o \dots\dots\dots (II-66)$$

$$\beta_{Plur} = \max (D) = \max [(\alpha - Kp\%).n] \dots\dots\dots (II-67)$$

Avec : α : Coefficient de régularisation

$Kp\%$: Coefficient de l'hydraulicité

$$Kp_{\%} = Fp_{\%} C_v^{(n)} + 1 \dots\dots\dots (II-68)$$

Avec : C_v : Coefficient de variation

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

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} ; C_s^{(n)} = \dots\dots\dots (II-69)$$

$$\text{Donc : } \beta_{\text{plur}} = \max [(\alpha - Kp_{\%}).n] \dots\dots\dots (II-70)$$

Tableau II.42: résultats de calcul de la coefficient de débit

n	n ^{0.5}	CV	cs	F80%	KP=CV.FP+1	$\alpha=0,9$
1	1	0,633	1,266	-0,85	0,462	0,4381
2	1,41421356	0,448	0,895	-0,85	0,620	0,5609
3	1,73205081	0,365	0,731	-0,85	0,689	0,6319
4	2	0,317	0,633	-0,85	0,731	0,6761
5	2,23606798	0,283	0,566	-0,85	0,759	0,7031
6	2,44948974	0,258	0,517	-0,85	0,780	0,7179
7	2,64575131	0,239	0,479	-0,85	0,797	0,7235
8	2,82842712	0,224	0,448	-0,85	0,810	0,7218
9	3	0,211	0,422	-0,85	0,821	0,7142
10	3,16227766	0,200	0,400	-0,85	0,830	0,7015
11	3,31662479	0,191	0,382	-0,85	0,838	0,6845
12	3,46410162	0,183	0,365	-0,85	0,845	0,6639
13	3,60555128	0,176	0,351	-0,85	0,851	0,6400
14	3,74165739	0,169	0,338	-0,85	0,856	0,6132
15	3,87298335	0,163	0,327	-0,85	0,861	0,5839
16	4	0,158	0,317	-0,85	0,865	0,5522
17	4,12310563	0,154	0,307	-0,85	0,870	0,5184
18	4,24264069	0,149	0,298	-0,85	0,873	0,4828
19	4,35889894	0,145	0,290	-0,85	0,877	0,4453
20	4,47213595	0,142	0,283	-0,85	0,880	0,4062
21	4,58257569	0,138	0,276	-0,85	0,883	0,3657
22	4,69041576	0,135	0,270	-0,85	0,885	0,3237
23	4,79583152	0,132	0,264	-0,85	0,888	0,2804
24	4,89897949	0,129	0,258	-0,85	0,890	0,2359
25	5	0,127	0,253	-0,85	0,892	0,1903

D'après le tableau (II.42) de calcul dans l'annexe II.4 ..on trouve : $\beta_{\text{plur}} = 0,7235$

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plu}} W_o = 5,563 * 0,7235 = 4,03 \text{ Mm}^3 \quad V_{\text{plur}} = 4,03 \text{ Mm}^3.$$

le calcul le volume saisonnier par la loi suivante :

$$V_{\text{sais}} = (\beta_s) W_o$$

W_o : l'apport moyen interannuel (5,56 Mm)

β_s : composante saisonnière

$$B_s = \alpha * (T_{\text{et}} - W_{\text{et}}) \dots \dots \dots (II-71)$$

- $T_{\text{et}} = N_{\text{et}}/12$: Durée relative de l'étiage au cours de l'année.

- N_{et} : Nombre de mois pour le quel il y a étiage.

$$W_{\text{et}} = \frac{\sum_{i=1}^{n_{\text{et}}} W_m}{\sum_{i=1}^n W_{\text{pm}}} \quad \text{Volume relatif de l'écoulement au cours de l'année.}$$

- W_m : Apport pendant la période d'étiage.

- W_{pm} : Apport total pendant les 12 mois de l'année.

Tableau II.43 : Répartition mensuelle des apports

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
$A_{80\%} (\text{Mm}^3)$	0,085	0,327	1,068	1,396	1,141	1,514	1,181	0,738	0,327	0,058	0,005	0,013

$$A_0 = \text{---} = 0,654 \text{ Mm}^3 \quad A_0 = 0,654 \text{ Mm}^3$$

$$N_{\text{et}} = 6$$

$$\text{Donc: } T_{\text{et}} = \text{---}$$

$$W_{\text{et}} = 0,815 / 7,853 = 0,104$$

$$B_s = 0,9 * (0,5 - 0,104) = 0,356$$

$$V_{\text{sais}} = (\beta_s) W_o = 0,356 * 5,56 = 1,98 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{sais}} = 1,98 \text{ Mm}^3$$

Donc : $V_{u_{int}} = V_s + V_{int} = 1,98 + 4,03 = 6,01 \text{ Mm}^3$

Volume au niveau normal de la retenue est: $V_{NNR} = V'_m + V_U$

$$V_{NNR} = 2,34 + 6,01 = 8,35 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 8,35 \text{ Mm}^3$$

$$NNR = 76,06 \text{ m.NGA}$$

Tableau II.44 : récapitulatif des résultats de la régularisation.

Dénomination	Quantité
Cote au niveau mort (▼NVM)	54,46
Cote au niveau normal de retenue (▼NNR)	76,06
Volume mort (Mm ³)	2,34
Volume utile (Mm ³)	6,01
Volume normal de la retenue (Mm ³)	8,35
Cote de fond (▼fond)	25

II.8. Laminage des crues :

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

L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durées diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximal correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

Donc, le calcul de laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter 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 suite :

$$Q \times dt = q \times dt + S \times dh$$

Avec :

Q: le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

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

Le débit cumulé à l'instant -t- est :

$$Q - q = S \times \frac{dh}{dt}$$

Avec:

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

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

II.8.1) La méthode de KOCHERINE :

La méthode se base sur les principes suivants:

- 1- l'Hydrogramme de crue est considérée comme un triangle ou un trapèze.
- 2-les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- 3-le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
- 4-les pertes par infiltration et évaporation sont concéderait comme nulles au moment de la crue.

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

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

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

b: largeur du déversoir (m).

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \quad H_0: \text{charge globale.}$$

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

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{Avec: } S = b.H$$

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci après:

II.8.2) Données initiales :

Tableau II.45 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE :

$g \text{ (m}^2/\text{s)}$	9.81
$Q_{0.01\%} \text{ (m}^3/\text{s)}$	958
$V_{cr} \text{ (Mm}^3)$	21,727
m	0.49

II.8.3) Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b :

Le procédé de calcul consiste à :

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

X

X

- A l'aide de la formule —

Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame h_d .

Les calculs sont présentés dans le tableau qui suit.

Tableau II.46 : Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b .

Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de H_d (Méthode de KOTCHERINE)																
H_d (m)	PHE (m)	VPHE (Mm3)	V_f (Mm3)	$q_{max,p\%} = Q_{max,p\%}(1 - V_f/V_{cr})$	$q_{max,p\%} = m.b\sqrt{2g \cdot H_d}$ Puis(3/2) (m3/s)											
					b (m)											
					20	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
0,4	76,46	8,7	0,35	942,57	10,98	16,47	19,22	21,96	24,71	27,45	30,20	32,94	35,69	38,44	41,18	43,93
0,8	76,86	11,49	3,59	799,71	31,06	46,59	54,36	62,12	69,89	77,65	85,42	93,18	100,95	108,71	116,48	124,24
1,2	77,26	14,02	5,67	707,99	57,06	85,59	99,86	114,12	128,39	142,66	156,92	171,19	185,45	199,72	213,98	228,25
1,6	77,66	16,83	8,48	584,09	87,85	131,78	153,74	175,71	197,67	219,63	241,60	263,56	285,52	307,48	329,45	351,41
2	78,06	19,22	10,87	478,71	122,78	184,17	214,86	245,56	276,25	306,95	337,64	368,33	399,03	429,72	460,42	491,11
2,4	78,46	22,76	14,41	322,63	161,40	242,09	282,44	322,79	363,14	403,49	443,84	484,19	524,54	564,89	605,23	645,58
2,8	78,86	26,02	17,67	178,88	203,38	305,07	355,92	406,76	457,61	508,46	559,30	610,15	660,99	711,84	762,68	813,53
3,2	79,26	29,26	20,91	36,02	248,49	372,73	434,85	496,97	559,09	621,21	683,33	745,46	807,58	869,70	931,82	993,94

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci après:

Tableau II.47 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE :

largeur	hauteur	débit	surface	vitesse	Wd
20	0,4	10,98	8	1,37	350000
30	0,8	46,59	24	1,94	3590000
35	1,2	99,86	42	2,38	5670000
40	1,6	175,71	64	2,75	8480000
45	2	276,25	90	3,07	10870000
50	2,4	403,49	120	3,36	14410000
55	2,8	559,30	154	3,63	17670000
60	3,2	745,46	192	3,88	20910000
65	3,6	963,64	234	4,12	23410000
70	4	1215,44	280	4,34	28700000
75	4,4	1502,40	330	4,55	30910000
80	4,8	1825,99	384	4,76	35060000

On fait le calcul on variant la largeur (**b**) de (20 à 80) m selon la formule: $Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$ les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau II.48 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b

hauteur	vitesse	hauteur total	La largeur déversant $b(m)$											
m	m/s	m	20	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
0,4	1,37	0,50	15,35	23,02	26,86	30,69	34,53	38,37	42,20	46,04	49,88	53,72	57,55	61,39
0,8	1,94	0,99	42,76	64,14	74,83	85,52	96,21	106,90	117,59	128,28	138,97	149,66	160,35	171,04
1,2	2,38	1,49	78,95	118,43	138,16	157,90	177,64	197,38	217,11	236,85	256,59	276,33	296,06	315,80
1,6	2,75	1,99	121,86	182,79	213,25	243,72	274,18	304,65	335,11	365,57	396,04	426,50	456,97	487,43
2	3,07	2,48	169,53	254,30	296,68	339,07	381,45	423,83	466,21	508,60	550,98	593,36	635,75	678,13
2,4	3,36	2,98	223,31	334,96	390,79	446,61	502,44	558,26	614,09	669,92	725,74	781,57	837,40	893,22
2,8	3,63	3,47	280,59	420,88	491,03	561,18	631,32	701,47	771,62	841,77	911,91	982,06	1052,21	1122,35
3,2	3,88	3,97	343,37	515,05	600,90	686,74	772,58	858,42	944,27	1030,11	1115,95	1201,79	1287,63	1373,48

Tableau II.49 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue :

h	V _{ch}	q	5	10	15	20	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
0,50	350000	942,5679	3,84	7,67	11,51	15,35	23,02	26,86	30,69	34,53	38,37	42,20	46,04	49,88	53,72	57,55	61,39
0,99	359000	799,7108	10,69	21,38	32,07	42,76	64,14	74,83	85,52	96,21	106,90	117,59	128,28	138,97	149,66	160,35	171,04
1,49	567000	708,0000	19,74	39,48	59,21	78,95	118,43	138,16	157,90	177,64	197,38	217,11	236,85	256,59	276,33	296,06	315,80
1,99	848000	584,1023	30,46	60,93	91,39	121,86	182,79	213,25	243,72	274,18	304,65	335,11	365,57	396,04	426,50	456,97	487,43
2,48	1087000	478,7231	42,38	84,77	127,15	169,53	254,30	296,68	339,07	381,45	423,83	466,21	508,60	550,98	593,36	635,75	678,13
2,98	1441000	322,6384	55,83	111,65	167,48	223,31	334,96	390,79	446,61	502,44	558,26	614,09	669,92	725,74	781,57	837,40	893,22
3,47	1767000	178,8995	70,15	140,29	210,44	280,59	420,88	491,03	561,18	631,32	701,47	771,62	841,77	911,91	982,06	1052,21	1122,35
3,97	2091000	36,0423	85,84	171,68	257,53	343,37	515,05	600,90	686,74	772,58	858,42	944,27	1030,11	1115,95	1201,79	1287,63	1373,48

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

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right)$$

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

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

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

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b$$

T_b : temps global de la crue.

Après la détermination du débit de crues correspondant à chaque lame h_d , on suit le procédé suivant :

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

Définir les débits véhiculés à travers le déversoir pour chaque lame h_d , en se donnant différents largeurs de déversoir b à l'aide de la formule : $Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right)$

D'après le tableau II.49 , on trace des courbes croissantes représentées dans la Figure II.46 la courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau II.47, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque la largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique.

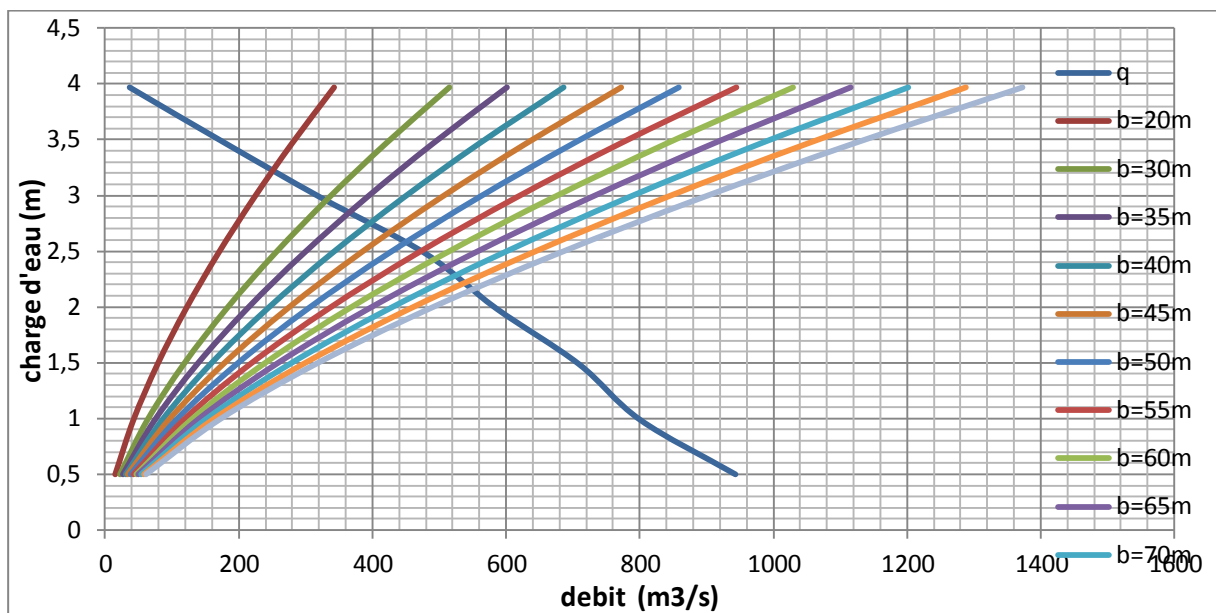


Figure II.21 : Courbes de $H= f(Q,q)$

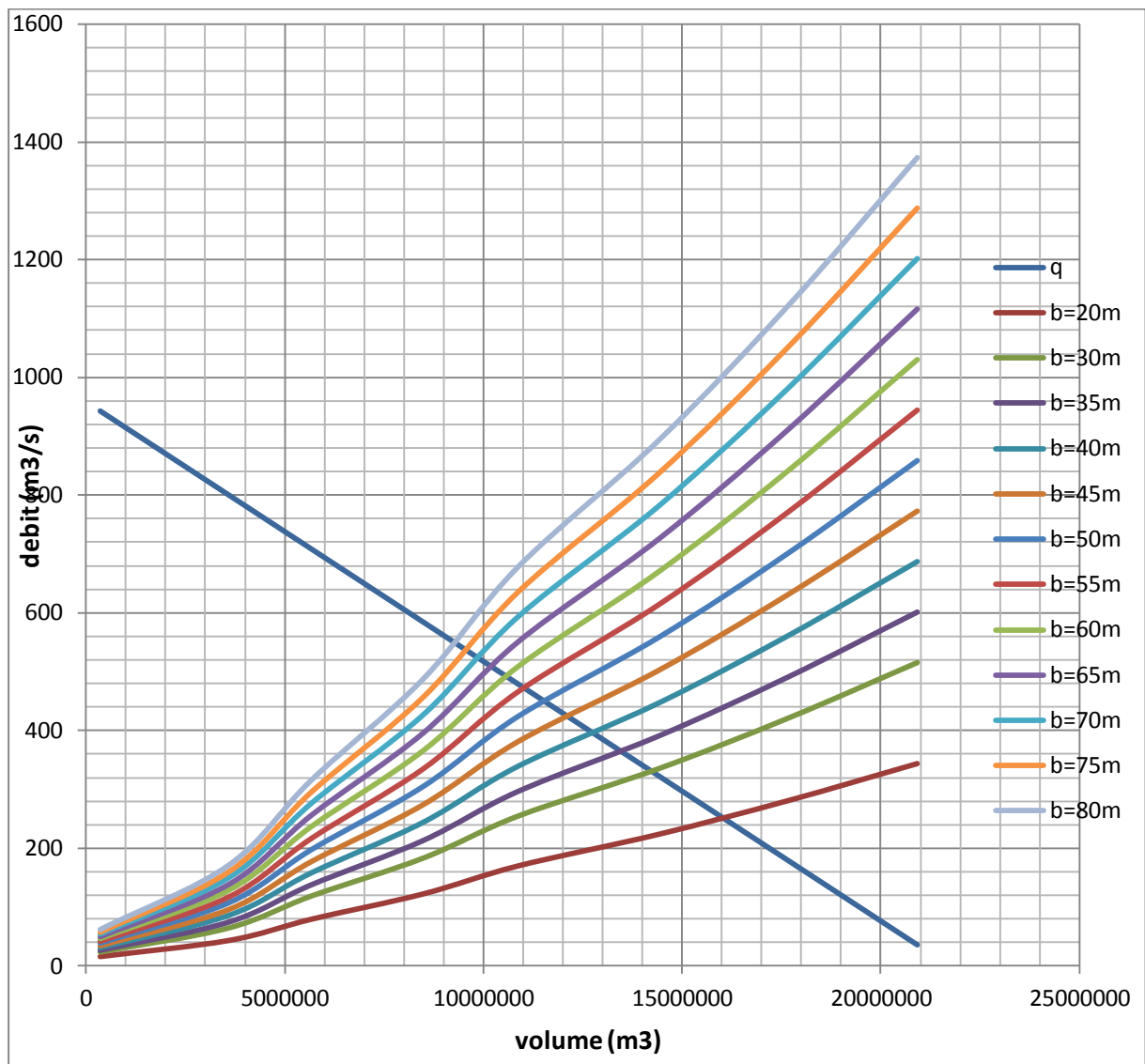


Figure II.22 : COURBES $V=f(Q,q)$

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton.

Les résultats tirés à partir de ces courbes sont résumés dans le tableau N° II.48 et la figure Figure II.21 :

Tableau II.50 : Les $q_{\max p\%}$ et h_d pour les différents valeurs de b .

$b(m)$	$H (m)$	NPHE (m)	$q(m^3/s)$	$V_{\text{forcé}}(Mm^3)$
20	3.25	79,31	250	16,05
30	2.95	79,01	331.25	14,2904
35	2.85	78,91	363.69	13,4847
40	2.75	78,81	394.43	12,7510
45	2.61	78,67	423.06	12,0967
50	2.58	78,64	447.49	11,5304
55	2.51	78,57	469.11	11,0116
60	2.43	78,49	489.58	10,5880
65	2.35	78,41	505.8	10,1809
70	2.27	78,33	520.81	9,8491
75	2.22	78,28	538.44	9,5477
80	2.17	78,23	544.97	9,2738

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a déterminé les différents paramètres hydrologiques : La cote du niveau normal de la retenue, la cote du niveau du volume mort, le volume utile, le volume mort et le volume normale de la retenue.

Ces résultats nous aident pour la détermination de la hauteur du barrage en ajoutant la hauteur réservée pour le volume forcé et une revanche de sécurité. Ils permettent aussi de calculer la ligne d'eau dans l'évacuateur de crues connaissant la cote normale de la retenue, la largeur du seuil et la charge déversant déterminée par le calcul du laminage des crues. Le calcul de laminage de crues se fait après le choix de la crue de projet.

CHAPITRE III
ETUDE D'OPTIMISATION

CHAPITRE III : L'ETUDE D'OPTIMISATION

Introduction:

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III.1) Calcul du coût approximatif de la digue :

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \dots\dots\dots(III.13)$$

$$\text{Avec : } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \quad \dots\dots\dots(III.14)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

$$S_i : \text{Section transversale correspondante à la coupe } i \left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \quad \dots\dots(II.15)$$

$$B_i : \text{Largeur de base } [B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b] \quad \dots\dots\dots(II.16)$$

m_1, m_2 : Les fruits des talus .

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i

$$[H_i = NNR - Cf + R + h_{\text{dev}} + t] \quad \dots\dots\dots(II.17)$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.1.1) Calcul de 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_v , de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. Elle est donnée par la Formule de Davis (reprise par Post et Lond):

$$R = 0.75 \cdot H_v + \frac{V^2}{2g} \quad (III.16)$$

Avec : H_v : hauteur des vagues (m).

V : vitesse des vagues (m/s).

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

a) Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad (\text{III.17})$$

Avec : F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [F = 1,26 km].

AN : H=0,86m R=1,16m

b) Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032(U.F)^{0.5} - 0.27F^{0.25} \quad (\text{III.18})$$

Avec : U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 23 Km/h.

$$H = 0.532 \text{ m} \quad R = 0.86 \text{ m}$$

c) Formule de Mallet-paquant :

$$\text{Avec} \quad H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \quad (\text{III.19})$$

$$\text{AN : } H = 0.87 \text{ m} \quad R = 1.18 \text{ m}$$

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F} \quad (\text{III.20})$$

$$\text{AN : } R = 1.34 \text{ m}$$

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{1.16 + 1.18 + 1.34 + 0.86}{4} = 1.14 \text{ m}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : **R = 1,15 m**

III 1.2) Le tassement :

On calcule le tassement d'après les formules suivantes :

$$\checkmark T = 0.015 H_b$$

$$\checkmark T = 0.001 H_b^{3/2} \quad \text{Avec:}$$

T : Tassement de la crête du barrage

H_b : Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés de 0.5 m.

III.1.3) La largeur en crête :

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs.

Elle dépend de plusieurs facteurs et 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.

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

1) Formule de KNAPPENT :

$$b_{cr} = 1,65\sqrt{H_b} \dots\dots\dots (II.25)$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (II.28)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.29)$$

4) Formule pratique (pratique) :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (II.28)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t. \dots\dots\dots (II.28)$
--

Avec : NNR=76,06 m R=1,15m t=0,5 m

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

Tableau III.1: Variation de la côte de la crête en fonction de la charge déversante.

b (m)	H (m)	N _{PHE} (m)	q (m ³ /s)	V _{forcé} (Mm ³)	Cote de la crête (m)	H _b (m)	Largeur en crête du barrage (m)				b _{cr} moyenne
							KNAPIEN	PREECE	SIMPLIF	pratique	
20	3,25	79,31	250	16,05	80,96	55,96	12,343	9,229	10,770	12,468	11,20
30	2,95	79,01	331.25	14,2904	80,66	55,66	12,310	9,207	10,745	12,434	11,17
35	2,85	78,91	363.69	13,4847	80,56	55,56	12,299	9,199	10,737	12,423	11,16
40	2,75	78,81	394.43	12,7510	80,46	55,46	12,288	9,192	10,729	12,412	11,16
45	2,61	78,67	423.06	12,0967	80,32	55,32	12,272	9,182	10,717	12,396	11,14
50	2,58	78,64	447.49	11,5304	80,29	55,29	12,269	9,179	10,714	12,393	11,14
55	2,51	78,57	469.11	11,0116	80,22	55,22	12,261	9,174	10,709	12,385	11,13
60	2,43	78,49	489.58	10,5880	80,14	55,14	12,252	9,168	10,702	12,376	11,12
65	2,35	78,41	505.8	10,1809	80,06	55,06	12,243	9,162	10,695	12,367	11,12
70	2,27	78,33	520.81	9,8491	79,98	54,98	12,235	9,156	10,689	12,358	11,11
75	2,22	78,28	538,44	9,5477	79,93	54,93	12,229	9,153	10,685	12,352	11,10
80	2,17	78,23	544.97	9,2738	79,88	54,88	12,223	9,149	10,680	12,347	11,10

On opte pour une largeur de crête égale à : **b_{cr} = 11 m** .

✓ **Pentes des talus:**

Amont: $m_1 = 1 : 1,65$

Aval: $m_2 = 1 : 1,65$

✓ **Calcul du coût de la digue:**

On calcule en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût. Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \dots\dots\dots (II.29)$$

Avec
$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots (II.30)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i $\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \dots\dots\dots (II.31)$

B_i : Largeur de base $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b] \dots\dots\dots (II.32)$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = NNR - C_f + h_{dév} + R + t] \dots\dots\dots (II.33)$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III. 1.4) Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

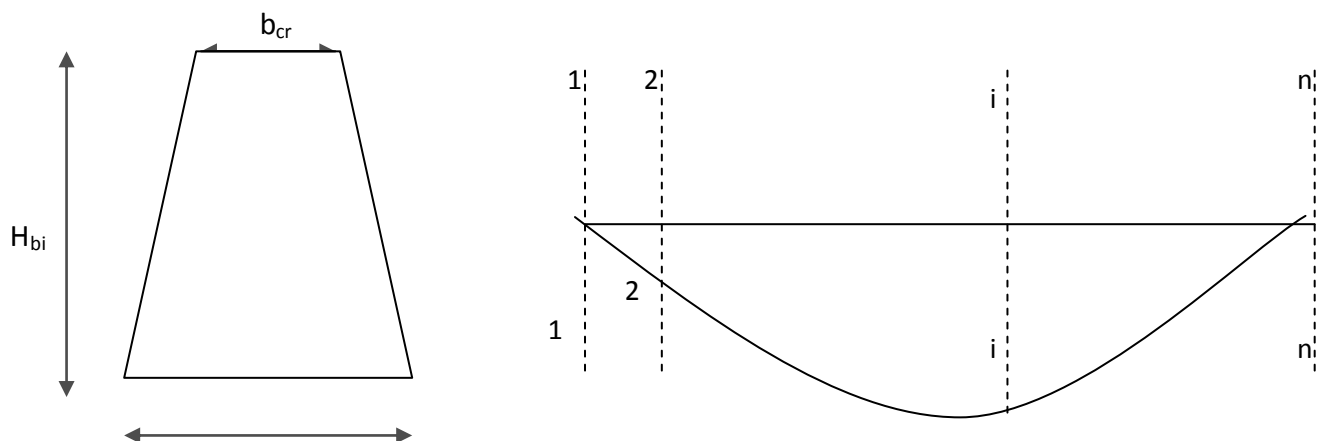


Figure III.1 : profil longitudinal de l'axe du barrage.

Tableau III.2 : volume totale de la digue pour chaque largeur déversant .

Digues	coup N°	H _i (m)	B _i (m)	S _i (m ²)	S _m (m ²)	L _i (m)	V _i (m ³)	V _T (m ³)
Digue N°1 b _d =20 h _d =3.25 H _B =55,96	1	0	11,00	0	0	0	0,00	310060,33
	2	8,96	20,67	141,88	70,94	47,26	3352,62	
	3	30,96	48,53	921,52	531,70	63,98	34018,17	
	4	55,96	78,83	2513,44	1717,48	70,38	120876,24	
	5	23,96	40,04	611,49	1562,47	86,48	135122,41	
	6	0,0	11,00	0	305,75	54,59	16690,89	
Digue N°2 b _d =30m h _d =2,95 H=55,66m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	306304,07
	2	8,66	21,50	140,73	70,37	47,26	3325,69	
	3	30,66	48,16	906,92	523,83	63,98	33514,64	
	4	55,66	78,46	2489,67	1698,23	70,38	119521,43	
	5	23,66	39,68	599,54	1544,61	86,48	133577,87	
	6	0,0	11,00	0	299,77	54,59	16364,44	
Digue N°3 b _d =35m h _d =2,85 H _B =55,56m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	304966,69
	2	8,56	21,37	138,54	69,27	47,26	3273,70	
	3	30,56	48,04	902,13	520,34	63,98	33291,35	
	4	55,56	78,34	2481,87	1692	70,38	119082,96	
	5	23,56	39,55	595,48	1538,68	86,48	133065,05	
	6	0,0	11,00	0	297,74	54,59	16253,63	
Digue N°4 b _d =40m h _d =2,75 H _B =55,46m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	303637,99
	2	8,46	21,25	136,42	68,21	47,26	3223,60	
	3	30,46	47,92	897,35	516,89	63,98	33070,62	
	4	55,46	78,22	2474,07	1685,71	70,38	118640,27	
	5	23,46	39,43	591,54	1532,81	86,48	132557,41	
	6	0,0	11,00	0	295,77	54,59	16146,08	
Digue N°5 b=45m H _d =2,61m H=55,32m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	301775,78
	2	8,32	21,08	133,45	66,73	47,26	3153,66	
	3	30,32	47,75	890,65	512,05	63,98	32760,96	
	4	55,32	78,05	2463,12	1676,89	70,38	118019,52	
	5	23,32	39,26	586,03	1524,58	86,48	131845,68	
	6	0,0	11,00	0	293,02	54,59	15995,96	
Digue N°6 b=50m H _d =2,58m H _B =55,29m	1	0,0	11,00	0	0	0,0	0,00	301373,32
	2	8,29	21,05	132,85	66,43	47,26	3139,48	
	3	30,29	47,71	889,16	511,01	63,98	32694,42	
	4	55,29	78,01	2460,68	1674,92	70,38	117880,87	
	5	23,29	39,23	584,93	1522,81	86,48	131692,61	
	6	0,0	11,00	0	292,47	54,59	15965,94	
Digue N°7 b _d =55m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	300456,13
	2	8,22	20,96	131,36	65,68	47,26	3104,04	

h _d =2,51m H _B =55,22m	3	30,22	47,63	885,90	508,63	63,98	32542,15	
	4	55,22	77,93	2455,36	1670,63	70,38	117578,94	
	5	23,22	39,14	582,13	15 18,75	86,48	131341,5	
	6	0,0	11,00	0	291,07	54,59	15889,51	
Digue N°8 b _d =60m h _d =2,43 H _B =55,14m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	299394,79
	2	8,14	20,87	129,71	64,86	47,26	3065,28	
	3	30,14	47,53	882,05	505,88	63,98	32366,20	
	4	55,14	77,83	2449,04	1665,55	70,38	117221,41	
	5	23,14	39,05	579,08	1514,06	86,48	130935,91	
	6	0,0	11,00	0	289,54	54,59	15805,99	
Digue N°9 b=65m H _d =2,35m H=55,06m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	298325,68
	2	8,06	20,77	128,03	64,02	47,26	3025,59	
	3	30,06	47,43	878,20	503,12	63,98	32189,62	
	4	55,06	77,73	2442,74	1660,47	70,38	116863,88	
	5	23,06	38,95	575,92	1509,33	86,48	130526,86	
	6	0,0	11,00	0	287,96	54,59	15719,74	
Digue N°10 b=70m H _d =2,27m H _B =54,98m	1	0,0	11,00	0	0	0,0	0,00	297291,38
	2	7,98	20,67	126,36	63,18	47,26	2985,89	
	3	29,98	47,34	874,52	500,44	63,98	32018,15	
	4	54,98	77,64	2436,71	1655,62	70,38	116522,54	
	5	22,98	38,85	572,78	1504,75	86,48	130130,78	
	6	0,0	11,00	0	286,39	54,59	15634,03	
Digue N°11 b _d =75m h _d =2,22m H _B =54,93m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	296636,53
	2	7,93	20,61	125,33	62,67	47,26	2961,78	
	3	29,93	47,28	872,16	498,75	63,98	31910,03	
	4	54,93	77,58	2432,85	1652,51	70,38	116303,65	
	5	22,93	38,79	570,84	1501,85	86,48	129879,99	
	6	0,0	11,00	0	285,42	54,59	15581,08	
Digue N°12 b=80m H _d =2,17m H _B =54,88m	1	0,0	11,00	0	0	0,0	0,00	285381,72
	2	7,88	20,55	124,31	62,16	47,26	2937,68	
	3	29,88	47,21	869,66	496,99	63,98	31797,42	
	4	54,88	77,51	2428,71	1498,83	70,38	105487,66	
	5	22,88	38,73	568,95	1498,95	86,48	129629,20	
	6	0,0	11,00	0	284,48	54,59	15529,76	

Digue en enrochement on admet Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à **30 000 DA**.

Tableau III.3 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes

digue	b (m)	h_d (m)	V_{totale} (m ³)	Coûts (10 ⁶ DA)
1	20	3.25	310060,33	9301,81
2	30	2.95	306304,07	9189,12
3	35	2.85	304966,69	9149,00
4	40	2.75	303637,99	9109,14
5	45	2.61	301775,78	9053,27
6	50	2.58	301373,32	9041,20
7	55	2.51	300456,13	9013,68
8	60	2.43	299394,79	8981,84
9	65	2.35	298325,68	8949,77
10	70	2.27	297291,38	8918,74
11	75	2.22	296636,53	8899,10
12	80	2.17	285381,72	8561,45

III.2.) Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

On va tenir compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

III.2 .1) Coût du déversoir :

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

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

L'équation du profil Creager est donnée par l'expression suivante :

$$Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}} \quad \text{..... (III.34)}$$

Avec $K=2,127$ et $n=1,85$

Donc : $Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}}$ **Avec :** H : Charge sur le seuil (m).
Y : Ordonnée du profil (m).
X : Abscisse du profil (m).

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant.

La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc: $V_{dev} = S.b$

Avec : S : section transversale du profil ; b : largeur déversant.

Remarque :

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 30 000DA.

Tableau III.4 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes

profil	b (m)	h_d (m)	S (m^2)	V (m^3)	Coûts (10^6 DA)
1	20	3,25	94,55	1891	56,73
2	30	2,95	77,9	2337	70,11
3	35	2,85	72,68	2544	76,32
4	40	2,75	67,69	2707,6	81,228
5	45	2,61	60,97	2744	82,32
6	50	2,58	59,58	2979	89,37
7	55	2,51	56,39	3101	93,03
8	60	2,43	52,86	3172	95,16
9	65	2,35	49,43	3213	96,39
10	70	2,27	46,12	3228	96,84
11	75	2,22	44,11	3308	99,24
12	80	2,17	42,15	3372	101,16

III.2 .2) Coût du coursier :

Les caractéristiques du coursier sont les suivantes:

- La longueur du coursier est : $L = 116$ m

- La hauteur du mur : $H = h_{cr} + R$ (III.35)

—
— m. (III.36)

$R = 1,15$ m

- la largeur du coursier est : $L = Q^{0,4}$ (III.37)

-L'épaisseur est : $e = 0,5$ m

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Coût du Coursier pour différentes largeurs déversantes

Largueur déversant b (m)	Débit déversant q (m ³ /s)	Largueur du coursier L(m)	La section S (m ²)	Volume de béton V (m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
20	250	9,10	1055,6	527,8	16,89
30	331.25	10,19	1182,04	591,02	17,91
35	363.69	10,58	1227,28	613,64	19,64
40	394.43	10,92	1266,72	633,36	20,27
45	423.06	11,23	1302,68	651,34	20,84
50	447.49	11,49	1332,84	666,42	21,33
55	469.11	11,71	1358,36	679,18	21,73
60	489.58	11,91	1381,56	690,78	22,1
65	505.8	12,07	1400,12	700,06	22,4
70	520.81	12,21	1416,36	708,18	22,66
75	538,44	12,34	1431,44	715,72	22,9
80	544.97	12,43	1441,88	720,94	23,07

III.2.3) Coût du bassin de dissipation :

La dissipation se fait par un Bassin d'amortissement d'une longueur **l=60m** et de largeur **b**
L'épaisseur de bassin est égale à : **e=0,5 m**

Le prix du mètre cube du béton est estimé à 32000DA.

Tableau III.6 : Coût du Bassin d'amortissement pour différentes largeurs déversantes

Largueur déversant b (m)	Largueur du BASSIN B(m)	La section S (m ²)	Volume de béton V (m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
20	9,10	546,00	273,00	8,74
30	10,19	611,40	305,70	9,78
35	10,58	634,80	317,40	10,16
40	10,92	655,20	327,60	10,48
45	11,23	673,80	336,90	10,78
50	11,49	689,40	344,70	11,03
55	11,71	702,60	351,30	11,24
60	11,91	714,60	357,30	11,43
65	12,07	724,20	362,10	11,59
70	12,21	732,60	366,30	11,72
75	12,34	740,40	370,20	11,85
80	12,43	745,80	372,90	11,93

Tableau III.7 : coût de l'évacuateur de crue pour différentes largeurs déversantes

N°	b (m)	h_d (m)	Coûts (M DA)
1	20	3.25	86,142
2	30	2.95	92,474
3	35	2.85	95,2016
4	40	2.75	97,3932
5	45	2.61	99,4168
6	50	2.58	100,688
7	55	2.51	102,2164
8	60	2.43	104,0212
9	65	2.35	106,8044
10	70	2.27	107,6888
11	75	2.22	110,614
12	80	2.17	112,904

III.2. 4) Calcul du coût approximatif du barrage:

Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des prix totaux

Largueur déversant b (m)	Coût EVC MDA	Coût digue MDA	Coût totale MDA
20	86,142	256,048	342,19
30	92,474	249,043	341,517
35	95,2016	245,973	341,1746
40	97,3932	242,91	340,3032
45	99,4168	240,021	339,4378
50	100,688	238,099	338,787
55	102,2164	236,365	338,5814
60	104,0212	234,516	338,5372
65	106,8044	231,071	337,8754
70	107,6888	229,833	337,5218
75	110,614	226,309	336,923
80	112,904	225,305	338,209

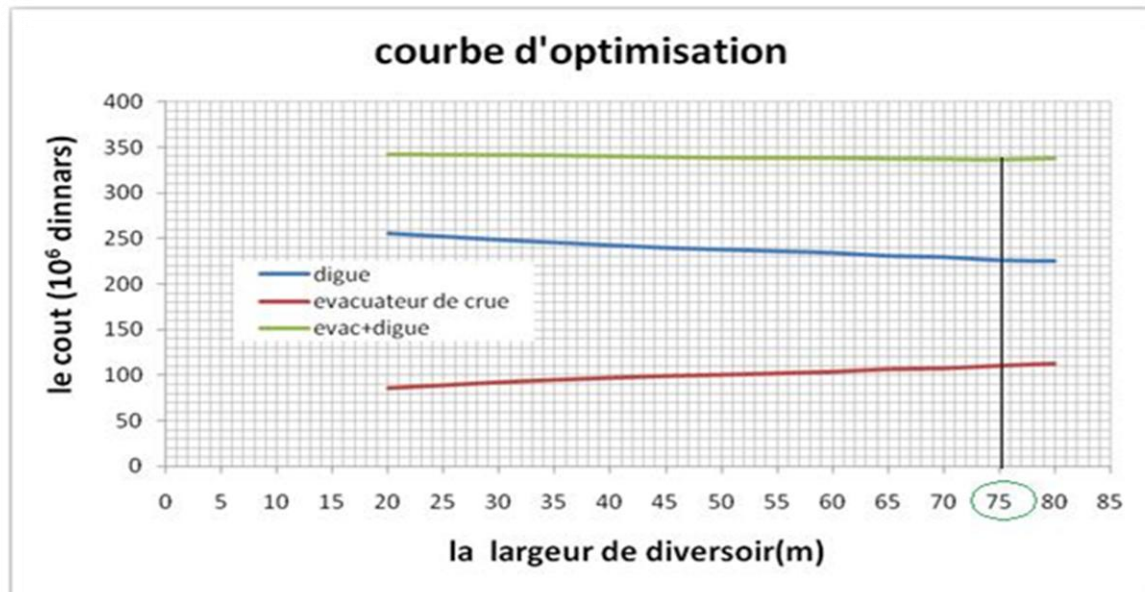


Figure III.2 : Courbes d'optimisations

III.3) Laminage pour un déversoir de largeur $b=75$ mètres :

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir est calculé et tracée.

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir

Tableau III.9 : Volumes et débits déversant.

Cote (m)	H_d (m)	q (m^3/s)	$1/2.q.T$ (Mm^3)	V (Mm^3)	$v+1/2.q.T$ (Mm^3)
76 ,06	0	0,0000	0,000000	8,35	8,3500
76 ,29	0,23	17,9555	0,032320	8,4449	8,4772
76 ,52	0,46	50,7860	0,091415	8,5382	8,6296
76 ,75	0,69	93,2998	0,167940	8,6267	8,7946
76 ,98	0,92	143,6444	0,258560	8,7205	8,9791
7 ,21	1,15	200,7491	0,361348	8,8140	9,1753
77 ,44	1,38	263,8915	0,475005	8,9020	9,3770
77 ,67	1,61	332,5414	0,598575	8,9972	9,5958
77 ,90	1,84	406,2876	0,731318	9,088	9,8193
78,13	2,07	484,7997	0,872639	9,1772	10,0498
78,28	2,22	538,4387	0,969190	9,2202	10,1894

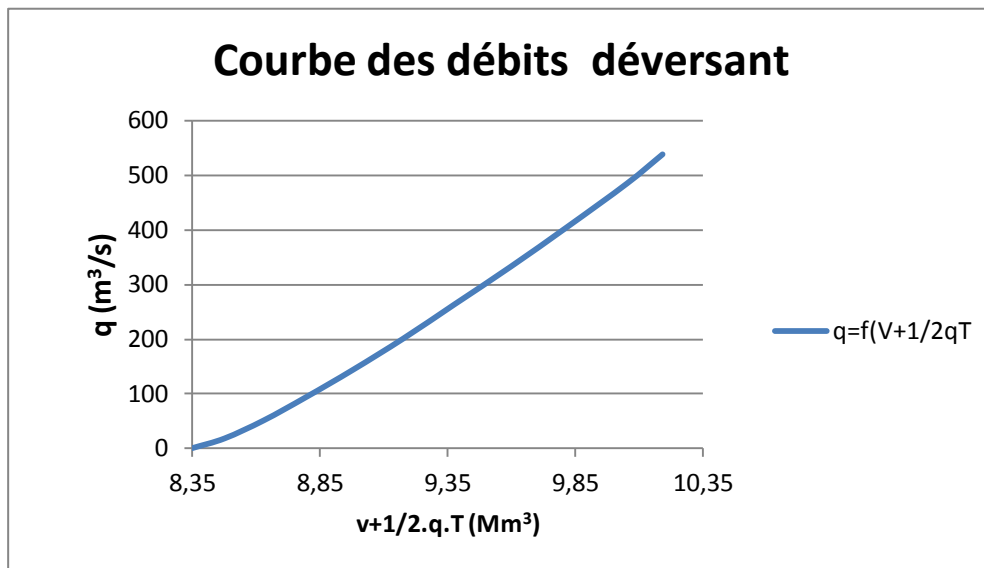


Figure III.3 : Courbe des débits déversant.

Les résultats de calcul ainsi que le hydrogramme des débits entrant et sortant sont dans l'annexe III.

Conclusion

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, du déversoir et du bassin de dissipation (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu des résultats précédemment, notre choix a été basé sur le coût total moyen.

La courbe d'optimisation des coûts présente un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « **b=75m** » .

Donc la hauteur du barrage est : **H_b =54,93 m NGA**

Et le niveau de crête est : **▼Crête =79,93 m NGA**

Étude de laminage des crues nous a permet de trouver caractéristiques du barrage représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : Récapitulatif les caractéristiques du barrage.

Dénomination :	Unité :	Quantité :
Revanche	m	1,15
Tassement	m	0,5
largeur de crête	m	11
Largeur de déversoir	m	75.00
La hauteur de charge déverser.	m	2,22
Le débit évacué	m ³ /s	538,44

CHAPITRE IV
ETUDE DES VARIANTES

IV - ETUDES DES VARIANTES :

Introduction

Simultanément à la recherche et à la sélection des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables au vu des conditions géologiques, hydrologiques et topographiques qu'on aura relevées.

Sur la base des résultats du rapport hydrologique et des reconnaissances géologiques, on a eu à développer des variantes pour le barrage, et en nous appuyant sur des considérations géologiques et géotechniques on a opté pour un barrage en matériaux meubles.

IV.1. Choix du site du barrage :

IV.1.1 Sites du barrage possibles :

Deux sites de barrages sont choisis comme étant les plus favorables et ils feront l'objet d'une élaboration dans la présente Etude. Il s'agit des sites ci –dessous:

- Site du barrage n° 2:

Ce site du barrage se situe à environ 1,50 km à l'amont de l'embouchure de l'oued Tarzout dans la Méditerranée. Ses coordonnées sont les suivantes (d'après Lambert): $x = 349,80$ $y = 352,15$

- Site du barrage n° 5:

Ce site du barrage se trouve à environ 5,50 km à l'amont de l'embouchure de l'oued Tarzout dans la Méditerranée. Ses coordonnées sont les suivantes : $x = 352,50$ $y = 350,60$.

Les autres sites sont submergés par la construction du barrage et la création de la retenue.

IV.1.2 Choix du site d'implantation du barrage :

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

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

- ✓ La projection de l'axe doit être 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.2. Critères de choix d'un type de barrage :

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

a) Topographie et apport du bassin versant :

La topographie d'un site influe fortement sur le choix de l'ouvrage futur.

Si l'on excepte le cas des plans d'eau à vocation touristiques et les petits barrages hydroélectriques, c'est le volume de la retenue qui conditionne toute la conception du barrage.

b) Morphologie de la vallée :

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement ; la morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté.

c) Géologie et conditions de fondation :

La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs déterminants dans la sélection du type de barrage.

d) La disponibilité en matériaux (zones d'emprunt) :

Le choix d'un type de barrage est subordonné à la disponibilité des matériaux de construction en qualité et quantité suffisante.

La distance d'approvisionnement doit être aussi réduite que possible pour minimiser les coûts de transport et optimiser le délai de réalisation en parant à tout retard qu'entraînerait un problème d'approvisionnement dans le cas d'un site éloigné.

e) Critères hydrauliques :

Des considérations d'ordre hydraulique peuvent également entrer en ligne de compte. Les ouvrages en béton ou en maçonnerie offrent par exemple de meilleures garanties de sécurité vis-à-vis des incertitudes de l'hydrologie, les surverses ne leur causant en effet que des dégâts mineurs, au contraire un barrage en terre classique ne supporte rarement un débordement par-dessus de la crête.

f) Critères socio-économiques :

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par des considérations socio-économiques qui peuvent être regroupées en trois (03) critères à savoir:

- La disponibilité de la main d'œuvre ;
- Les objectifs généraux du projet ;
- Les sujétions d'entretien.

g) Les risques sismiques :

Les barrages situés dans des zones sismiques doivent être conçus avec des paramètres plus sévères, c'est à dire, avec des talus moins abrupts, des crêtes plus larges, des filtres et des drains plus importants.

IV.3 Variantes pour le barrage :

Trois types de barrages possibles ont été étudiés pour le site du barrage et la cote normale de retenue choisis: Ce sont les types de barrage indiqués ci- dessous:

❖ **Barrage en enrochements à noyau central d'argile :**

Un barrage en enrochement est essentiellement un grand tas de gros cailloux. La fonction de résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids du massif. Mais le tas n'est pas imperméable par lui-même, et il faut lui adjoindre un organe d'étanchéité qui constitue la partie la plus délicate de l'ouvrage c'est le noyau central argileux. Ce type de barrage est souvent économique dans les régions d'accès difficile car il y a peu de transport à effectuer, Il supporte assez bien les tassements et il résiste bien aux séismes.

❖ **Barrage en enrochements à écran en béton :**

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre. Le barrage en enrochement avec masque en béton peut être la solution idéale pour la réalisation de la digue.

Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément,

❖ Barrage en terres hétérogènes ou zoné :

C'est un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone, la fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci. Le noyau interne présente l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

Nous étudierons ces trois variantes au but d'évaluer la plus économique possible satisfaisant naturellement les objectifs du projet d'une part, et d'autre part cette étude de variantes va nous permettre de choisir le réservoir le plus optimal.

IV.3.1 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_v , de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V . Elle est donnée par la Formule de Davis (reprise par Post et Lond):

$$R = 0.75 \cdot H_v + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.01)$$

Avec : H_v : hauteur des vagues (m).

V : vitesse des vagues (m/s).

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

a) Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (IV.02)$$

Avec : F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [$F = 1,26 \text{ km}$].

AN : $H = 0,86 \text{ m}$ $R = 1,16 \text{ m}$

b) Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032 (U \cdot F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (IV.03)$$

Avec : U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; $U = 23 \text{ Km/h}$.

AN : $H = 0,532 \text{ m}$ $R = 0,86 \text{ m}$

c) Formule de Mallet-paquant :

$$\text{Avec : } H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.04)$$

AN : $H = 0,87 \text{ m}$ $R = 1,18 \text{ m}$

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.05)$$

AN : $R = 1,34 \text{ m}$

On prend une valeur moyenne donc : $R = \frac{1,16 + 1,18 + 1,34 + 0,86}{4} = 1,14 \text{ m}$

Pour des raisons de sécurité on prend : $R = 1,15 \text{ m}$

IV.3.2. La hauteur du barrage :

Elle est calculée de la manière suivante :

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t.$$

Avec : $\text{NNR} = 76,06 \text{ m}$ $h_{\text{dév}} = 2,22 \text{ m}$ $R = 1,15 \text{ m}$ $t = 0,5 \text{ m}$ Donc : $H_b = 55 \text{ m}$

IV.3.3. Largeur en crête du barrage :

Elle est donnée par l'une des formules suivantes, où H est hauteur du remblai en mètres:

- Selon T. KNAPEEN : $b_{cr} = 1,65 \sqrt{H}$ (m);
- Selon E.F.PREECE : $b_{cr} = 1,10 \sqrt{H} + 1$ (m);
- Selon une formule anonyme : $b_{cr} = 3,6 \sqrt[3]{H} - 3$ (m).

On a opté précédemment pour une largeur de crête égale à : **$b_{cr} = 11$ m**

IV.3.4. La longueur en crête :

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement elle est égale à : **$L_{cr} = 272$ m**

IV.3.5. Pentés des talus :

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces talus. C'est-à-dire que les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par la suite par calcul de stabilité. On prend le fruit de talus selon le type et la hauteur du barrage comme le montre le tableau ci-après :

Tableau IV.01 : valeurs indicatives des fruits de talus des barrages en terre :

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2,0
	- A zones	2,0	2,0
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2,0	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0

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

- Parement amont $m_1 = 2,5$
- Parement aval $m_2 = 2,5$

Tableau IV.02 : Valeurs des pentes des talus des barrage en pierres :

Type du barrage	Fruit des talus	
	Amont	Aval
Barrages maçonnée en pierre sèche	0,5- 0,7	0,6 - 1
Barrages en enrochements	1,2 -1,3	1,3 – 1,4
Barrage terre – enrochements à noyau	1,5 – 2,0	1,3 – 2,0
Barrage terre –graviers à noyau	2,0 – 2,5	2,0 – 2,5

D'après le tableau,on a choisi $m_1=m_2=1,6$. Ce qui va être vérifié après par calcul de stabilité.

IV.3.6. Les bermes :

Souvent on prévoit des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus et d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus et l'augmentation de stabilité. Les bermes sont de 2 à 4 m de largeur en cas de construction de route jusqu'à 6 m. elles ont des rigoles latérales dans le but de capture et d'évacuation des eaux des précipitations.

IV.3.6.1. Talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposé trois bermes de largeur 3m chacune aux côtes 40 m NGA, 55 m NGA, 70m NGA.

IV.3.6.2. Talus aval :

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous avons proposé quatre bermes de largeur 3 m aux mêmes côtes successivement.

IV.3.7. Revêtement de la crête et des talus de la digue :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues.

IV.3.7.1. Talus amont :

Le talus en amont sera protégé contre l'érosion causée par l'action des vagues en plaçant une couche de Riprap à une épaisseur « e » donnée par les méthodes ci-après. Afin d'être conforme au critère de filtre, une couche de transition épaisse de 0,4m composée de 0,2m de gravier et 0,2m de sable respectivement doit être placée entre le riprap et le remblai tout-venant sous-jacent. Le matériau du riprap proviendra des excavations. Il sera, éventuellement, suppléé par des matériaux venant de la carrière.

L'épaisseur de l'enrochement est donné par la formule suivantes :

$$e = C * V^2 \dots\dots\dots (IV.06).$$

Avec : V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard (m/s).

C : Coefficient qui dépend du fruit de talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé. Le coefficient est donné par le tableau suivant :

Tableau IV.0 3 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p .

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

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,35$ m.

Quant aux dimensions des éléments elles seront telles que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égale ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W_{50} = 0.52 * \gamma_p * e^3 \dots\dots\dots (IV.7).$$

AN : **W₅₀=0.0658 tonnes**

On peut déterminer le volume avec la formule suivante :

$$V_{50} = \frac{W_{50}}{\gamma_p} \dots\dots\dots (IV.8).$$

AN : **V₅₀=0.026 m³**

Le diamètre D₅₀ peut être déterminé en considérant les blocs avec un volume compris entre une sphère et un cube. En considérant le poids indiqué et une forme des blocs moyenne entre une forme sphérique et cubique on obtient une valeur moyenne de **D₅₀ = 0,30 m**.

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement **e = 0,70m**

IV.3.7.2. Talus aval:

On doit concevoir le revêtement pour éviter la possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

En ce qui concerne le talus aval il n'y a pas de méthodologies bien établies, étant d'ailleurs le choix de la solution une question de jugement du Consultant tenant compte de l'importance de l'ouvrage, du régime des pluies et des conditions locales.

Pour sa protection, on utilise l'enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur e= 0,3m.

IV3.8. La crête :

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

IV.4. Etanchéité du barrage:

IV.4.1. le noyau :

Les barrages avec noyaux ou diaphragmes sont construits quand il n'existe pas de sols argileux peu perméables. C'est le cas de la deuxième variante où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous allons équiper le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux (plus de 0.5 m). Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobée en bitumineux. Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

a) Dimensionnement du noyau :

• La hauteur :

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (IV.9).$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

AN : $H_n = 55 - 1 = 54\text{m}$

$H_n = 54\text{m}$

• **La largeur en crête du noyau :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \cdot H_b \dots\dots\dots (IV.10).$$

Donc on aura : $L_{n,s} = 1/6 \cdot 55 = 9\text{m}$

$L_{n,s} = 9\text{ m}$

• **Les fruits des talus du noyau :**

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

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

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

b_{moy} : largeur moyenne du noyau, donnée par la formule(III.19).

ΔH : la charge d'eau, donnée par la formule (III.20).

$$b_m = \frac{L_{n,s} + L_b}{2} \dots\dots\dots (IV.12).$$

Avec : $L_{n,s}$: largeur en crête du noyau.

L_b : largeur en base du noyau.

$$\Delta H = H_1 - H_2 \dots\dots\dots (IV.13).$$

Avec : H_1 : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE, ($H_1 = 53,28\text{ m}$)

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

Pour notre cas : $I_{adm} = 1,5$

On aura : ————— $b_{moy} = 35,5\text{ m}$

À partir de la formule (IV.12) on aura : $L_b = 2 \cdot b_{moy} - L_{n,s} \dots\dots\dots (IV.14).$

AN : $L_b = 62\text{ m}$

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

$$L_b = 2 \cdot m \cdot H_n + L_{n,s} \dots\dots\dots (IV.15).$$

On aura : ————— $m = 0,5$ Donc : $m = 0.5$

• **La cote en crête du noyau : $NCN = C_{fond} + H_n = 25 + 54 = 79\text{ m NGA}$**

IV.4.2. Les drains :

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage. Les conditions des drainages sont :

- ✓ Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- ✓ Ne pas permettre l'effet de renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.
- ✓ On doit contrôler son fonctionnement.

a) Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme) :

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur selon $(0.15 - 0.2) H$ où H est l'hauteur du barrage. La largeur du prisme dans sa partie supérieure (berme) doit être de 3 m pour qu'il puisse être placé et compacté avec les engins de compactage.

- **Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (IV.16)$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (55m).

On prend $H_p = 0.15 H_b$

$$H_p = 8 \text{ m}$$

- **Largeur en crête :**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots\dots\dots (IV.17).$$

$$b_p = 8/4 = 2 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } b_p = 2 \text{ m}$$

- **fruits de talus :**

$$m_1 = (1 \div 2,5)$$

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

Donc on prend : $m_1 = 2$ et $m_2 = 2,5$

b) Dimensionnement du drain tapis :

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue. Son inconvénient c'est qu'il existe une possibilité d'obstruction qui peut s'avérer très dangereuse. La sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur. Dans le dessin, on doit utiliser un facteur de sécurité plus élevé. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80 \text{ m}$; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. La longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.18).$$

Avec : L_b : Longueur transversale du barrage ($L_b = 300 \text{ m}$).

Donc : —

$$L_d = 100 \text{ m}$$

IV.4.3. Les filtres:

La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est une pratique normale dans l'ingénierie. Les particules plus fines que le sol peuvent être entraînées par les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux, dans ce cas, c'est la digue, avec des sols qui possèdent une granulométrie plus grossière pour éviter l'entraînement par les forces de filtration.

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

1. Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Il est accepté dans la pratique que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevée que celle du matériau à protéger.
2. Ils doivent être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.
3. Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments.
4. Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps.
5. Ils ne doivent pas posséder plus de 5% de particules plus petites que le tamis 200 (0.074 mm) et ces dernières ne doivent pas être en plastique.
6. Pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm (2 pouces) comme taille maximale.

Critères de conception :

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

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

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

IV.5. Calcul du volume des différents matériaux :

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

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

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (IV.19).$$

Avec : H_{bi} : hauteur du barrage à la coupe « i ».

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 :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} * H_{bi} \dots\dots\dots (IV.20).$$

Avec : b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

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

Avec : m_1 et m_2 ; fruits de talus amont et aval respectivement.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots (IV.21).$$

$$\text{Avec : } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * d \dots\dots\dots (IV.22).$$

Avec : V_i : volume de la digue à la coupe « i »

S_i : surface de la digue à la coupe « i »

S_{i+1} : surface de la digue à la coupe « i+1 »

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

IV.6. Estimation du coût des variantes :

Le calcul du volume des différents matériaux et les tableau sont mentionnée dans l'annexe : Annexe N°6.

Le tableau suivant récapitule le coût des différentes variantes étudiées :

Tableau IV.04 : les coûts des différentes variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût	Totale
Enrochement a noyau d'argile	Noyau	257025,0899	500	128,51254	540,642
	Recharge (Enrochement)	745705	400	298,28200	
	rip-rap	28657,2657	800	22,92581	
	Filtres et drain	75768,3021	1200	90,92196	
Zoné	Noyau	384916,8013	500	192,45840	730,414
	Recharge (tout-venants)	1197592,46	400	479,03698	
	rip-rap	29459,6691	800	23,56774	
	Filtres et drain	29459,67	1200	35,35160	
Avec masque	Recharge (enrochement)	759473,7707	800	767,57902	769,527
	Filtres et drain	42381,0709	1200	50,85729	
	masque en béton	12590,90118	12000	151,09081	

Conclusion :

On se référant au tableau précédant on voit que nous ne pouvons que nous orienter vers la première variante car elle est la plus économique.

Rappelons que cette variante est la plus compatible avec notre site dont la quantité des matériaux de construction ne nous permet pas de construire un barrage zoné.

Suivant toutes ces considérations économiques soient elles ou techniques on opte pour « un barrage en enrochement a noyau d'argile ».

CHAPITRE V
ETUDE DETAILLEE DE LA DIGUE

Chapitre V : ETUDE DETAILLEE DE LA DIGUE

Introduction :

Les barrages en enrochement peuvent être constitués de matériaux constitutifs contenu dans des fourchettes beaucoup plus étroites, à la différence des barrages en béton ou même en terre constitués de matériaux de construction de matériaux très diverses.

Le seul type de barrage adapté à ces matériaux est une digue dite « en enrochements à noyau central d'argile ». Et le barrage sera fondé dans des matériaux alluviaux représentés au-dessus du complexe rocheux.

V.1 Dimensionnement :

V.1.1. La revanche du barrage :

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par dessus la crête, sinon le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche ; ce risque de déferlement de vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le PHE et la cote de la crête.

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues et de l'effet de projection de l'eau vers la crête. Ainsi, nous adopterons pour raison de sécurité, la revanche déjà calculée. on prend: **R = 1,15m**

V.1.2. La hauteur du barrage :

Elle est donnée par la relation :

$$H_{\text{bar}} = h_{\text{NNR}} + h_d + R$$

h_{NNR} : Hauteur au niveau normal de la retenue déterminée à l'aide de la courbe capacité-hauteur (m);

h_d : Hauteur d'eau correspond au volume forcé en (m) ;

R : Revanche du barrage en (m)

AN: $h_{\text{NNR}} = 51,06 \text{ m}$; $h_d = 1,22 \text{ m}$; $R = 1,15 \text{ m}$; On trouve: **$H_{\text{bar}} = 55 \text{ m}$**

Cette hauteur est celle comptée au dessus de la vallée, étant donné que dans le lit de l'oued on a une couche d'alluvion très importante, il faudrait pour ce fait effectuer une excavation jusqu'à atteindre la couche imperméable, cette profondeur est d'environ 3m ; donc la hauteur au dessus de la fondation serait de $H_{\text{bar}} = 57,93 \text{ m}$. **on prend $H_{\text{bar}} = 58 \text{ m}$**

V.1.3. Largeur en crête :

La largeur en crête b_{cr} du remblai est déterminée par des considérations d'accessibilité ou de communication sa valeur minimale est de 3m pour permettre la circulation des engins. On prend : **$b_{\text{cr}} = 11 \text{ m}$**

V.1.4. Les bermes :

Pour des hauteurs de barrages dépassant les dix mètres, on prévoit des bermes qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'une part et d'autre part l'accès pour la réparation des talus amont et aval ; elles sont généralement de 2 à 3 mètres de largeur et de pente 1%.

V.1.5. Pentes des talus :

Elles varient en fonction de la hauteur du barrage et du type de matériaux et sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. pour déterminer la pente des parements, on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux et on vérifie par une méthode de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes ; dans notre cas :

Parement amont : La pente du talus amont est de : 1/1,6

Parement aval : La pente du talus aval est de : 1/1,6

V.1.6. Dimensionnement du noyau :

Pour le noyau, on a opté pour un profil trapézoïdal dont les dimensions sont les suivantes:

- Largeur en crête du noyau :

La largeur au sommet du noyau sera déterminée par des raisons de conduite du chantier pour autoriser le passage des engins de compactage, mais aussi par des raisons d'étanchéité; elle est de l'ordre de 5 à 7m. On prend: $b_{noy} = 5 \text{ m}$

- Cote de la crête du noyau :

Pour éviter le phénomène de siphonage dû à l'effet de capillarité par la crête du noyau, on prend généralement : $\Delta C_{rnoy} = NPHE + (0,5 - 1)m$

ΔC_{rnoy} : Cote de crête du noyau mNGA;

NPHE : Niveau des plus hautes eaux mNGA.

On prend $\Delta C_{rnoy} = 77,78mNGA$

- Largeur à la base du noyau :

Elle dépend de la hauteur de charge H et de la perméabilité du matériau constructif du noyau.

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{noy}} \leq J_{adm} \Rightarrow B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}}$$

ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; $\Delta H = H_1 - H_2$

B_{noy} : Largeur à la base du noyau (m);

J_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible qui est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Tableau V.01 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

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

D'après le tableau N°V.1, notre barrage appartient à la classe II.
Le tableau N°VI.2 nous permet de choisir le gradient hydraulique admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.

Tableau V.02: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.50	1.80	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

D'après le tableau, on a : $J_{adm} = 0,8$

Donc : $B_{Noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{51,06-0}{1,15} = 44,4$ on prend **$B_{Noy} = 44 \text{ m}$**

V.1.7. Pente des talus du noyau :

Généralement pour le noyau on prend des pentes identiques pour l'amont et l'aval.
Cette pente est calculée suivant la relation :

$$m = \frac{B_{noy} - b_{noy}}{H_n} \quad \text{où :}$$

B_{Noy} : Largeur à la base du noyau (m);

b_{Noy} : Largeur à la crête du noyau (m);

H_n : Hauteur du noyau (m). $H_n = 53,93\text{m}$

AN : $B_{noy} = 44 \text{ m}$; $b_{noy} = 5\text{m}$; On prend: **$m_1 = m_2 = 0,73$**

V.1.8. Protection des talus :

Les travaux de protection du remblai se justifient essentiellement pour prévenir les effets de dégradation résultant de l'action mécanique des eaux extérieures :

- Eaux de retenue pour ce qui concerne la protection antibatillage du talus amont ;
- Eaux de ruissellement pour la protection du talus aval contre le vavinement.

Talus amont :

Pour la protection du talus amont, on a opté pour la solution de revêtement en rip-rap de protection dont on doit déterminer l'épaisseur ainsi que le diamètre moyen de la pierre.

Le diamètre moyen de la pierre réduite en une sphère est donnée par la relation suivante :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{Q_p}{0,524 \cdot \gamma_p}}$$

Avec : D_p : Diamètre moyen de la pierre (m);
 γ_p : Poids volumique de la pierre ($\gamma_p=25\text{KN/m}^3$).
 Q_p : Poids d'une pierre, calculé par la formule suivante.

$$Q_p = \frac{0,025\gamma_p h^2 \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1\right)^3 \sqrt{1 + (m_1)^3}}, \text{ en tonnes}$$

Où: m_1 : Pente du talus amont;
 γ_w : Poids volumique de l'eau en Tf/m^3 .
 h : Hauteur des vagues (m).
 λ : Longueur d'onde de la vague en m.

Selon LABOZOVSKY : $\lambda = \alpha \lambda_0$ et $h = \beta h_0$ avec :

λ_0 et h_0 : Valeurs calculées en eau profonde ;

α et β : Coefficients en fonction de la hauteur maximale d'eau dans la retenue déterminés à partir de l'abaque N°1 en annexe 4.

$$h_0 = 0,073 KW \sqrt{D/\varepsilon} \quad \text{et} \quad \lambda_0 = 0,073 W \sqrt{D/\varepsilon}$$

K : Coefficient caractérisant l'intensité et l'accroissement de la vague

$$K = 1 + e^{-0,44D/W}$$

ε : Cambure de la vague donnée par: $\varepsilon = \frac{1}{(9 + 19e^{-14/W})}$

D : Longueur de l'élan ou longueur du fetch qui devra vérifier la condition suivante : $D < D_{cr} = 30W^2.\varepsilon$

$$D = 1,26 \text{ km}$$

W : Vitesse des vagues en m/s AN : $W = 3,12 \text{ m/s}$

Les résultats des calculs sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau V.03: Tableau Récapitulatif des différents paramètres calculés

Formules	Valeurs
$\varepsilon = 1 / (9 + 19e^{-14/W})$	0,11
$K = 1 + e^{-0,44D/W}$	2,00
$\lambda_0 = 0,073 W \sqrt{D/\varepsilon}$	0,77
$H_0 = 0,073 KW \sqrt{D/\varepsilon}$	1,54
H_0 / λ_0	0,10
$\alpha = f(h_0 / \lambda_0)$	0,42
$\beta = f(h_0 / \lambda_0)$	0,55
$H = \beta h_0$	0,70
$\lambda = \alpha \lambda_0$	5,36

$$Q_p = \frac{0,025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \sqrt{1 + (m_1)^3}}$$

AN : $\gamma_p = 25 \text{ KN/m}^3$; $h = 0,70 \text{ m}$; $\lambda = 5,36$; $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$; $m_1 = 2$

$$Q_p = 0,162 \text{ KN}$$

Le diamètre moyen résulte :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{Q}{0,524 \gamma_p}}$$

AN : $Q = 0,162 \text{ KN}$; $\gamma_p = 25 \text{ KN/m}^3$

$$D_p = 0,25 \text{ m ou } 250 \text{ mm}$$

D'où l'épaisseur de la couche pour les enrochements donnée par :

$$\delta = (2,5 - 3) D_p$$

δ : Epaisseur de la couche d'enrochements. On prend $\delta = 0,50 \text{ m}$

V.2. Etude d'infiltrations :

Introduction :

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltrations d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui est un processus d'érosion régressive souterraine et l'eau s'infiltrant sous une certaine pression permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les méthodes hydrauliques sont largement utilisées dont les quelles on considère l'écoulement souterrain stabilisé en cas de problème plan. Ces méthodes permettent de déterminer la position de la ligne phréatique, les débits de fuite à travers et la fondation du barrage ; les valeurs moyennes de vitesse et le gradient de filtration.

Dans cette méthode il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne phréatique pour estimer le débit de fuite à travers le barrage ; et apprécier les risques d'émergence de l'eau pratiquement dangereux le long de talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple ; étudié par KOZENY .

V.2.1. Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations :

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou ses fondations entraînent généralement deux principales conséquences à savoir :

- Les fuites diffuses :

Lorsque le remblai s'avère trop perméable et par voie de conséquence le débit de fuites trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.

- **La surélévation de la ligne de saturation:**

Un remblai soumis à une charge hydraulique se sature toujours partiellement. Le problème se pose lorsque par erreur sur l'identification hydrodynamique des matériaux constitutifs ou suite à des défauts d'exécution, le remblai affiche un comportement hydraulique interne avec une ligne de saturation plus élevée que prévu, une telle configuration altère les conditions de stabilité du talus aval (cas de glissement) et de plus peut engendrer des sous pressions non prises en compte au projet, enfin et surtout l'apparition d'un renard est à craindre.

V.2.2. Hypothèses simplificatrices dans les calculs de filtration hydraulique des barrages en terre :

Afin de pouvoir effectuer les calculs de filtrations, d'une manière plus aisée, nous serons amenés:

- à admettre la filtration dans un seul plan ;
- à prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan ;
- à supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul ;
- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogènes, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

V.2.3. La ligne de saturation :

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne de saturation pour estimer le dédit de fuite à travers le barrage, et à apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement dangereux le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple, étudié par KOZENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable. Ainsi elle partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau et le parement amont.

D'après KOZENY, c'est une parabole d'équation :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2Y_0}$$

$$Y_0 = \sqrt{H^2 + b^2} - b$$

b : épaisseur de la base du barrage diminuée des 7/10 de la projection horizontale de la partie mouillée du talus amont ;

X et Z : Coordonnées dans le plan (x,z) ;

H : Hauteur d'eau dans la retenue (m).

AN : b=29,6 m ; H=51,06 m

On trouve : $Y_0=29,42$ m

Les coordonnées X et Z qui définissent la parabole de KOZENY sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.04 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

X	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	29,6
Y	29,42	31,36	33,18	34,91	36,55	38,13	39,64	41,1	42,51	43,87	45,19	46,48	47,73	48,94	50,13	51,06

La parabole de base coupe la face aval du massif central en un point qui sera déterminé à partir de l'équation en coordonnées polaires de cette parabole.

$$a = \frac{\Delta l}{l + \Delta l} = f(\theta) \text{ Déterminé à partir de l'abaque CASAGRANDE en}$$

annexe 4

θ : angle au pied du noyau $\theta = 71^\circ$

On remarque que $30^\circ < \theta < 180^\circ$ donc : $l = Z_0 \frac{1-a}{1-\cos\theta}$

A partir de l'abaque de CASAGRANDE, on trouve :

$a = 0,28$ donc :

$$l = 31,41$$

Donc il vient : $\Delta l = \frac{al}{1-a}$

AN : $a = 0,28$, $l = 31,41\text{m}$

$$\Delta l = 12,22$$

Donc C sera situé sur le talus aval à la distance de:

$$d = l + \Delta l = 31,41 + 12,22 = 43,63$$

$$d = 42,63\text{m}$$

La ligne phréatique coupera le talus aval du noyau à la distance

$l = 31,41\text{m}$ à partir du point A.

V.2.4. Calcul du débit de fuite à travers le barrage :

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de DARCY traduite par l'expression suivante :

$$q = K \cdot i \cdot A$$

q : Débit de fuite en m^2/s ;

i : Gradient hydraulique adimensionnel ;

A : Longueur mouillée sur le parement aval du barrage en m ;

K : Coefficient de perméabilité du noyau (m/s).

Or dans le cas de l'écoulement parabolique, la section A est estimée par l'ordonnée Z de la ligne phréatique et le gradient hydraulique i par sa pente $\frac{dZ}{dY}$

$$; \quad q_{\text{bar}} = K \cdot Z \cdot \frac{dZ}{dY} \quad \text{cela nous donne : } q_{\text{bar}} = K \left(\sqrt{H^2 + b^2} - b \right)$$

AN: $K = 1,9 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$; $H = 51,06 \text{ m}$; $b = 29,6\text{m}$

On trouve: $q_{\text{bar}} = 5,59 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s/ml}$

CHAPITRE VI
ETUDE DE STABILITE

CHAPITRE 6 : ETUDE DE STABILITE

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influer d'une manière négative sur les économies locales.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

- Le glissement des talus ;
- L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicite moins sa fondation.

L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

Ici nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

VI.1) Stabilité des talus

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FELLENIUS, BISHOP, TAYLOR ...etc, nous utiliserons ici pour notre cas la méthode de FELLENIUS dite méthode suédoise car c'est la plus pessimiste.

Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

- Cas1 : Retenue au niveau normal ;
- Cas 2 : Vidange rapide.

VI.2) Méthode de FELLENIUS

Dans cette méthode, la masse réputée instable par rapport à la surface de glissement envisagée est fictivement découpée en « n » tranches verticales juxtaposées de faible épaisseur, chaque tranche « i » est soumise aux forces suivantes :

- Son poids propre W_i (sol et eau) ;
- Les forces de réaction du sol de composante T_i (tangentielle) et N_i (normale) ;
- Les efforts inter-tranches F_{i-1} et F_i s'appliquant sur les faces latérales.

Soit « l_i » la portion de cercle de glissement interceptée par la tranche d'ordre "i" que nous considérons.

Pour la résolution analytique des équations d'équilibre on suppose que les efforts inter-tranches qui s'appliquent sur les faces latérales s'équilibrent c'est à dire $F_i = F_{i+1}$.

Ces efforts sont considérés comme des forces internes par rapport au massif susceptible de glisser.

Etablissons le diagramme des forces agissant sur la tranche "i".

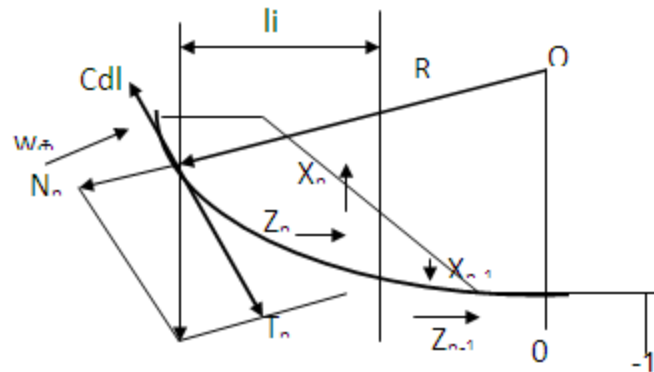


Figure VI : Schéma de calcul statique

La verticale menée du centre "O" du cercle de glissement passera au milieu de la première tranche; pour le talus aval, les tranches se trouvant à droite dans le sens du glissement sont numérotées négativement, celles de gauche positivement contrairement au talus amont.

L'effort normal résultant de l'action de la tranche sur la portion l_i se ramène à la composante normale de son poids W_i à laquelle se soustait l'action (éventuelle) de la pression interstitielle. La loi de COULOMB stipule dans ces conditions, qu'à la rupture la force de résistance au cisaillement s'exprime pour la tranche i sous la forme:

$$(T)_i^{\text{mobilisable}} = C l_i + (W_i \cos \alpha_i - U_i l_i) \tan \alpha_i$$

où:

Ci: Cohésion du sol à la surface de rupture;

α_i : Angle de frottement interne du même sol;

Ui: Pression interstitielle régnant à la base de la tranche;

Le terme **Cili** représente la part due à la cohésion

Le terme **(Wi Cos α_i – Uili) tg α_i** représente celle due au frottement

Wi Cos α_i composante verticale.

Compte tenu de la forme circulaire de la ligne de glissement, on écrit l'équilibre limite global en terme de moments résultants par rapport au centre "O" du cercle de rupture de rayon R.

$$\sum M^{\text{résistant}} = K_s \sum M^{\text{moteur}}$$

K: Coefficient de sécurité pour le cercle considéré,

$$\sum M^{\text{résistant}} = \sum_{i=1}^n R [C l_i + (W_i \cos \alpha_i - U_i l_i) \tan \alpha_i]$$

VI.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

VI.4.1. Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche, elle est donnée par la formule suivante :

$$G_i = b \sum (\gamma_i h_i)$$

Avec : G_i : poids propre de la tranche.

b : largeur d'une tranche ($b=0.1R$).

h_i : hauteurs des tranches.

γ_i : densité du massif correspondant (en dessous, au dessus de la ligne de saturation et des fondations).

VI.4.2. Force de pression interstitielle :

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

$$U_i = \gamma_w * h * dl$$

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

VI.4.3. Forces de cohésion :

$$F_c = C * dl$$

$$dl = \frac{2\pi * R * \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos \alpha}$$

Avec : θ : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

C : cohésion du sol considéré.

VI.4.4. forces de frottement :

$$F_f = (N_n - U_i dl) \tan \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i dl) \tan \varphi$$

Avec : φ : angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

VI.4.5. force sismique :

$$T'_n = a * G_i$$

Avec : G_i : poids de la tranche.

a : Coefficient de séisme.

Tableau N°VI.1 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,10 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales Avec séisme)	1.05 ÷ 1.10		1,05	

Notre barrage appartient à la classe III, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,20$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$

VI.3. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

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

$$R_1 = K_1 \cdot H_b.$$

$$R_2 = K_2 \cdot H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 55m$).

($K_1 - K_2$) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau N°VI.2 : les valeurs admissibles des coefficients de sécurité.

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	1,6	0,75	1,65	41,25	90,75
Aval	1,6	0,75	1,65	41,25	90,75

Le centre des rayons étant le point « B »

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.03 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		<u>Sans séisme</u> $K_{ss, adm} = 1,10 \div 1,15$	<u>Avec séisme</u> $K_{as, adm} = 1,05$
Fin de Construction	<u>Talus aval</u> $R_1=66,05m$ $R_2=57,71m$ $R_3= 69,24m$	1,49 1,57 1,83	1,22 1,27 1,39
	<u>Talus amont</u> $R_1= 67,03 m$ $R_2= 68,86 m$ $R_3= 74,57 m$	1,35 2,66 2,05	1,12 1,92 1,52
Fonctionnement Normal	<u>Talus aval</u> $R_1= 66,05 m$ $R_2= 57,71 m$ $R_3= 69,24 m$	1,32 3,34 2,64	4,42 4,64 1,91
Vidange Rapide.	<u>Talus amont</u> $R_1= 67,03 m$ $R_2= 68,86 m$ $R_3= 74,47 m$	1,37 1,92 1,30	1,08 1,24 1,06

Conclusion :

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles avec et sans séisme

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

CHAPITRE VII
ORGANISATION DE CHANTIER

Chapitre 7 : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction :

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne pas soit onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage de TARZOUT tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'oeuvre, choix des matériaux...etc.).
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions

VII.1 - 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 dans l'acte de construction.

VII.1.1 - Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

VII.1.2 - 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.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VII.1.3 - 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.2 - INSTALLATIONS DU CHANTIER

VII.2.1 - Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.2.2 - Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton. Les aciers doivent être stockés dans des endroits loins de la forte humidité (baraquements, hangars...).

VII.2.3 - Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.2.4 - Installations pour la préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

VII.3 - Ordre d'exécution des travaux :

- Installation du chantier;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Coupure et dérivation de l'oued
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;
- Coupure finale et mise en eau.

VII.3.1-Terrassement au niveau des installations de chantier :

a) Exécution des voies d'accès :

La desserte est composée de 2 routes principales et 4 pistes dérivées. Des ponts provisoires seront construits par des buses pour la traversée de l'oued des deux cotés de l'ouvrage (aval et amont). Ces buses seront posées et revêtues en béton.

b) Exécution des plates formes :

Les bureaux et les logements seront construits à une distance de 500m de l'axe du barrage en aval sur la rive droite. La superficie de l'emplacement s'élèvera à 25000m², ce qui donnera un volume approximatif de terrassement de 12500m³ (50cm d'excavation).

Il faut noter que les engins de terrassement des voix d'accès et des plates formes seront les mêmes, et ceci, pour des raisons économiques.

c) Détermination des engins nécessaires :

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur dont le rendement est :

$$R = \frac{G}{K_r K_t K_f} \text{ m}^3/\text{h}$$

Où :

G : capacité du godet.

K_r : coefficient de remplissage de godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

K_f : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{G}{K_t T} \text{ m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité de la benne du camion.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Le régalaage sera assuré au moyen d'un bulldozer de rendement :

$$R_b = \frac{G}{K_t T} \text{ m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité de la lame.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voix d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important. Comme le délai d'exécution étant relativement important il est nécessaire de faire appel à un autre bulldozer et ceci dans le but d'accélérer les travaux.

VII.3.2 -Dérivation provisoire :

Il est évident qu'il est plus avantageux de donner à la galerie de dérivation les dimensions voulues pour servir de galerie de vidange.

Le calcul doit se faire dans cette optique, ce qui conduira inévitablement à envisager les deux alternatives ci-après :

- Dérivation en une étape au moyen d'une galerie ;
- Dérivation en deux étapes avec canal à ciel ouvert et galerie.

Dérivation en une seule étape :

Selon cette solution, l'oued barré par un batardeau s'écoulerait sous pression dans la galerie de vidange. Ceci interdirait le démarrage des travaux d'exécution des alluvions graveleuses de l'oued de la digue avant l'achèvement de la galerie et le batardeau. De ce fait, la digue du batardeau serait forcée de reposer sur des fondations non préparées pour leur plus grande partie. L'étude de cette option n'a pas été conduite plus avant du fait des délais de construction qu'elle suscite.

Dérivation en deux étapes :

Compte tenu de ce qui précède, il est indispensable d'envisager la dérivation de l'oued selon les deux étapes ci-après qui permettent d'exécuter les autres travaux de fondation nécessaires pendant la construction de la galerie.

Première étape : Creusement d'un canal à ciel ouvert sur la rive droite et la construction d'un batardeau temporaire.

Deuxième étape : Construction de la galerie de dérivation et d'un batardeau permanent. La dérivation se fera donc pour un canal de 7m de largeur creusé dans l'appui droit .Elle se fera ensuite par une galerie circulaire de 5m de diamètre , le batardeau atteignant dans ce cas la côte 135,65.

a) Exécution du batardeau principal :

Les règles d'économie dictent l'utilisation des matériaux extraits des fouilles les plus voisines pour la construction des éléments de l'aménagement. Pour cela il est plus rationnel de concorder l'excavation de l'évacuateur de crues avec le remblayage de la digue du batardeau principal et ceci pour éviter une double manutention des déblais, donc les massifs de ce batardeau seront en colluvions, tandis que le masque amont (dispositifs d'étanchéité) sera en argile limoneuse disponible à l'amont du barrage.

b) Opération d'exécution du batardeau principale :

Les matériaux servant à la construction des massifs collationneuses proviennent des excavations de l'évacuateur de crues, tandis que l'écran d'étanchéité nécessite la préparation d'une carrière réservée à cet effet, les opérations d'exécution s'effectueront dans l'ordre suivant :

- Décapage de la couche de terre végétale.
- Aménagement des fosses de ceinture.
- Construction des routes d'accès et des rampes.
- Creusage et déplacement de terre utile.

Ces opérations seront suivies de la mise en places des terres dans le corps du batardeau, et qui à son tour s'effectuera dans l'ordre suivant :

- Déchargement des terres dans la zone considérée.
- Réglage des terres déchargées.
- Humectage des terres jusqu'à la teneur en eau optimale.
- Compactage des terres par couches successives.

N.B : les couches de remblayage doivent se succéder dans l'ordre suivant :

- Massif aval
- Ecran d'étanchéité
- Massif amont

c) Exécution du massif du batardeau :

Etant donné que les matériaux extraits des déblais de l'évacuateur de crue sont très suffisants pour la construction des massifs du batardeau.

On utilise dans ce cas pour le chargement un chargeur et pour le transport des camions à benne.

d) Exécution du remblai des massifs :

- Un bulldozer est capable de procéder au régalage des terres.
- Un camion citerne :

Un camion citerne de 10m³ muni d'une pompe pour le remplissage et un arroseur pour l'humectation est nécessaire pour accomplir cette tâche.

Le volume d'eau nécessaire pour l'humectation d'un mètre cube de terre est déterminé par la formule suivante :

$$q = \frac{W_0 - W_n}{\rho_m} \quad \text{—}$$

Où : W_0 : Humidité optimale demandée.

W_n : Humidité naturelle de sol.

W_p : Perte d'humidité au cours de transport.

ρ_m : Densité humide de sol.

ρ_e : Densité d'eau utilisée pour l'humectage.

Le volume total d'humectage : $Q = q \cdot V_m$

Avec V_m : volume total des massifs.

- Un compacteur (rouleau a pieds de mouton) :

Pour le compactage ces matériaux on a besoin d'un compacteur dont le rendement est :

$$R = \frac{V \cdot B \cdot C}{N \cdot K_t} \quad \text{—}$$

Où : V : Vitesse du compacteur en service.

B : Largeur du compacteur.

C : Epaisseur de la couche à scarifier

h_c : Epaisseur de la couche à compacter.

K_t : coefficient d'utilisation du temps.

N : Nombre de passage du rouleau sur une bande.

e) Extraction des terres dans la carrière :

Le choix de l'excavation dépend essentiellement de l'importance du volume à extraire et de l'état dans lequel se trouvent les matériaux.

Dans notre cas on opte pour une pelle a butte dont la capacité du godet est de l'ordre 0,65 à 2m³. Un godet de 1m³ est adopté.

Le rendement de l'excavateur est :

$$R_p = \frac{g \cdot n \cdot K_r \cdot K_t \cdot K_f}{T} \quad \text{—} \quad \text{m}^3/\text{h.}$$

Où ; g : capacité du godet de l'excavation.

n : Nombre de cycle pendant une heure de travail, $n = 3600/T$

Avec : T durée d'un cycle égale à 30secondes.

K_r : coefficient de remplissage du godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps.

K_f : coefficient de foisonnement des terres.

VII.3.3 - Percement de la galerie de dérivation :

Généralement l'excavation des roches dures s'exécute au moyen des explosifs, et ceci dans le but de respecter une cadence déterminée, et d'éviter les excavations longues et difficilement réalisables. Il est donc plus judicieux d'utiliser ce moyen efficace pour le percement des galeries souterraines tout en prenant soin de ne pas affecter la structure des zones avoisinantes, et d'éviter dans la mesure du possible tout accident imprévu.

a) Quantité des travaux :

$S_u = 25 \text{ m}^2$ (section unitaire).

$L = 265 \text{ m}$ (longueur de la galerie).

$V = 6625 \text{ m}^3$ (volume des excavations de la galerie).

L'excavation de la galerie de dérivation sera exécutée d'une part à partir de l'amont, et d'autre part à partir de l'aval et ceci dans le but de minimiser au maximum le délai d'exécution de la galerie compte tenu de son importance. Le type d'excavation sera de pleine section.

b) Définitions des engins nécessaires :

- Un chargeur à pneus.
- Un camion benne.
- Perforatrice à chenille.
- Ventilateur.

VII.3.4 - Percement du puits vertical (La prise d'eau) :

Après l'excavation de la galerie de dérivation, on procédera à l'excavation du puits vertical de la prise d'eau du haut vers le bas, pour exécuter un puits de (4m²) environ pour servir comme puits d'évacuation de déblais. L'élargissement du puits sera effectué à partir du haut et sera commencée à partir du point de l'entrée d'eau. Les déblais seront déchargés dans la galerie de dérivation, à l'aide d'une mini-pelle hydraulique et seront chargés et transportés à l'aide d'un chargeur et des camions bennes respectivement.

Matériel mis en place :

- perforatrice.
- mini pelle hydraulique.
- chargeur.
- camions bennes.
- grue portique.

VII.3.5 - Exécution des fouilles à ciel ouvert :

a- fouille de l'évacuateur de crue :

Elle est constituée des calcaires recouverts des colluvions. Elle sera exécutée au moyen d'explosifs, il faut tout d'abord perforer la roche au moyen de perforatrices à chenille et ensuite introduire la dynamite dans les trous perforés, après l'explosion la roche sera chargée sur des camions à benne au moyen des chargeurs à pneus et transportées jusqu'aux remblais du batardeau en premier lieu et aux dépôts de décharge.

Le volume total des excavations s'élève à 81000m³.

b- fouille de l'assise du barrage :

Compte tenu de l'hétérogénéité des alluvions constituant la fondation du barrage, et afin d'assurer la stabilité de ce dernier sous les conditions sismiques.

Il est recommandé que les alluvions dont la quantité est de l'ordre de 230000m³ soient enlevées dans la zone qui est située sous la partie centrale du barrage.

Puisque l'excavation se fait au dessous du niveau d'eau souterraine, il y a lieu d'abord d'exécuter plusieurs fosses sur le lieu d'excavation pour capter les eaux souterraines qui seront évacuées à l'extérieur à l'aide de pompes immergées.

c) Définitions des engins nécessaires :

- Excavateur (pelle hydraulique à chenille).
- Un camion benne.
- Perforatrice à chenille.
- Pompes immergées.

VII.3.6 - Exécution de la digue :

Le remblayage des différentes zones de la digue sera exécuté avec les matériaux prévenant des diverses zones d'emprunt se trouvant à des distances relativement acceptables. Ces matériaux doivent répondre aux exigences du projet d'étude du point de vue granulométrie, perméabilité, propriété,... etc.

Pour l'excavation des matériaux on pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

Compte tenu de l'importance du volume à extraire, il est plus rationnel de diviser la carrière en bandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

Définitions des engins nécessaires :

- Pelle a butte
- Camion benne
- Bulldozer

a- Exécution du remblai de la digue :

Avant de commencer le terrassement du remblai, un remblai d'essai sera prévu. Le remblai d'essai a pour objet de déterminer l'épaisseur des couches à compacter, le nombre de passes de rouleaux et le type des rouleaux à utiliser. Etant donné que la digue est composée de différentes zones, il y a lieu de respecter l'ordre de mise en place des matériaux respectifs.

Mise en place des terres dans le corps de la digue :

Une fois la fondation de la digue préparée, on procède à la mise en place des terres dans le corps de la digue. Cette opération consiste à l'épandage (régilage) des matériaux du remblai, suivi d'un nivellement, humectation puis compactage jusqu'à l'obtention du degré de compactage exigé par le projet. Avant la mise en place de la couche suivante on prévoit la scarification de la surface exécutée.

Technologie d'exécution des différentes opérations :

1- Déchargement :

Le déchargement doit s'effectuer régulièrement en respectant la distance entre deux déchargements successifs et ceci pour faciliter leur régilage.

2- Régilage des terres :

Le régilage sera assuré par un bulldozer.

3- Humectage des terres :

L'humectage se fera au moyen d'un camion citerne.

4- Compactage :

Le compactage des matériaux sera assuré par un compacteur aux rouleaux lisses avec vibration.

b- Exécution des travaux de carrier des filtres et drains :

Le lit de la rivière représente une zone d'emprunt adéquate pour l'extraction des matériaux de transition. L'extraction des matériaux se fera à l'aide d'une pelle rétro hydraulique, et qui assurera leur chargement dans un camion benne qui a son tour assurera leur transport jusqu'à la centrale de concassage pour la fabrication des différents matériaux dont la granulométrie est exigée par le projet d'étude.

Matériel nécessaire :

- bulldozer
- pelle hydraulique.
- camion benne.

Mise en place des filtres et drains :

Elle est également identique au massifs de la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux.

c- Enrochement de protection des paramètres :

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'air libre et à l'eau. Ces matériaux proviennent d'une carrière se trouvant à 10km de l'axe de l'ouvrage, et dont la granulométrie sera conforme aux limites indiquées dans le projet.

Les enrochements sont simplement déversés par des camions et régalez ensuite à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs, cette opération se répète au fur et à mesure de la montée du remblai et ce tous les 3m.

N.B/ La même pelle mécanique sera utilisée pour le nivellement des talus.

VII.3.7 - Exécution des travaux de bétonnage :

a- Généralités :

Les travaux de bétonnage représentent généralement un élément très important lors de l'exécution du barrage, car la plupart des ouvrages nécessitent des quantités énormes de ce matériau. Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projecteur. Il faut rappeler que seules quelques gâchées d'essai et la confection d'éprouvettes permettront d'ajuster au mieux la composition à adopter définitivement en fonction des qualités souhaitées et des matériaux effectivement utilisées.

Nous nous fixerons au calcul de la composition du béton B40, dont la résistance moyenne est de 300 bars, et ceci à titre d'exemple.

b- Composition du béton :

- Affaissement 7 cm.
- Résistance moyenne spécifiée 300 bars.

On suppose que les granulats sont assez secs mais présentent quant même une certaine humidité et l'on trouve :

- Eaux	140 l
- Ciment classe 325	340 kg/m ³
- Sable 0/5 mm	455 l
- Gravier 5/25 mm	360 l

- Cailloux 20/40 mm

498 l

c- Intensité de bétonnage :

L'intensité des travaux de bétonnage est déterminée d'après l'expression suivante :

$$I_b = \frac{V_b}{T_b \cdot t \cdot t_e \cdot C}$$

Où :

V_b : Volume total des travaux de béton, 24635 m³.

T_b : Durée provisoire prise pour les travaux de bétonnage en mois et qu'on estime à 10 mois.

t : Nombre de journées de travail par mois, 25 jours.

t_e : Durée de travail d'une équipe, 8 heures.

C : Nombre d'équipe par jour, 2 équipes.

D'où **T_b=10m³/h**

Le rendement de la centrale à béton à adopter dépend de la valeur de I_b ainsi calculée, il doit être égale à :

$$R_c \geq 1,1. I_b = 1,1.10 = 11 \text{ m}^3/\text{h}$$

Cette valeur présupposée tout fois un bétonnage régulier pendant toute la durée ainsi estimée.

Or il est très probable que cette condition soit remplie dans toutes les circonstances en pratique compte tenu des interruption de travail involontaires, épuisement du stock du ciment, conditions climatiques défavorable, etc.... donc l'augmentation du rendement nécessaire de 2 fois est par conséquent justifié. On adopte, enfin une centrale à béton dont le rendement est de 25m³/h.

Mise en place du matériel :

- central à béton
- équipement d'alimentation en ciment
- silos à ciment de 200 t
- chargeur à pneus
- camions citernes à ciment.

La centrale à béton sera installée en combinaison avec la centrale de concassage à une distance d'environ de 2 km à partir de l'axe du barrage en amont à une cote 137m correspondante à la cote du batardeau. Le béton frais mélangé à la centrale sera transporté jusqu'aux pieds d'oeuvre le plus éloigné en moins de 30 minutes de temps qui, se traduit par la capacité de transport de X m³/h au plus.

$$N = \frac{Y}{2} \text{ Camions malaxeur.}$$

Y : représente la capacité du camion malaxeur.

2 : représente le nombre de voyage par heure.

d- L'extraction et la fabrication des granulats pour béton et filtres pour les remblais de la digue :

La centrale de concassage qui fabrique les agrégats et les filtres sera installée sur l'emplacement se situant à une distance de 2km de l'axe du barrage. Les matériaux en provenance du lit de l'oued seront concassés classifiés et stockés suivant leur granulométrie pour qu'ils ne soient pas épuisés pendant les travaux de bétonnage et de remblayage.

Mise en place du matériel :

- 1- centrale de concassage
- 2- pelle hydraulique
- 3- bulldozer
- 4- camions benne

VII.4 - Planification :

VII.4.1 - Définition :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.
-

VII.4.2 - Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

a) Méthodes basées sur le réseau

a-1- Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➤ Réseau à flèches

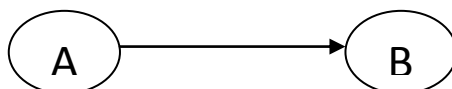
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

➤ Réseau à noeuds :

L'opération est représentée par un noeud et la succession des opérations par des flèches.
L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.



a-2- Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- ❖ Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

❖ détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

❖ Construction des graphes partiels :

❖ Regroupement des graphes partiels :

❖ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage :

❖ Construction du réseau.

❖

a-3- Différentes méthodes basées sur le réseau :

Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):

C'est une méthode basée sur le réseau à noeuds et développe trois (3) relations à savoir :

Commencement de l'opération (A) et (B) ;

Finition de l'opération (A) et commencement de (B).

Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

b) Méthodes basées sur le graphique :

Méthode linéaire (ligne of balance technic)

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

Méthode à barres

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

VII.4.3 - Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend les 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.

- 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.

- Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

➤ **Les paramètres de la méthode C.P.M :**

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP + TR} \end{array} \right.$$

➤ **Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante:

$$\mathbf{C.C \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\Sigma TR_{cc} = D.T.P} \end{array} \right.}$$

➤ **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 :

$T = \frac{Q}{n \cdot N}$

avec :

n = Nombre d'équipes

N = Rendement

Q = Quantité de travail

VII.4.4 - 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).

c) 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).

Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'oeuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action de l'entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- ❖ le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- ❖ Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- ❖ Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.4.5 - Matériel et personnel nécessaire :

1- Matériel nécessaire :

Les différents engins nécessaires au chantier peuvent dans certains cas travailler simultanément, et dans d'autres d'une opération à une autre, et ceci selon le planning d'exécution des travaux.

Ci-joint liste du matériel nécessaire à cette opération :

- bulldozer
- chargeur (à pneus et à chenilles)
- camion benne
- perforatrice
- pelle hydraulique
- pompe immergée
- camion citerne
- compacteur lisse
- grue à portique
- camion malaxeur
- foreuse rotative



Figure VII.1: Pelle hydraulique équipée en rétro



Figure VII.2: Le chargeur



Figure VII.3: Compacteur a rouleau lisse.

Figure VII.4: Compacteur à pied.



Figure VII.5: Scraper



Figure VII.6: Bulldozer

2- Personnel nécessaire :

Le nombre du personnel nécessaire au chantier varie d'une période à une autre, lors d'une période critique, le chantier peut avoir un personnel de pointe, et dans une autre un nombre important n'est plus util.

Ci-joint liste des personelles nécessaire à cette opération :

- contre maître
- opérateur

- chauffeur
- ouvrier
- ferrailleur
- grutier
- soudeur
- coffreur
- bétonnier.

VII.5 Primavera systems, inc. Présentation :

Avec Primavera systems, inc il vous est possible de créer un plan de travail pour le projet, avec de tâches et des échéances basées sur SDP (Structure de Découpage du Projet). Les membres du projet rapportent leurs heures et le statut d'avancement des tâches qui leur sont attribuées directement dans le projet. Il vous est ainsi possible d'avoir, en un coup d'œil rapide, une vue d'ensemble sur le déroulement du projet par rapport au plan. Importer des données depuis MS Project fonctionne aussi très bien.

Grâce au gestionnaire de points en cours de traitement, vous pouvez gérer toutes les modifications et les rapports d'erreur qui interviennent pendant le déroulement du projet. Cela vous permet de voir tout ce qui doit être fait, et vous permet aussi de hiérarchiser et répartir les points en cours de traitement entre les ressources. Rien ne passe à la trappe, et rien n'est oublié. De là, vous pouvez ensuite suivre le statut des points assignés.

Primavera toujours présent sur les grands chantiers internationaux pour lesquels il est devenu la référence, les outils qu'il propose sont à la hauteur. Dans son approche, il privilégie la fonctionnalité qui apportera un "plus" à l'utilisateur.

Après une approche gestion de projets classique (monoprojet), PRIMAVERA s'attaque maintenant au domaine de la gestion par projets (multiprojets d'entreprise) à travers un concept appelé PRIMAVERA PROSPECTIVE qui va permettre dans une organisation matricielle Projet / métier de doter l'entreprise d'un outil de contrôle souple, adapté et puissant.

Aussi appelé P3, ce logiciel est le fer de lance de la gamme primavera.

Ses fonctionnalités les plus caractéristiques sont :

- Fonctionne sur une base de données
- Véritable Multiprojets
- Multi-utilisateurs au niveau projet
- Organisation du planning sur dictionnaires
- Comparaison planning initial
- Ressources à affectation variable et disponibilité variable

VII.5.1 PRÉSENTATION DE QUALITÉ DE VOS PLANS DE PROJETS

- Personnaliser les bordures de plan avec des en-têtes et pieds de page, incluant vos logos et références.
- Montrer uniquement les parties pertinentes du plan en affichant ou non les différents éléments du diagramme à barres, tel que la marge, le chemin critique, les congés, les liaisons, etc.

- Souligner l'information importante en ajoutant des annotations telles que du texte, des images, et des couleurs
- Contrôler totalement vos impressions.

II.6.6 Planification :

Définition :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

Délai de construction et programme des travaux :

- Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches.
- Le déroulement du travail dans un ordre correct, c'est-à-dire, une bonne succession des opérations.
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : symboles des opérations.

Travaux	Opérations	Duré (mois)
---------	------------	-------------

Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	1
Pré batardeau	C	1
Tunnel de dérivation	D	2
Batardeau	E	2
Excavation du barrage	F	3
Recharges du barrage	G	9
Excavation de l'évacuateur de crue	H	2
Construction de l'évacuateur de crue	I	5
Bassin d'amortissement d'E.C	J	1
Puits des vannes	K	1
Embouchure vidange	L	1
Prise d'eau et conduite	M	2
Travaux de finition	N	2

II.6.7 Détermination du chemin critique :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau n° VII-02 : Détermination des chemins critiques.

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	2	0	2	0	2	0
B	1	2	3	2	3	0
C	1	3	4	6	7	3
D	2	3	5	3	5	0
E	2	4	6	7	9	3
F	3	13	16	13	16	0
G	9	16	25	16	25	0
H	2	5	7	5	7	0
I	5	7	12	7	12	0
J	1	12	13	12	13	0
K	1	6	7	9	10	3
L	1	7	8	10	11	3
M	2	8	10	11	13	3
N	2	25	27	25	27	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à 27 mois.

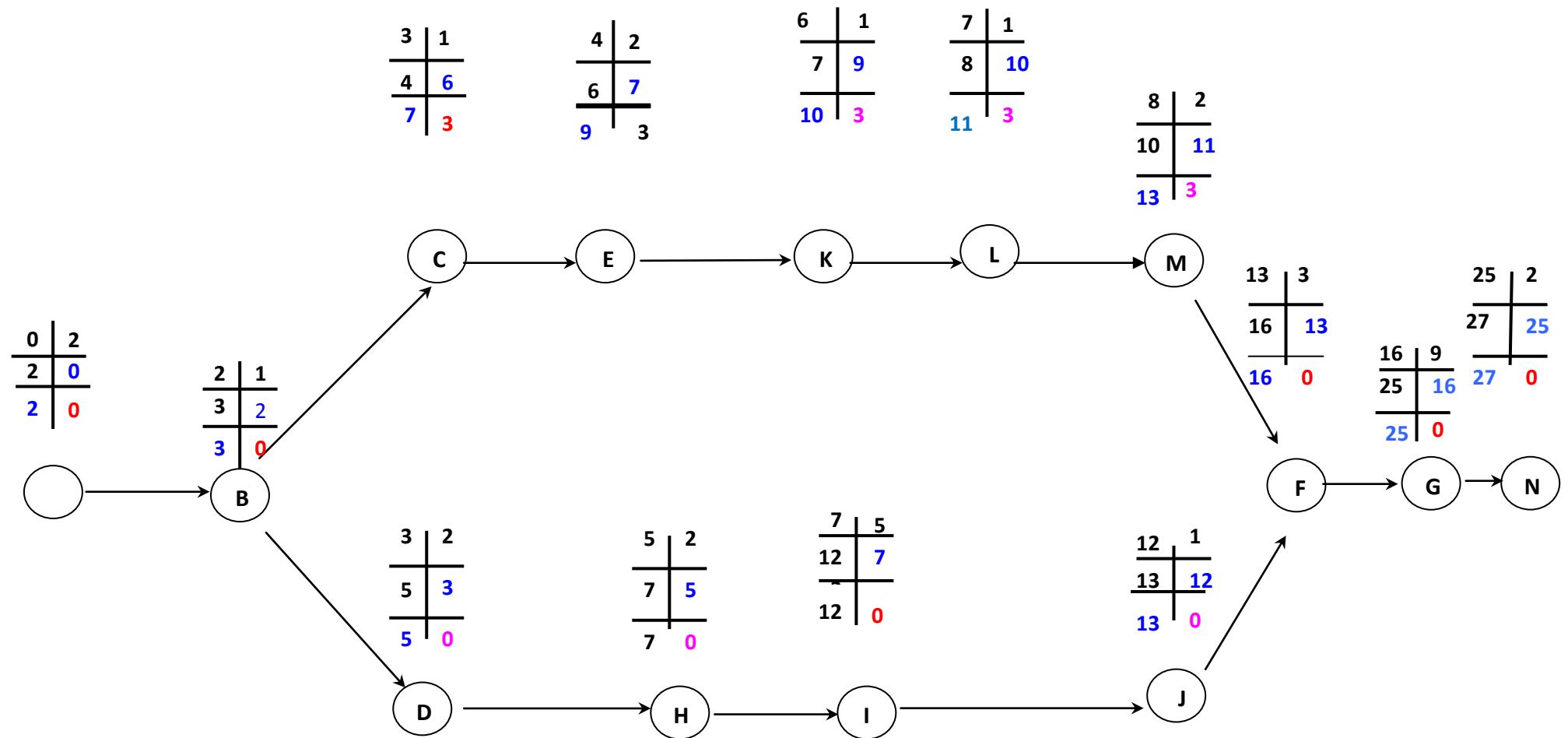


Figure (VII.8) : Réseau à nœud.

Tableau n° VII-03 : programme des travaux pour la réalisation de la retenue de Tarzout

TRAVAUX		CALENDRIER											
		1 ^{ère} année				2 ^{ème} année				3 ^{ème} année			
		T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4
Travaux routiers	Ordre de déroulement des travaux	2											
Installation de chantier			1										
Pré batardeau				1									
Tunnel de dérivation				1	1								
Batardeau					3								
Excavation du barrage						3							
Recharges du barrage							9						
Excavation de l'évacuateur de crue				2									
Construction de l'évacuateur de crue					5								
Bassin d'amortissement de E.C						1							
Puits des vannes				1									
Embouchure vidange					1								
Prise d'eau et conduite					3								
Travaux de finition										2			

Conclusion :

Organiser le barrage de TARZOUT en déterminant et coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour sa construction.

Tel est l'objet de ce chapitre, malgré les problèmes auxquels nous nous sommes heurtés nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier.

Le planning de construction du barrage est représenté par un diagramme à barres. Les remarques complémentaires suivantes sont nécessaires pour une explication plus précise :

- Un certain nombre de travaux préparatoires doit être effectué avant les travaux de construction du barrage. Il s'agit essentiellement de la construction des routes d'accès vers les sites de construction et les zones d'emprunt, de la cité de l'Entrepreneur et du Maître de l'Ouvrage, des batardeaux de la 1ère Phase de contrôle de l'oued.

- La réalisation de ces travaux préparatoires nécessitera 1 an.

- La durée de construction propre au barrage .

- Cette durée est à considérer comme maximum absolu. Dans le cas où, principalement lors de la construction du barrage en terre, on devrait utiliser des techniques laborieuses, en renonçant partiellement à de gros engins, pour favoriser l'emploi local.

- Pour assurer le réalisme du programme et sa cohérence générale, le planning indiquent les cadences moyennes des travaux de génie civil.

CHAPITRE VIII
PROTECTION ET SECURITE DE
TRAVAIL

Chapitre 8 : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Introduction :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

VIII.1 Comité de sécurité :

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

VIII.2 Instructions structurelles sur la sécurité :

VIII.2.1 Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

VIII.2.2 Instructions à donner au Chef d'équipe :

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

- **Réunion matinale en matière de sécurité :**

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

- **Mise en ordre du chantier :**

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

VIII.3 Contrôle et entretien du matériel :

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultats sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordages, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectué et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

L'installation, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporté les charges et les efforts auxquels ils sont soumis.

En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvres sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

VIII.4 Organisation du service de la sécurité d'ouvrage :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

VIII.5 Principes fonctions du service de sécurité :

a) Etudes :

- Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire.
- Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

VIII.6 Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

a) Causes humaines :

Ces causes peuvent 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 :

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

VIII.7.1 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.7.2 Actions dangereuses :

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.7.3 Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être établis 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 celle fixée.
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.

Remarque :

Dans notre cas puisque la galerie n'est pas visitable, on a pas besoin de calculer le débit d'air ni l'éclairage dans cette dernière.

Conclusion :

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de palier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce travail, nous ne pouvons que souligner une fois de plus l'intérêt de l'étude de toutes les variantes susceptibles d'être projetées au droit d'un site de barrage à travers différentes considérations tant bien d'ordre technique qu' économique, permettant ainsi à l'ingénieur de dégager de manière rationnelle la variante la plus adéquate remplissant éventuellement les exigences du projet.

En outre, ce travail nous a permis de mettre en pratique clairement nos connaissances déjà acquises relatives à son exécution notamment l'estimation du volume des travaux ; la prévision des crues de projet et celles du chantier; la conception détaillée de l'ouvrage suivie des calculs d'infiltration et de stabilité ainsi qu'une partie relative au volet protection et sécurité de travail sur le chantier afin de circonscrire totalement ou du moins réduire de manière significative la fréquence trop élevée des accidents pendant le travail.

En définitive, pour la suite du projet nous retenons après des études technico-économiques comme variante pour le barrage de TARZOUT celle de la digue en enrochements avec un noyau centrale argileux pour assurer l'étanchéité de l'ouvrage.

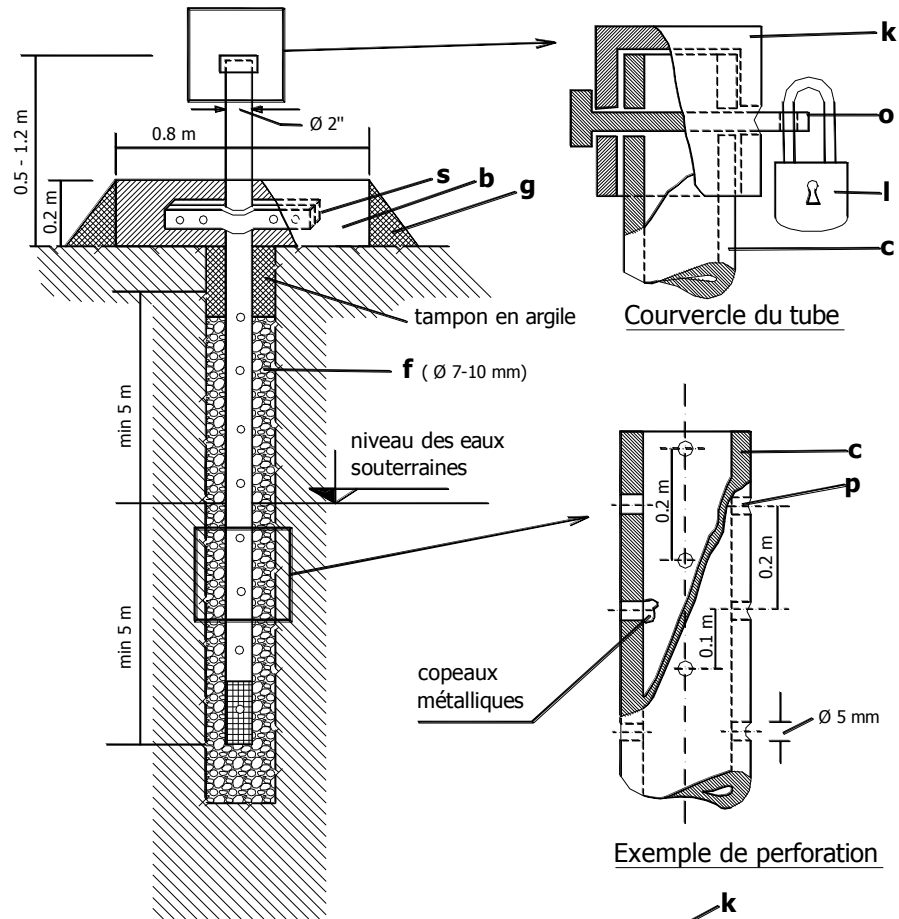
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

1. ARMANDO LENCASTRE. (2002) : Hydraulique générale.
2. BELOKONEV, E . (1981) : BARRAGE EN MATERIAUX LOCAUX .
3. CFGB : Barrages et développement durable en France. MEDD. France.
Septembre 2003
4. CIGB , (1994) : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95.
5. CIGB, (1986) : Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53.
6. DUNGLAS, M . Cours d'ouvrage d'art, Les barrage (1 er et 2eme partie)
7. GAUTHIER, VILLARS. (1953) : Les barrage en terre compactée, Pratique Américaines.
8. GERARD DEGOUTTE (1997): Petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France.
9. HASSANE, M (1998) : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida.
10. Michel CARLIER (1972) : Hydraulique générale et appliquée. Edition Eyrolles. Paris.
11. Ouvrage hydrotechniques méarents du projecteur (en russe) Moscou STROÏZDAT .1983
12. TOUAIBIA, B et B. BENLAOUKLI. (2004) : introduction au dimensionnement des retenus collinaires. ENSH Blida.
13. Techniques des barrages en aménagement rural.
14. TOUAIBIA, B (2004) : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.
15. VOLKOV, V . (1986) : GUIDE DE LA THESE DE FIN D'ETUDE. ENSH Blida.

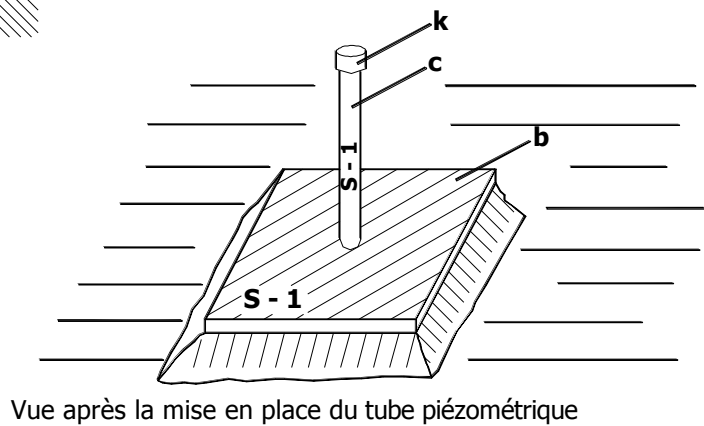
ANNEXES

ANNEXE 1 : EXEMPLE DE LA MISE EN PLACE DES TUBES PIEZOMETRIQUE

EXEMPLE DE LA MISE EN PLACE DES TUBES PIEZOMETRIQUES

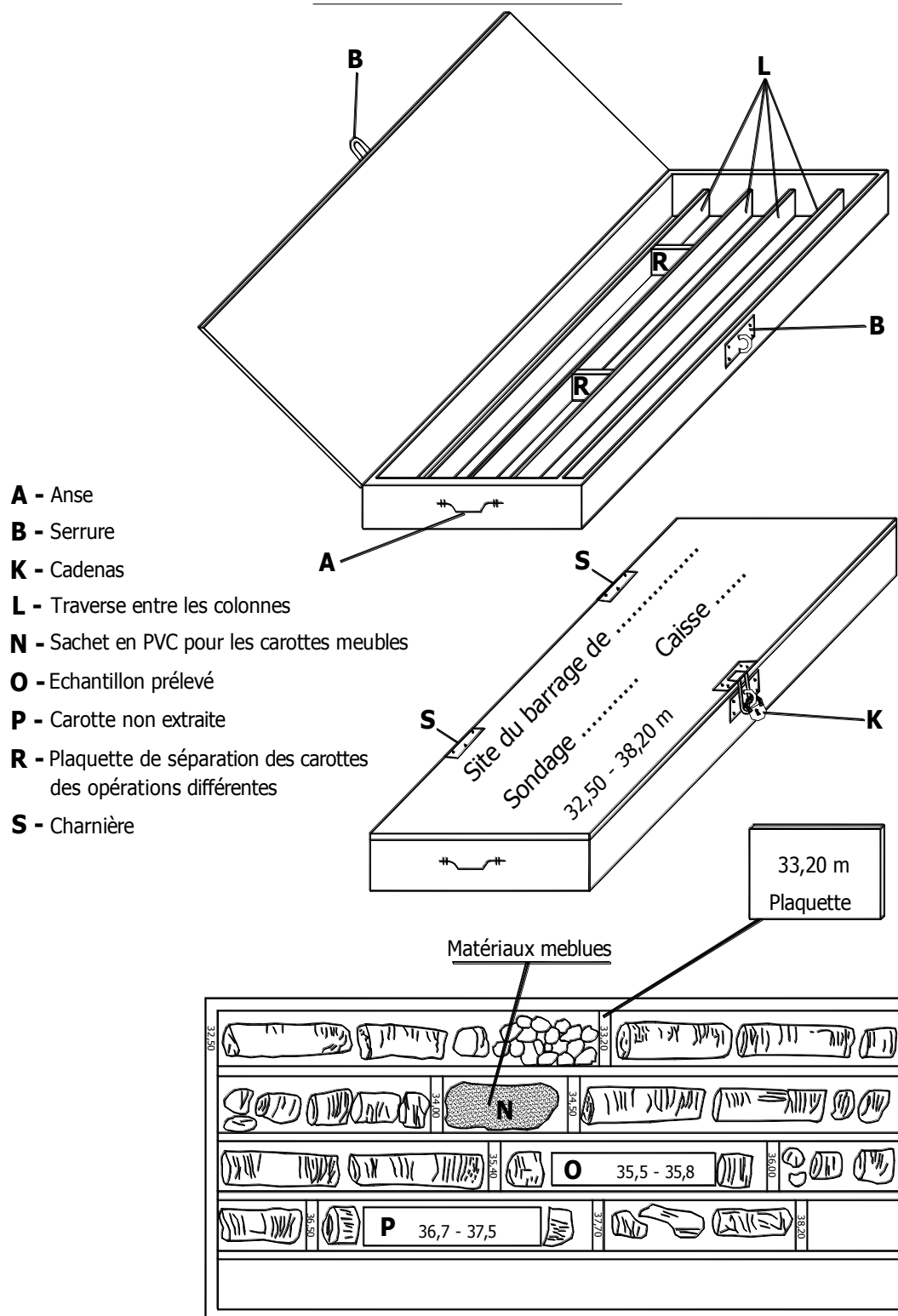


- k** - Couvercle
- o** - Ancre
- l** - Cadenas
- c** - Tube piézométrique
- s** - Collier
- b** - Dalle en béton
- f** - Filtre de gravier
- g** - Tampon en argile
- p** - Perforation



ANNEXE 3 : Caisse à carotte

CAISSE A CAROTTE



Annexe N°4 .01 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles (mm).

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1953/54	11,5	126,4	6,3	46,8	125,2	178,0	77,5	288,4	16,5	7,6	0,0	0,0	884,2
1954/55	0,0	23,1	27,1	69,7	259,1	88,5	80,0	76,3	0,0	33,6	8,5	2,5	493,8
1955/56	0,0	42,8	30,8	53,5	99,7	215,0	20,3	3,5	3,5	0,0	0,0	0,0	469,1
1956/57	11,5	70,6	46,4	37,7	65,2	0,0	36,3	83,4	23,7	25,4	0,0	0,0	400,2
1957/58	5,0	106,5	186,0	205,5	210,5	32,0	33,33	86,33	0,5	6,0	2,5	0,0	861,06
1958/59	0,0	123,5	196,5	89,0	43,5	87,8	42,33	30,33	85,0	28,5	0,0	1,0	697,06
1959/60	66,5	83,5	106,4	83,0	83,0	42,0	59,33	42,33	30,0	3,5	0,3	0,3	554,86
1960/61	9,0	5,5	15,0	124,5	202,0	0,0	22,83	48,83	2,5	28,0	3,0	0,5	400,06
1961/62	2,0	36,5	105,3	34,0	54,0	212,0	114,83	63,33	14,2	53,5	0,0	0,0	654,86
1962/63	0,0	8,0	151,0	71,8	83,0	141,5	37,33	34,33	81,0	10,5	0,5	0,0	575,86
1963/64	27,1	16,0	47,0	249,4	96,2	74,4	81,23	119,93	0,2	14,8	0,0	0,4	696,26
1964/65	0,0	79,6	45,7	109,5	173,0	60,6	41,63	102,63	0,2	13,5	0,0	0,0	584,06
1965/66	3,2	54,7	32,3	55,6	27,0	0,2	71,03	58,93	80,7	4,7	0,0	0,0	318,06
1966/67	28,2	130,1	81,1	12,9	32,9	72,6	25,03	237,03	13,5	33,2	0,0	3,4	632,86
1967/68	9,7	96,4	87,7	297,5	11,6	69,3	81,53	61,73	139,3	0,2	0,0	0,0	839,66
1968/69	4,0	0,0	58,6	123,9	49,2	56,9	60,03	100,33	35,0	23,1	0,0	0,0	455,26
1969/70	26,8	323,0	41,5	179,2	76,5	1,0	66,73	72,53	33,7	5,0	0,0	0,0	860,76
1970/71	3,0	121,3	0,0	130,6	188,3	15,6	105,43	61,73	115,7	3,5	4,3	0,0	545,96
1971/72	48,5	48,0	177,5	110,2	220,2	96,5	220,33	102,83	103,0	17,3	0,0	0,2	881,56
1972/73	173,7	94,0	28,2	86,5	137,5	111,0	88,33	28,83	0,0	27,5	2,0	1,0	596,46
1973/74	90,4	50,8	9,4	191,4	12,6	123,4	185,7	126,9	0,3	6,8	0,0	0,0	797,7
1974/75	30,4	149,6	39,3	1,1	32,8	26,6	162,7	46,0	33,5	4,3	0,0	5,5	531,8
1975/76	1,4	1,8	167,2	65,9	58,5	211,9	11,0	81,3	55,7	8,4	0,0	2,5	665,6
1976/77	12,5	109,3	28,0	49,0	73,3	3,3	28,7	21,6	89,7	0,0	0,0	1,9	417,3
1977/78	11,7	8,3	114,2	49,9	67,9	17,5	46,7	89,3	35,8	0,0	0,0	0,0	441,3
1978/79	0,0	209,5	65,3	52,0	30,4	236,7	122,7	54,7	4,3	0,0	0,0	0,0	471,9
1979/80	86,6	22,9	53,4	128,3	111,4	44,1	73,9	19,5	18,5	0,0	0,0	0,0	558,6
1980/81	6,0	14,0	19,0	244,7	46,5	73,4	46,2	89,1	10,0	6,5	0,0	1,5	579,3
1981/82	5,5	0,0	0,0	39,0	39,5	82,5	27,0	18,0	21,5	0,0	0,5	0,4	385,2

1982/83	22,7	65,7	146,4	79,4	0,0	89,6	18,5	3,3	2,3	0,0	0,0	13,0	494,5
1983/84	0,0	4,7	64,2	55,6	59,4	49,4	39,7	8,5	103,6	5,1	0,0	0,4	433,6
1984/85	6,3	64,3	16,0	88,4	76,1	20,2	129,8	18,7	77,8	0,0	0,0	0,0	584,9
1985/86	2,2	69,4	119,3	58,2	84,1	63,8	88,5	11,2	1,0	1,9	11,3	0,0	523,4
1986/87	48,1	28,9	100,1	111,8	27,5	249,4	14,4	2,7	20,2	2,7	0,0	5,1	610,9
1987/88	0,0	8,4	56,7	53,9	125,8	22,4	53,8	25,5	77,2	5,4	0,0	0,0	429,1
1988/89	21,3	9,6	64,4	231,6	10,0	12,7	130,5	71,7	0,4	26,7	0,0	0,0	578,9
1989/90	13,9	2,7	40,9	23,0	35,6	0,0	41,0	25,0	51,1	0,0	0,0	0,0	233,2
1990/91	0,0	112,8	73,3	100,4	93,7	106,6	147,9	14,4	29,2	29,0	0,0	0,0	707,3
1991/92	0,0	110,0	79,7	14,2	143,5	26,8	136,9	47,3	31,7	30,7	5,9	0,0	626,7
1992/93	0,0	51,8	53,0	62,7	10,5	69,9	11,7	58,2	23,4	0,0	0,0	0,4	341,6
1993/94	13,6	28,0	29,5	18,8	41,2	81,0	3,8	33,8	13,0	0,0	0,0	0,0	262,7
1994/95	30,7	70,3	24,7	47,9	82,2	52,7	100,6	12,9	0,0	1,7	0,0	26,5	450,2
1995/96	57,2	2,4	43,9	23,7	44,9	106,1	64,2	73,6	31,0	0,0	14,9	0,0	461,9
1996/97	25,5	16,1	11,7	33,9	41,6	12,2	0,0	150,2	6,9	0,0	0,0	11,7	309,8
1997/98	31,2	50,6	127,3	46,0	14,7	35,1	29,1	57,6	69,3	0,0	0,0	2,2	463,1
1998/99	12,3	29,0	26,5	24,7	199,5	91,5	56,5	3,2	0,0	0,0	0,0	0,0	443,2
1999/00	30,6	15,4	94,8	260,2	28,1	0,0	7,3	19,3	27,7	0,0	0,0	0,0	483,4
2000/01	37,5	137,9	60,4	25,1	65,9	33,0	0,0	25,5	17,8	0,0	0,0	0,0	403,1
2001/02	6,2	0,0	296,5	30,6	37,5	2,2	62,9	39,4	42,3	0,0	0,0	0,0	517,6
2002/03	0	15,6	71,4	12,4	117,6	61,4	13,4	40,1	30,7	0	0	0	362,6
2003/04	0	29,9	66	60,8	32,4	58,6	37,2	34,2	24,6	7,8	0	0	351,5
2004/05	0	31,7	63,3	105,5	7,6	133,3	38,3	1,2	0	0	0	0	380,9
2005/06	48,1	24,9	99,9	136,2	126,4	110,8	8,8	6,4	131,8	18,6	0	0	711,9
2006/07	11,6	0	3,2	188	19,5	50,1	72,2	129	8,4	0	0	0	482
2007/08	28,3	75,4	213,9	23,2	14,4	33,2	55,8	10,6	48,5	16,5	8,5	0	528,3
2008/09	12,3	12,9	186,5	110,6		15,8	56,6	52,9	3,4	0	0	0	451
2009/10	25,2	0	27,5	118,8	42	82,8	49,3	29,1	27,5	13,3	0	53,5	469
Moyenne	19,6	44,0	60,7	76,1	68,9	73,5	60,4	54,7	23,9	5,9	1,1	2,5	532,4

Source : A.N.R.H

Annexe N°4.02 : Pluies maximales journalières (mm).

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1953/54	11,5	39,8	3,6	15,7	48,5	108,9	21,5	96,8	8,7	7,6	0	0	108,9
1954/55	0	17,5	17,2	27	115,3	31,5	20,7	28,3	0	6,8	8,5	2,5	115,3
1955/56	0	13,3	19,1	19,4	21,6	52,7	11,8	3,5	3,5	0	0	0	52,7
1956/57	11,5	20	20,1	10	23	0	26,7	22,5	11,4	22,1	0	0	26,7
1957/58	3,5	17,5	17,2	27	115,3	31,5	20,7	28,3	0	4	0	0	115,3
1958/59	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	79,9	7,2	43,5	18	4	0	0	79,9
1959/60	44	40,2	2,8	62	5,1	25,3	115,9	30,2	0,3	6,8	0	0	115,9
1960/61	24,4	36,2	17,7	1,1	12,6	15,8	36,9	15,1	18,1	2	0	0	36,9
1961/62	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	79,9	7,2	43,5	18	4	0	0	79,9
1962/63	5	21,8	12,4	14,9	29,6	2,5	14,4	21,6	34,4	0	0,3	0	34,4
1963/64	11,7	4,5	41	24,8	27,2	4,1	13,2	47,9	17,6	0	0	0	27,2
1964/65	14	56,3	41,5	54,2	10,7	63,5	59,6	26,7	2,5	0	0	5,5	59,6
1965/66	44,1	5,4	13,8	69	31,5	17	38,5	7	14,5	0	0	2,5	69
1966/67	11,7	4,5	41	152,5	33,5	38	17,5	24,4	6,5	9	0	0	152,5
1967/68	9	11	33	55	5,1	25,3	119	21	0,4	11,2	0,3	0	119
1968/69	44,1	0	15,2	6,5	2,7	5,3	9,7	40	18	5	0	0	44,1
1969/70	0	40,2	2,8	62	5,1	25,3	115,9	30,2	0,3	6,8	0	0	115,9
1970/71	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	65	7,2	1,4	2	3	0	0	65
1971/72	24,4	36,2	17,7	1,1	12,6	15,8	66	19	5	3	0	0	66
1972/73	27	28	16	40,8	21,2	77	7,2	21	0,4	11,2	0,3	0	77
1973/74	44	40,2	2,8	62	5,1	25,3	115,9	30,2	0,3	6,8	0	0	115,9
1974/75	24,4	36,2	17,7	1,1	12,6	15,8	36,9	15,1	18,1	2	0	5,5	36,9
1975/76	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	79,9	7,2	43,5	18	4	0	2,5	79,9
1976/77	5	21,8	12,4	14,9	29,6	2,5	14,4	21,6	34,4	0	0	1,9	34,4
1977/78	11,7	4,5	41	24,8	27,2	4,1	13,2	47,9	17,6	0	0	0	47,9
1978/79	22	56,3	41,5	54,2	10,7	63,5	59,6	26,7	2,5	0	0	0	59,6
1979/80	44,1	5,4	13,8	54,2	31,5	17	38,5	7	14,5	0	0	0	54,2
1980/81	11,7	4,5	41	152,5	33,5	38	17,5	24,4	6,5	0	0	0	152,5
1981/82	3	0	0	29,5	11	24	11	10,5	9	0	0	0	29,5

1982/83	0	5,1	33,9	36,3	42,7	8,9	8	1,8	2,3	0	0	11,5	42,7
1983/84	0	3,1	31	27,3	31,3	36,9	4,8	12,7	21,7	1	0	0	36,9
1984/85	17,7	50	16	36,9	4,8	12,7	21,7	0	44	4,8	0	0	44
1985/86	13,9	37	41,3	56	106,3	93,6	17,9	9,9	106,3	106,3	99,6	99,6	106,3
1986/87	24,7	7,5	47	35,4	12,9	85,6	9,2	2,7	13,6	1,4	0	3,7	85,6
1987/88	0	5,1	33,9	36,3	42,7	8,9	50,3	12	61,4	4	0	0	61,4
1988/89	17,7	6,2	43,6	122	5,5	7,2	92,1	28,8	0,4	26,7	0	0	122
1989/90	13,9	2,7	15,9	10,6	10,7	0	20,7	12,7	36,2	0	0	0	36,2
1990/91	0	45,6	37,5	36,8	37,1	18,3	59,9	8,1	26,2	26,5	0	0	59,9
1991/92	0	64,3	36,6	6,3	49,8	17,5	45,4	24,9	22,6	22,5	5,9	0	64,3
1992/93	0	20,3	26	20,8	10,1	36,9	4,8	12,7	21,7	0	0	0,4	36,9
1993/94	7,5	10,2	9,1	14,4	16,7	29	3,8	9,8	11,8	0	0	0	29
1994/95	20,5	27,9	20,7	29,6	15,8	27	37,9	6,5	0	1,6	0	25,5	37,9
1995/96	31,4	2,4	31,8	12,3	9,1	17,7	19,8	20,9	21,3	0	14,9	0	31,8
1996/97	25,5	11,2	5,2	11	15,8	7,3	0	69,2	2,4	0	0	6,9	69,2
1997/98	17,4	32,6	25	14,9	6,4	10,2	23,1	30,2	23,7	0	0	2,2	32,6
1998/99	9,8	24,6	8	6	98	24	24,4	3,2	0	0	0	0	98
1999/00	24,2	9,8	19,8	86,2	12,4	0	5,9	4,7	26,3	0	0	0	86,2
2000/01	22,8	24,6	27,9	12	15,2	14,1	0	10,9	6,5	0	0	0	27,9
2001/02	3,2	0	166,5	12,8	24,8	2,2	19,3	16,4	30,8	0	0	0	166,5
2002/03	0	10,5	50,4	6,6	29,2	14,7	7,1	14,1	23,7	0	0	0	50,4
2003/04	0	18,1	22,6	22,8	13,6	23,1	25,3	12,3	23	5,4	0	0	25,3
2004/05	0	19,6	28,5	29,3	6,5	40	12,6	0,8	0	0	0	0	40
2005/06	10	10	23,8	33,8	55,8	39,9	5,2	4,1	87,7	17,8	0	0	55,8
2006/07	6,6	0	2,1	43,1	10,2	10,6	18,8	33,5	8,4	0	0	0	43,1
2007/08	20,1	49	91,1	9	10,7	20,5	14,9	6,6	12,4	8,6	6,5	0	91,1
2008/09	5,6	5,5	82,1	26,5		7,3	16	17,1	3,4	0	0	0	82,1
2009/10	8,8	0	20,4	56,1	12,7	40,5	25,3	18,4	16,6	12,4	0	33,3	56,1

Source : A.N.R.

**Annexe N°4.03 : Série des apports (Mm³) et des débits maximaux (m³/s) de la station SIDI
AKACHA(020207).**

année		sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
83 - 84	Q max	0,00	0,01	25,75	4,89	12,66	28,00	7,78	0,59	11,36	0,14	0,01	0,00	28,00
	Apport	0,00	0,00	1,00	0,55	1,04	1,61	0,68	0,10	0,56	0,05	0,01	0,00	5,60
84 - 85	Q max	0,01	12,66	1,29	14,60	11,10	1,19	52,73	23,50	4,15	0,01	0,00	0,00	52,73
	Apport	0,00	0,60	0,16	1,14	2,01	0,28	4,59	0,63	0,63	0,01	0,00	0,00	10,06
85 - 86	Q max	7,09	30,25	36,23	4,86	54,45	162,20	19,42	0,93	0,07	0,74	0,01	0,00	162,20
	Apport	0,06	0,72	1,93	0,58	4,21	15,47	3,12	0,63	0,06	0,05	0,01	0,00	26,83
86 - 87	Q max	0,00	127,28	16,70	153,20	38,13	133,04	1,80	0,23	0,06	0,03	0,03	0,03	153,20
	Apport	0,00	2,24	0,69	13,13	1,60	20,10	1,65	0,35	0,12	0,07	0,07	0,07	40,10
87 - 88	Q max	0,03	0,67	21,46	2,10	28,00	0,23	25,75	3,12	17,38	0,01	0,01	0,00	28,00
	Apport	0,07	0,09	1,64	0,42	3,21	0,19	1,06	0,14	0,68	0,02	0,01	0,00	7,53
88 - 89	Q max	0,00	0,00	9,20	96,00	0,05	0,12	51,00	2,66	0,07	4,14	0,01	0,00	96,00
	Apport	0,00	0,00	0,25	4,47	0,07	0,08	2,37	0,25	0,04	0,13	0,01	0,00	7,68
89 - 90	Q max	3,12	0,48	16,70	0,18	16,70	0,01	0,01	130,88	48,38	0,00	0,00	0,00	130,88
	Apport	0,22	0,04	0,11	0,04	0,84	0,01	0,00	2,01	0,24	0,00	0,00	0,00	3,51
90 - 91	Q max	0,04	12,60	57,90	35,75	31,48	27,25	71,60	2,10	0,50	0,93	0,01	0,00	71,60
	Apport	0,00	0,47	2,30	2,24	2,41	2,50	6,28	0,78	0,22	0,09	0,02	0,00	17,31
91 - 92	Q max	0,04	12,60	10,70	0,00	42,60	4,14	26,50	16,70	8,24	0,04	0,00	0,00	42,60
	Apport	0,01	0,24	0,29	0,01	3,82	0,17	2,14	1,29	0,39	0,02	0,01	0,00	8,39
92 - 93	Q max	0,00	0,01	14,00	10,45	19,42	14,81	6,00	18,74	16,70	0,00	0,00	0,00	19,42
	Apport	0,00	0,00	0,40	0,79	0,38	0,55	0,45	0,66	0,72	0,01	0,00	0,00	3,96
93 - 94	Q max	0,00	3,28	0,44	1,80	14,00	17,72	0,74	5	0,80	0,80		0,00	17,71
	Apport	0,00	0,10	0,03	0,11	0,73	1,76	1,83	0,50	2,04	2,04	0,00	0,00	9,14
94 - 95	Q max	2,02	28,75	35,75	120,80	51,00	27,25	62,50	23,50	0,01	0,00	0,00	68,80	120,80
	Apport	0,14	0,99	2,20	1,68	3,45	0,79	6,00	0,22	0,01	0,01	0,00	0,44	15,93
95 - 96	Q max	90,10	4,50	28,00	31,48	10,45	33,85	66,00	16,70	12,04	0,10	0,01	0,01	90,10
	Apport	2,81	0,14	1,37	1,19	0,89	5,80	8,87	1,99	0,74	0,07	0,02	0,02	23,91
96 - 97	Q max	0,00	0,00	0,46	0,00	8,10	3,70	0,00	339,20	7,38	0,00	0,00	0,00	339,20
	Apport	0,01	0,01	0,01	0,01	0,32	0,14	0,01	10,45	0,20	0,01	0,01	0,01	11,17
97 - 98	Q max	3,00	117,90	121,30	24,14	7,56	7,74	5,01	70,00	35,00	0,00	0,00	0,00	121,30
	Apport	0,10	2,08	5,88	1,46	0,14	0,23	0,11	1,33	1,94	0,01	0,01	0,01	13,29

98 - 99	Q max	0,00	11,40	7,01	2,58	117,90	35,00	86,86	0,70	0,00	0,00	0,00	0,00	117,90
	Apport	0,01	0,32	0,17	0,07	10,28	5,99	5,38	0,17	0,01	0,01	0,01	0,00	22,42
99 - 00	Q max	0	0,52	11,40	239,80	5,01	0,25	1,94	0,07	10,94	0,00	0,00	0,00	239,91
	Apport	0,01	1,37	0,95	21,20	1,58	0,44	0,25	0,01	0,21	0,01	0,01	0,01	26,05
00 - 01	Q max	15,10	212,00	61,74	4,18	15,10	2,44	0,25	38,00	2,44	0,00	0,00	0,00	212,00
	Apport	0,41	4,81	3,08	0,09	1,33	0,76	0,06	0,44	0,10	0,01	0,00	0,00	11,09
01 - 02	Q max	0,58	0,00	357,20	1,20	1,54	0,32	15,04	7,38	3,64	0,00	0,00	0,00	357,20
	Apport	0,02	0,01	18,18	0,49	0,86	0,25	2,80	0,40	0,22	0,00	0,00	0,00	23,23
02 - 03	Q max	0,00	1,67	43,39	5,00	28,60	38,80	1,26	2,85	7,18	0,01	0,01	0,01	43,39
	Apport	0,00	0,18	1,57	0,37	2,55	2,35	0,39	0,40	0,27	0,02	0,01	0,01	8,13
03 - 04	Q max	0,00	0,02	3,15	22,22	0,56	5,71	10,00	2,08	20,65	0,01	0,00	0,00	22,22
	Apport	0,00	0,02	0,41	1,66	0,06	0,43	0,86	0,17	1,20	0,01	0,01	0,00	4,82
04 - 05	Q max	0,00	0,56	39,29	24,60	2,75	14,10	21,57	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	39,29
	Apport	0,01	0,03	0,83	2,30	0,37	2,09	2,14	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	7,77
05 - 06	Q max	0,00	1,51	11,40	35,30	325,50	31,04	1,51	0,26	68,52	0,01	0,01	0,00	325,50
	Apport	0,00	0,03	0,33	3,47	8,89	5,60	0,49	0,02	3,91	0,01	0,02	0,00	22,78
06 - 07	Q max	0,01	0,00	0,00	112,10	2,52	3,64	9,92	92,50	9,07	0,00	0,00	0,00	112,10
	Apport	0,01	0,00	0,00	4,80	0,18	0,49	1,10	10,58	0,27	0,00	0,00	0,00	17,44
07 - 08	Q max	0,14	10,30	73,95	1,98	2,75	26,20	15,94	0,08	0,73	0,00	0,00	0,00	73,95
	Apport	0,01	0,41	4,91	1,36	0,79	0,97	1,21	0,09	0,13	0,00	0,00	0,00	9,87

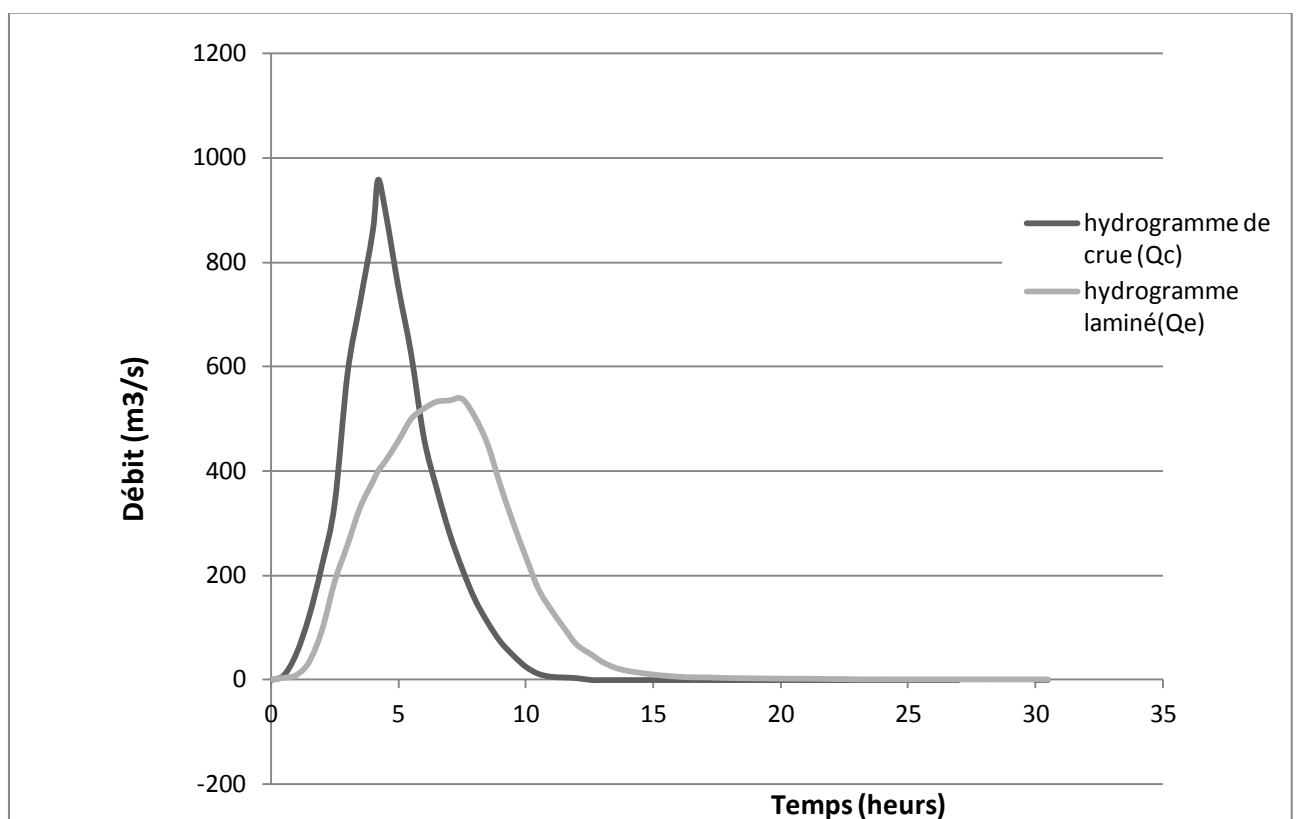
Source : A.N.R.H

Annexe N°5. Laminage pour un déversoir de largeur b=75 mètres (méthode de HINDENBLAT) :

Temps (h)	Q(m³/s)	Q _{moy} (m³/s)	Q _{moy} - q (m³/s)	(Q _{moy} - q) Δt (m³)	V+1/2.q.Δt (m³)	q (m³/s)
0	0	4,4696	4,4696	8045,28	8350000	0
0,5	8,9392	30,1661	29,0345	52262,1	8358045,28	1,13136
1	51,3930	87,2823	78,8025	141844,54	8410307,38	8,47978
1,5	123,1716	171,6131	137,5238	247542,86	8552151,92	34,08929
2	220,0545	279,3155	184,6237	332322,66	8799694,78	94,69618
2,5	338,5764	412,4209	224,2066	403571,88	9132017,44	188,2143
3	486,2653	505,4115	197,2903	355122,49	9535589,32	308,12123
3,5	524,5576	593,2285	162,7776	292999,73	9890711,81	430,45087
4	661,8994	809,9497	280,3441	504619,31	10183711,54	529,60564
4,2	958	876,4577	346,952	624513,708	10184011,54	532,9987
4,5	794,9154	723,3273	190,3286	342591,48	10186611,54	535,4587
5	651,7392	588,1483	52,6896	94841,28	10189400	538,4387
5,5	524,5575	494,4498	-43,9889	-79180,02	10110219,98	503,9798
6	464,3421	415,879	-88,1008	-158581,449	9951638,53	451,5736
6,5	367,4159	324,9988	-126,5748	-227834,68	9723803,85	373,27068
7	282,5816	248,1422	-125,12848	-225231,27	9498572,58	301,36022
7,5	213,7029	184,3035	-117,056724	-210702,1032	9287870,48	235,542445
8	154,9041	132,8763	-102,66614	-184799,06	9103071,42	173,30039
8,5	110,8484	92,3591	-85,941294	-154694,329	8948377,09	133,470952
9	73,8699	60,7703	-72,700652	130861,1736	8817515,916	99,205791
9,5	47,6706	36,6024	-62,60339	-112686,1038	8704829,81	66,775729
10	25,5342	18,7051	-48,070629	-86527,1322	8618302,678	47,080974
10,5	11,8759	9,0855	-37,995474	-68391,8532	8549910,825	33,734123
11	6,2951	5,6525	-28,081623	-50546,9214	8499363,904	22,586946
11,5	5,0098	4,3405	-18,246446	-32843,6028	8466520,30	16,316342
12	3,6712	1,8356	-14,480742	-26065,3356	8440454,96	12,681335
12,6	0					

		0	-12,681335	-22826,403	8417628,557	9,379614
13	0	0	-9,379614	-16883,3052	8400745,252	7,020078
13,5	0	0	-7,020078	-12636,1404	8388109,112	5,234874
14	0	0	-5,234874	-9422,7732	8378686,339	4,012026
14,5	00	0	-4,012026	-7221,6468	8371464,692	2,979864
15	0	0	-2,979864	-5363,7552	8366100,937	2,225617
15,5	0	0	-2,225617	-4006 ,1106	8362094,826	1,688604
16	0	0	-1,688604	-3039,4872	8359055,339	1,273365
16,5	0	0	-1,273365	-2292,057	8356763,282	0,953849
17		0	-0,953849	-1716,9282	8355046,355	0,710064
17,5	0	0	-0,710064	-1278,1152	8353768,24	0,521617
18	0	0	-0,521617	-938,9106	8352829,329	0,395727
18,5	0	0	-0,395727	-712,3086	8352117,02	0,295203
19	0	0	-0,295203	-531,3654	8351585,655	0,220641
19,5	0	0	-0,220641	-397,1538	8351188,501	0,157538
20	0	0	-0,157538	-301,5684	8350886,933	0,124163
20,5	0	0	-0,124163	-223,4934	8350663,44	0,09076
21	0	0	-0,09076	-163,368	8350500,072	0,065901
21,5	0	0	-0,065901	-118,6218	8350381,45	0,053086
22	0	0	-0,053086	-95,5548	8350285,895	0,045
22,5	0	0	-0,045	-81,8965	8350203,295	0,02727
23	0	0	-0,02727	-49,0867436	8350154,208	0,021
23,5	0	0	-0,021	-37,8000	8350116,408	0,015538
24	0	0	-0,021	-37,8000	8350116,408	0,015538
24,5	0	0	-0,015538	-27,9684	8350088,44	0,011612
25	0	0	-0,011612	-20,9016	8350067,538	0,008877
25,5	0	0	-0,008877	-15,9786	8350051,5594	0,006871
26	0	0	-0,006871	-12,3678	8350038,1916	0,00525
26,5	0	0				

27	0		-0,00525	-9,4446	8350028,747	0,0042
27,5	0	0	-0,0042	-7,56	8350021,187	0,0023
28	0	0	-0,0023	-4,14	8350017,047	0,0020
28,5	0	0	-0,002	-3,6	8350013,447	0,0018
29	0	0	-0,0018	-3,24	8350009,76	0,0016
29,5	0	0	-0,0016	-2,88	8350006,88	0,0014
30	0	0	-0,0014	-2,52	8350004,36	0,0012
30,5	0	0	-0,0012	-2,16	8350002,2	0,00106
		0	-0,00106	-2,2	8350000	0



Hydrogramme de débits entrant et sortant.

Annexe N°6. Le calcul du volume des différents matériaux des variantes :

I. Barrage en enrochement a noyau d'argile :

Tableau I.01 : volumes des recharges (argile).

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	84,999	7,0587	1449,233
1	169,998			
2	587,944	378,971	23,75	21741,572
3	990,465	789,204	17,64	33628,011
4	1385,149	1187,807	23,62	67788,164
5	1175,202	1280,175	24,69	76375,295
6	744,426	959,814	20,87	48393,835
7	0	372,213	8,50	32758,262
Volume Total				257025,090

Tableau I.02 : volume des recharges (enrochements)

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	199,760	5,11	3405,918
1	399,521			
2	1654,644	1027,08294	17,21	58923,748
3	2955,819	2305,23204	12,78	98225,937
4	3909,041	3432,4302	17,12	195888,791
5	3573,2358	3741,13848	17,89	223196,321
6	2141,2713	2857,25361	15,12	144062,726
7	0	1070,63568	6,16	22001,563
Volume Total				745705,003

Tableau I.03 : volume des recharges rip-rap .

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	19,964	12,78	340,387
1	39,928			
2	85,053	62,490	43,02	3585,105
3	109,472	97,263	31,95	4144,378
4	125,947	117,710	42,80	6717,717
5	121,405	123,676	44,74	7378,542
6	96,675	109,040	37,81	5497,799
7	0	48,337	15,41	993,335
Volume Total				28657,265

Tableau I.04 : volume des graviers.

N°	Si (m²)	S _{moy} (m²)	di (m)	Volume (m³)
0	0	35,316	51,15	602,137
1	70,632		172,11	6190,960
2	145,193	169,356	127,83	7216,297
3	193,520		207,99	11869,980
4	222,459	217,655	178,98	12985,321
5	212,851		188,857	9522,18
6	164,863	82,431	61,65	1693,969
7	0			
Volume Total				50080,846

Tableau I.05 : volume des sables.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	18,702	51,15	318,866
1	37,403		55,815	3202,106
2	74,226	86,901	172,11	3702,864
3	99,576		127,83	6076,602
4	113,376	106,476	171,21	6638,753
5	109,176	111,276	178,98	4880,766
6	84,427	96,802	151,26	867,495
7	0	42,213	61,65	
Volume Total				25687,455

II. Barrage zoné à noyau d'argile :**Tableau II.01 :** volume du noyau.

N°	S _i (m²)	S _{moy} (m²)	d _i (m)	Volume (m³)
0	0	127,293254	10,571	2170,349
1	254,586446		567,541304	35,5694
2	880,4961	1181,90073		26,4182
3	1483,30536		1778,84188	35,3834
4	2074,37839	1917,17169		36,9892
5	1759,96492		1437,40304	31,2604
6	1114,8411	557,420548		12,741
7	0,00			
Volume Total				384916,801

Tableau II.02 : volumes des recharges.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	268,01232	10,23	4569,610
1	536,02464	1590,29124	34,422	91235,007
2	2644,55778	3763,2165	25,566	160350,655
3	4881,87522	5536,05162	34,242	315942,466
4	6190,22802	6017,6703	35,796	359014,208
5	5845,11252	4601,08554	30,252	231986,733
6	3357,05856	1678,52928	12,33	34493,777
7	0			
Volume Total				1197592,46

Tableau II.03 : volume du rip-rap.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	20,52	13,15	349,918
1	41,0461125	64,24	44,23	3685,488
2	87,435255	99,99	32,85	4260,421
3	112,53755	121,01	44,00	6905,814
4	129,474493	127,14	46,00	7585,141
5	124,804469	112,09	38,87	5651,738
6	99,3819	49,69	15,84	1021,149
7	0			
Volume Total				29459,669

Tableau II.04 : volume des graviers.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	10,929	10,57	186,340
1	21,8581	31,513	35,57	1807,913
2	41,16831	52,307	26,42	2228,800
3	63,445654	250,398	35,38	14290,241
4	437,351286	296,813	36,99	17707,880
5	156,275278	101,274	31,26	5106,216
6	46,271964	23,136	12,74	475,444
7	0			
Volume Total				41802,835

Tableau IV.05 : volume des sables.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	10,790	10,57	183,962
1	21,579	31,289	35,57	1795,045
2	40,999	48,269	26,42	2056,760
3	55,540	70,072	35,38	3999,032
4	84,605	82,298	36,99	4909,895
5	79,991	63,047	31,26	3178,818
6	46,102	23,051	12,74	473,702
7	0			
Volume Total				16597,214

III. Barrage en enrochement avec masque en béton :

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 sa fondation n'est soumise qu'à des pressions modérées; cependant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivant :

$$e = 0.3 + 0.001 * H_b$$

Avec : H_b : hauteur du barrage ; égale 69.5 m

AN:

on prend:

e=0.80m

Tableau III.01 : volume des recharges (enrochements).

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0,000	257,025	6,58	4382,281
1	514,051	1321,513	22,14	75815,223
2	2128,976	2966,065	16,45	126384,038
3	3803,154	4416,394	22,03	252043,577
4	5029,633	4813,598	23,03	287179,266
5	4597,563	3676,333	19,46	185360,708
6	2755,102	1377,551	7,9323	28308,678
7	0			
Volume Total				759473,771

Tableau III.02 : volume du béton.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	8,514	10,61	145,162
1	17,0277	26,871	35,68	1541,571
2	36,7136	42,595	26,50	1814,959
3	48,4758	52,417	35,50	2991,431
4	56,3580	54,902	37,11	3275,443
5	53,4457	47,506	31,36	2395,244
6	41,5660	20,783	12,78	427,091
7	0			
Volume Total				12590,901

Tableau III.03 : volume des graviers.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	23,544	34,1	401,425
1	47,088	71,942	114,74	4127,307
2	96,796	112,905	85,22	4810,865
3	129,013	138,660	114,14	7913,320
4	148,306	145,104	119,32	8656,881
5	141,901	125,905	100,84	6348,120
6	109,909	54,954	41,1	1129,313
7	0			
Volume Total				33387,231

Tableau III.04 : volume des sables.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	18,702	51,15	318,866
1	37,404	55,815	172,11	3202,107
2	74,226	86,901	127,83	3702,864
3	99,576	106,476	171,21	6076,602
4	113,376	111,277	178,98	6638,753
5	109,177	96,802	151,26	4880,767
6	84,428	42,214	61,65	867,496
7	0			
Volume Total				25687,455

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densite du sol $\gamma_1, T/m^3$	densite du sol $\gamma_2, T/m^3$	densite du sol $\gamma_3, T/m^3$	(Gn)poids de la tranche	sin α°	cos α°	tg ϕ°	N	Tn	C	(dl)longueur de la surface de glissement	C.dl	N.tg ϕ	P.tg ϕ	N.tg ϕ - P.tg ϕ	α	a.Gn.dn	dn
-2	6,703	0	1,45	0	2,8	2,69	1,69	26,145	-0,143	0,9897	0,4663	25,877	-3,735	0,55	6,7725	3,72	12,067	0	12,067	-11	175,25	67,03
-1	6,703	0	6,83	0	2,8	2,69	1,69	123,15	-0,071	0,9974	0,4663	122,84	-8,797	0,55	6,7202	3,70	57,28	0	57,28	-6	825,49	67,03
0	6,703	0	11,3	0	2,8	2,69	1,69	203,75	0	1	0,4663	203,75	0	0,55	6,703	3,69	95,011	0	95,011	0	1365,74	67,03
1	6,703	0	15,64	0	2,8	2,69	1,69	282,01	0,0714	0,9974	0,4663	281,29	20,143	0,55	6,7202	3,70	131,17	0	131,17	6	1890,29	67,03
2	6,703	0	19,04	0	2,8	2,69	1,69	343,31	0,1429	0,9897	0,4663	339,79	49,045	0,55	6,7725	3,72	158,45	0	158,45	12	2301,22	67,03
3	6,703	0	21,74	0	2,8	2,69	1,69	392	0,2143	0,9768	0,4663	382,89	83,999	0,55	6,8624	3,77	178,54	0	178,54	17	2627,55	67,03
4	6,703	0	23,7	0	2,8	2,69	1,69	427,34	0,2857	0,9583	0,4663	409,52	122,1	0,55	6,9946	3,85	190,96	0	190,96	24	2864,44	67,03
5	6,703	0	24,2	0	2,8	2,69	1,69	436,35	0,3571	0,934	0,4663	407,57	155,84	0,55	7,1763	3,95	190,06	0	190,06	30	2924,87	67,03
6	6,703	0	25,03	0	2,8	2,69	1,69	451,32	0,4286	0,9035	0,4663	407,77	193,42	0,55	7,4189	4,08	190,15	0	190,15	37	3025,18	67,03
7	6,703	0	24,07	0	2,8	2,69	1,69	434,01	0,5	0,866	0,4663	375,86	217	0,55	7,74	4,26	175,27	0	175,27	44	2909,15	67,03
8	6,703	0	21,54	0	2,8	2,69	1,69	388,39	0,5714	0,8207	0,4663	318,73	221,94	0,55	8,1679	4,49	148,62	0	148,62	44	2603,37	67,03
9	6,703	0	16,6	0	2,8	2,69	1,69	299,32	0,6429	0,766	0,4663	229,27	192,42	0,55	8,7508	4,81	106,91	0	106,91	44	2006,31	67,03
													1243,4			47,74	1634,5	0	1634,5		25518,86	

RETENUE PLEIN AMONT

R₁=67,03m , b₁=6,703m

Kss	1,353
Kas	1,1126

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densite du sol $\gamma_1, T/m^3$	densite du sol $\gamma_2, T/m^3$	densite du sol $\gamma_3, T/m^3$	(Gn)poids de la tranche	$\sin \alpha^\circ$	$\cos \alpha^\circ$	$\text{tg} \phi^\circ$	N	Tn	C	(dl)longueur de la surface de glissement	C.dl	N.tgφ	P.tgφ	N.tgφ - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
-2	6,703	0	0	3,67	2,8	0,00	1,69	41,574	-0,143	0,9897	0,4663	41,148	-5,939	0,55	6,7725	3,72	19,187	0	19,187	-11	274,60	66,05
-1	6,703	0	0	9,02	2,8	0,00	1,69	102,18	-0,071	0,9974	0,4663	101,92	-7,299	0,55	6,7202	3,70	47,525	0	47,525	-6	674,89	66,05
0	6,703	0	0	13,69	2,8	0,00	1,69	155,08	0	1	0,4663	155,08	0	0,55	6,703	3,69	72,316	0	72,316	0	1024,31	66,05
1	6,703	0	0	17,69	2,8	0,00	1,69	200,39	0,0714	0,9974	0,4663	199,88	14,314	0,55	6,7202	3,70	93,206	0	93,206	6	1323,60	66,05
2	6,703	0	0	21	2,8	0,00	1,69	237,89	0,1429	0,9897	0,4663	235,45	33,984	0,55	6,7725	3,72	109,79	0	109,79	12	1571,26	66,05
3	6,703	0	0	23,69	2,8	0,00	1,69	268,36	0,2143	0,9768	0,4663	262,13	57,506	0,55	6,8624	3,77	122,23	0	122,23	17	1772,53	66,05
4	6,703	0	0	25,58	2,8	0,00	1,69	289,77	0,2857	0,9583	0,4663	277,69	82,792	0,55	6,9946	3,85	129,49	0	129,49	24	1913,94	66,05
5	6,703	0	0	26,93	2,8	0,00	1,69	305,06	0,3571	0,934	0,4663	284,95	108,95	0,55	7,1763	3,95	132,87	0	132,87	30	2014,95	66,05
6	6,703	0	5,59	26,85	2,8	0,00	1,69	304,16	0,4286	0,9035	0,4663	274,81	130,35	0,55	7,4189	4,08	128,15	0	128,15	37	2008,97	66,05
7	6,703	0	7,04	26,93	2,8	0,00	1,69	305,06	0,5	0,866	0,4663	264,19	152,53	0,55	7,74	4,26	123,2	0	123,2	44	2014,95	66,05
8	6,703	0	4,41	21,22	2,8	0,00	1,69	240,38	0,5714	0,8207	0,4663	197,27	137,36	0,55	8,1679	4,49	91,987	0	91,987	44	1587,72	66,05
9	6,703	0	0	8,86	2,8	0,00	1,69	100,37	0,6429	0,766	0,4663	76,879	64,521	0,55	8,7508	4,81	35,849	0	35,849	44	662,92	66,05
													769,08			47,74	1105,8		1105,8		16844,65	

RETENUE VIDE AVAL
R₁=66,05m , b₁=6,605m

Kss	1,4999
Kas	1,2189

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densité du sol $\gamma_1, T/m^3$	densité du sol $\gamma_2, T/m^3$	densité du sol $\gamma_3, T/m^3$	(Gn)poids de la tranche	sin α°	cos α°	tg ϕ°	N	Tn	C	(dl)longueur de la surface de glissement	C.dl	N.tg ϕ	P.tg ϕ	N.tg ϕ - P.tg ϕ	α	a.Gn.dn	dn
-2	6,703	0	0	3,67	2,8	2,69	1,69	41,574	-0,143	0,9897	0,4663	41,148	-5,939	0,55	6,7725	3,72	19,187	0	19,187	-11	278,67	67,03
-1	6,703	0	0	9,02	2,8	2,69	1,69	102,18	-0,071	0,9974	0,4663	101,92	-7,299	0,55	6,7202	3,70	47,525	0	47,525	-6	684,91	67,03
0	6,703	0	0	13,69	2,8	2,69	1,69	155,08	0	1	0,4663	155,08	0	0,55	6,703	3,69	72,316	0	72,316	0	1039,51	67,03
1	6,703	0	0	17,69	2,8	2,69	1,69	200,39	0,0714	0,9974	0,4663	199,88	14,314	0,55	6,7202	3,70	93,206	0	93,206	6	1343,24	67,03
2	6,703	0	0	21	2,8	2,69	1,69	237,89	0,1429	0,9897	0,4663	235,45	33,984	0,55	6,7725	3,72	109,79	0	109,79	12	1594,57	67,03
3	6,703	0	0	23,69	2,8	2,69	1,69	268,36	0,2143	0,9768	0,4663	262,13	57,506	0,55	6,8624	3,77	122,23	0	122,23	17	1798,83	67,03
4	6,703	0	0	25,58	2,8	2,69	1,69	289,77	0,2857	0,9583	0,4663	277,69	82,792	0,55	6,9946	3,85	129,49	0	129,49	24	1942,34	67,03
5	6,703	0	0	26,93	2,8	2,69	1,69	305,06	0,3571	0,934	0,4663	284,95	108,95	0,55	7,1763	3,95	132,87	0	132,87	30	2044,85	67,03
6	6,703	0	5,59	26,85	2,8	2,69	1,69	404,95	0,4286	0,9035	0,4663	365,88	173,55	0,55	7,4189	4,08	170,61	19,338	151,27	37	2714,40	67,03
7	6,703	0	7,04	26,93	2,8	2,69	1,69	432	0,5	0,866	0,4663	374,13	216	0,55	7,74	4,26	174,46	25,409	149,05	44	2895,72	67,03
8	6,703	0	4,41	21,22	2,8	2,69	1,69	319,9	0,5714	0,8207	0,4663	262,53	182,8	0,55	8,1679	4,49	122,42	16,796	105,62	44	2144,28	67,03
													856,66			42,93	1194,1	61,544	1132,6		18481,32	

VIDANGE RAPIDE

R₁=67,03m , b₁=6,605m

Kss	1,3722
Kas	1,0885

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densite du sol γ ₁ , T/m3	densite du sol γ ₂ , T/m3	densite du sol γ ₃ , T/m3	(Gn)poids de la tranche	sin α°	cos α°	tgφ°	N	Tn	C	de la surface de glissement	C.dl	N.tgφ	P.tgφ	N.tgφ - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
-2	6,703	0	1,45	0	2,8	2,69	1,69	26,145	-0,143	0,9897	0,4663	25,877	-3,735	0,55	6,7725	3,72	12,067	12,318	0,251	-11	175,25	67,03
-1	6,703	0	6,83	0	2,8	2,69	1,69	123,15	-0,071	0,9974	0,4663	122,84	-8,797	0,55	6,7202	3,70	57,28	57,574	0,294	-6	825,49	67,03
0	6,703	0	11,3	0	2,8	2,69	1,69	203,75	0	1	0,4663	203,75	0	0,55	6,703	3,69	95,011	95,011	0	0	1365,74	67,03
1	6,703	0	15,64	0	2,8	2,69	1,69	282,01	0,0714	0,9974	0,4663	281,29	20,143	0,55	6,7202	3,70	131,17	131,84	0,673	6	1890,29	67,03
2	6,703	0	19,04	0	2,8	2,69	1,69	343,31	0,1429	0,9897	0,4663	339,79	49,045	0,55	6,7725	3,72	158,45	161,75	3,301	12	2301,22	67,03
3	6,703	0	21,74	0	2,8	2,69	1,69	392	0,2143	0,9768	0,4663	382,89	83,999	0,55	6,8624	3,77	178,54	187,14	8,593	17	2627,55	67,03
4	6,703	0	23,7	0	2,8	2,69	1,69	427,34	0,2857	0,9583	0,4663	409,52	122,1	0,55	6,9946	3,85	190,96	207,94	16,97	24	2864,44	67,03
5	6,703	0	24,2	0	2,8	2,69	1,69	436,35	0,3571	0,934	0,4663	407,57	155,84	0,55	7,1763	3,95	190,06	217,84	27,79	30	2924,87	67,03
6	6,703	0	25,03	0	2,8	2,69	1,69	451,32	0,4286	0,9035	0,4663	407,77	193,42	0,55	7,4189	4,08	190,15	232,93	42,78	37	3025,18	67,03
7	6,703	0	24,07	0	2,8	2,69	1,69	434,01	0,5	0,866	0,4663	375,86	217	0,55	7,74	4,26	175,27	233,69	58,42	44	2909,15	67,03
8	6,703	0	21,54	0	2,8	2,69	1,69	388,39	0,5714	0,8207	0,4663	318,73	221,94	0,55	8,1679	4,49	148,62	220,69	72,06	44	2603,37	67,03
9	6,703	0	16,6	0	2,8	2,69	1,69	299,32	0,6429	0,766	0,4663	229,27	192,42	0,55	8,7508	4,81	106,91	182,21	-75,3	44	2006,31	67,03
													1243,4			47,74	1634,5	1940,9	306,4		25518,86	

RETENUE PLEIN AVAL AVAL
R₁=67,03m , b₁=6,703m

Kss	1,32
Kas	4,4187

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densite du sol $\gamma_1, T/m^3$	densite du sol $\gamma_2, T/m^3$	densite du sol $\gamma_3, T/m^3$	(Gn)poids de la tranche	$\sin \alpha^\circ$	$\cos \alpha^\circ$	$\text{tg} \phi^\circ$	N	Tn	C	(dl)longueur de la surface de glissement	C.dl	N.tgφ	P.tgφ	N.tgφ - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
0	6,886	0	2,36	0	2,8	2,69	1,69	43,715	0	1	0,4663	43,715	0	0,55	6,886	3,79	20,385	0	20,385	0	301,02	68,86
1	6,886	0	5,25	0	2,8	2,69	1,69	97,248	0,0714	0,9974	0,4663	96,999	6,9463	0,55	6,9036	3,80	45,231	0	45,231	6	669,65	68,86
2	6,886	0	8,93	0	2,8	2,69	1,69	165,41	0,1429	0,9897	0,4663	163,72	23,63	0,55	6,9574	3,83	76,342	0	76,342	12	1139,04	68,86
3	6,886	0	11,3	0	2,8	2,69	1,69	209,31	0,2143	0,9768	0,4663	204,45	44,853	0,55	7,0498	3,88	95,337	0	95,337	17	1441,33	68,86
4	6,886	0	13,32	0	2,8	2,69	1,69	246,73	0,2857	0,9583	0,4663	236,45	70,495	0,55	7,1855	3,95	110,26	0	110,26	24	1698,99	68,86
5	6,886	0	14,59	0	2,8	2,69	1,69	270,26	0,3571	0,934	0,4663	252,43	96,52	0,55	7,3722	4,05	117,71	0	117,71	30	1860,98	68,86
6	6,886	0	15,05	0	2,8	2,69	1,69	278,78	0,4286	0,9035	0,4663	251,88	119,48	0,55	7,6214	4,19	117,45	0	117,45	37	1919,65	68,86
7	6,886	0	14,49	0	2,8	2,69	1,69	268,4	0,5	0,866	0,4663	232,44	134,2	0,55	7,9513	4,37	108,39	0	108,39	44	1848,22	68,86
8	6,886	0	12,63	0	2,8	2,69	1,69	233,95	0,5714	0,8207	0,4663	191,99	133,69	0,55	8,3909	4,61	89,526	0	89,526	44	1610,98	68,86
9	6,886	0	8,84	0	2,8	2,69	1,69	163,75	0,6429	0,766	0,4663	125,43	105,27	0,55	8,9897	4,94	58,487	0	58,487	44	1127,56	68,86
													735,07			41,42	839,12	0	839,12		13617,42	

RETENUE PLEIN AMONT
R₁=68,86m , b₁=6,886m

Kss	2,1039
Kas	1,0677

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densité du sol $\gamma_1, \text{T/m}^3$	densité du sol $\gamma_2, \text{T/m}^3$	densité du sol $\gamma_3, \text{T/m}^3$	(Gn)poids de la tranche	$\sin \alpha^\circ$	$\cos \alpha^\circ$	$\text{tg} \phi^\circ$	N	Tn	C	(dl)longueur de la surface de glissement	C.dl	N.tg ϕ	P.tg ϕ	N.tg ϕ - P.tg ϕ	α	a.Gn.dn	dn
-1	5,771	0	1,75	0	2,8	2,69	1,69	58,28	-0,071	0,9974	0,4663	58,134	-4,163	0,55	5,7858	3,18	27,108	0	27,108	-6	384,96	66,05
0	5,771	0	5,21	0	2,8	2,69	2,69	80,88	0	1	0,4663	80,88	0	0,55	5,771	3,17	37,715	0	37,715	0	534,21	66,05
1	5,771	0	8,13	0	2,8	2,69	1,69	126,21	0,0714	0,9974	0,4663	125,89	9,015	0,55	5,7858	3,18	58,702	0	58,702	6	833,62	66,05
2	5,771	0	10,51	0	2,8	2,69	1,69	163,16	0,1429	0,9897	0,4663	161,48	23,308	0,55	5,8308	3,21	75,301	0	75,301	12	1077,65	66,05
3	5,771	0	12,23	0	2,8	2,69	1,69	189,86	0,2143	0,9768	0,4663	185,45	40,684	0,55	5,9082	3,25	86,476	0	86,476	17	1254,01	66,05
4	5,771	0	13,27	0	2,8	2,69	1,69	206	0,2857	0,9583	0,4663	197,42	58,858	0,55	6,022	3,31	92,057	0	92,057	24	1360,65	66,05
5	5,771	0	13,51	0	2,8	2,69	1,69	209,73	0,3571	0,934	0,4663	195,9	74,903	0,55	6,1785	3,40	91,348	0	91,348	30	1385,26	66,05
6	5,771	0	12,79	0	2,8	2,69	1,69	198,55	0,4286	0,9035	0,4663	179,39	85,094	0,55	6,3873	3,51	83,652	0	83,652	37	1311,43	66,05
7	5,771	0	10,73	0	2,8	2,69	1,69	166,57	0,5	0,866	0,4663	144,26	83,286	0,55	6,6638	3,67	67,268	0	67,268	44	1100,21	66,05
8	5,771	0	6,85	0	2,8	2,69	1,69	106,34	0,5714	0,8207	0,4663	87,268	60,765	0,55	7,0322	3,87	40,693	0	40,693	44	702,37	66,05
9	5,771	0	2,1	0	2,8	2,69	1,69	32,6	0,6429	0,766	0,4663	24,971	20,957	0,55	7,5341	4,14	11,644	0	11,644	44	215,33	66,05
													452,71			37,89	671,96		671,96		10159,71	

Kss 1,568
Kas 1,2684

RETENUE VIDE AVAL

R₁=57,71m , b₁=5,771m

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densite du sol γ ₁ ,T/m3	densite du sol γ ₂ ,T/m3	densite du sol γ ₃ ,T/m3	(Gn)poids de la tranche	sin α°	cos α°	tgφ°	N	Tn	C	(dl)longueur de la surface de glissement	C.dl	N.tgφ	P.tgφ	N.tgφ - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
0	6,886	0	2,36	0	2,8	2,69	1,69	43,715	0	1	0,4663	43,715	0	0,55	6,886	3,79	20,385	0	20,385	0	293,02	67,03
1	6,886	0	5,25	0	2,8	2,69	1,69	97,248	0,0714	0,9974	0,4663	96,999	6,9463	0,55	6,9036	3,80	45,231	0	45,231	6	651,85	67,03
2	6,886	0	8,93	0	2,8	2,69	1,69	165,41	0,1429	0,9897	0,4663	163,72	23,63	0,55	6,9574	3,83	76,342	0	76,342	12	1108,77	67,03
3	6,886	0	11,3	0	2,8	2,69	1,69	209,31	0,2143	0,9768	0,4663	204,45	44,853	0,55	7,0498	3,88	95,337	0	95,337	17	1403,03	67,03
4	6,886	0	13,32	0	2,8	2,69	1,69	246,73	0,2857	0,9583	0,4663	236,45	70,495	0,55	7,1855	3,95	110,26	0	110,26	24	1653,84	67,03
5	6,886	0	14,59	0	2,8	2,69	1,69	270,26	0,3571	0,934	0,4663	252,43	96,52	0,55	7,3722	4,05	117,71	0	117,71	30	1811,52	67,03
6	6,886	0	15,05	0	2,8	2,69	1,69	278,78	0,4286	0,9035	0,4663	251,88	119,48	0,55	7,6214	4,19	117,45	53,486	63,965	37	1868,64	67,03
7	6,886	0	14,49	0	2,8	2,69	1,69	268,4	0,5	0,866	0,4663	232,44	134,2	0,55	7,9513	4,37	108,39	53,725	54,665	44	1799,11	67,03
8	6,886	0	12,63	0	2,8	2,69	1,69	233,95	0,5714	0,8207	0,4663	191,99	133,69	0,55	8,3909	4,61	89,526	49,417	40,108	44	1568,17	67,03
9	6,886	0	8,84	0	2,8	2,69	1,69	163,75	0,6429	0,766	1,4663	125,43	105,27	1,55	8,9897	13,93	183,91	116,53	67,389	45	1113,97	68,03
													629,81			36,47	780,63	156,63	624		12157,94	

VIDANGE RAPIDE
R₁=68,86m , b₁=6,886m

Kss	1,9299
Kas	1,2439

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densite du sol γ ₁ , T/m3	densite du sol γ ₂ , T/m3	densite du sol γ ₃ , T/m3	(Gn)poids de la tranche	sin α°	cos α°	tgφ°	N	Tn	C	de la surface de glissement	C.dl	N.tgφ	P.tgφ	N.tgφ - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
-1	5,771	0	1,75	0	2,8		1,69	80,88	0,11	0,9939	0,4663	80,389	8,8968	0,55	5,8062	3,19	37,486	37,945	- 0,459	0	556,94	68,86
0	5,771	0	5,21	0	2,8	2,69	2,69	126,21	0,0714	0,9974	0,4663	125,89	9,015	1,55	5,7858	8,97	58,702	59,003	- 0,301	1	881,70	69,86
1	5,771	0	8,13	0	2,8	2,69	1,69	126,21	0,0714	0,9974	0,4663	125,89	9,015	0,55	5,7858	3,18	58,702	59,003	- 0,301	6	869,08	68,86
2	5,771	0	10,51	0	2,8	2,69	1,69	163,16	0,1429	0,9897	0,4663	161,48	23,308	0,55	5,8308	3,21	75,301	76,87	- 1,569	12	1123,50	68,86
3	5,771	0	12,23	0	2,8	2,69	1,69	189,86	0,2143	0,9768	0,4663	185,45	40,684	0,55	5,9082	3,25	86,476	90,638	- 4,162	17	1307,36	68,86
4	5,771	0	13,27	0	2,8	2,69	1,69	206	0,2857	0,9583	0,4663	197,42	58,858	0,55	6,022	3,31	92,057	100,24	- 8,183	24	1418,54	68,86
5	5,771	0	13,51	0	2,8	2,69	1,69	209,73	0,3571	0,934	0,4663	195,9	74,903	0,55	6,1785	3,40	91,348	104,7	- 13,36	30	1444,19	68,86
6	5,771	0	12,79	0	2,8	2,69	1,69	198,55	0,4286	0,9035	0,4663	179,39	85,094	0,55	6,3873	3,51	83,652	102,47	- 18,82	37	1367,23	68,86
7	5,771	0	10,73	0	2,8	2,69	1,69	166,57	0,5	0,866	0,4663	144,26	83,286	0,55	6,6638	3,67	67,268	89,69	- 22,42	44	1147,02	68,86
8	5,771	0	6,85	0	2,8	2,69	1,69	106,34	0,5714	0,8207	0,4663	87,268	60,765	0,55	7,0322	3,87	40,693	60,423	- 19,73	44	732,25	68,86
9	5,771	0	2,1	0	2,8	2,69	1,69	32,6	0,6429	0,766	0,4663	24,971	20,957	0,55	7,5341	4,14	11,644	19,846	- 8,202	44	224,49	68,86
													551,46			43,70	703,33	800,84	- 97,51		11072,31	

Kss	3,3478
Kas	4,6459

RETENUE PLEIN AVAL
R₁=57,71m , b₁=5,771m

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densite du sol γ ₁ ,T/m3	densite du sol γ ₂ ,T/m3	densite du sol γ ₃ ,T/m3	(Gn)poids de la tranche	sin α°	cos α°	tgφ°	N	Tn	C	de la surface de glissement	C.dl	N.tgφ	P.tgφ	N.tgφ - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
-2	7,44	0	2,53	0	2,8	2,69	1,69	50,634	-0,143	0,9897	0,4663	50,115	-7,233	0,55	7,5171	4,13	23,369	0	23,369	-11	377,07	74,47
-1	7,44	0	6,76	0	2,8	2,69	1,69	135,29	-0,071	0,9974	0,4663	134,95	-9,664	0,55	7,4591	4,10	62,927	0	62,927	-6	1007,52	74,47
0	7,44	0	11,3	0	2,8	2,69	1,69	226,15	0	1	0,4663	226,15	0	0,55	7,44	4,09	105,46	0	105,46	0	1684,17	74,47
1	7,44	0	13,52	0	2,8	2,69	1,69	270,58	0,0714	0,9974	0,4663	269,89	19,327	0,55	7,4591	4,10	125,85	0	125,85	6	2015,04	74,47
2	7,44	0	15,55	0	2,8	2,69	1,69	311,21	0,1429	0,9897	0,4663	308,02	44,459	0,55	7,5171	4,13	143,63	0	143,63	12	2317,59	74,47
3	7,44	0	19,03	0	2,8	2,69	1,69	380,86	0,2143	0,9768	0,4663	372,01	81,613	0,55	7,6169	4,19	173,47	0	173,47	17	2836,26	74,47
4	7,44	0	21,75	0	2,8	2,69	1,69	435,3	0,2857	0,9583	0,4663	417,15	124,37	0,55	7,7636	4,27	194,52	0	194,52	24	3241,65	74,47
5	7,44	0	24,2	0	2,8	2,69	1,69	484,33	0,3571	0,934	0,4663	452,39	172,97	0,55	7,9653	4,38	210,95	0	210,95	30	3606,80	74,47
6	7,44	0	25,03	0	2,8	2,69	1,69	500,94	0,4286	0,9035	0,4663	452,6	214,69	0,55	8,2346	4,53	211,05	0	211,05	37	3730,50	74,47
7	7,44	0	26,43	0	2,8	2,69	1,69	528,96	0,5	0,866	0,4663	458,09	264,48	0,55	8,591	4,73	213,61	0	213,61	44	3939,16	74,47
8	7,44	0	25,91	4,96	2,8	2,69	1,69	580,92	0,5714	0,8207	0,4663	476,73	331,95	0,55	9,066	4,99	222,3	44,967	177,33	44	4326,09	74,47
9	7,44	0	21,42	9,39	2,8	2,69	1,69	546,76	0,6429	0,766	0,4663	418,81	351,49	0,55	9,713	5,34	195,29	91,205	104,09	44	4071,70	74,47
													1588,5			52,99	1882,4	136,17	1746,3		33153,55	

RETENUE PLEIN AMONT
R₁=74,47m , b₁=7,447m

Kss	1,2184
Kas	1,0493

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densite du sol $\gamma_1, T/m^3$	densite du sol $\gamma_2, T/m^3$	densite du sol $\gamma_3, T/m^3$	(Gn)poids de la tranche	sin α°	cos α°	tg ϕ°	N	Tn	C	(dl)longueur de la surface de glissement	C.dl	N.tg ϕ	P.tg ϕ	N.tg ϕ - P.tg ϕ	α	a.Gn.dn	dn
0	6,924	0	0	7,12	2,8	0,00	1,69	83,315	0	1	0,4663	83,315	0	0,55	6,924	3,81	38,85	0	38,85	0	550,30	66,05
1	6,924	0	0	11,42	2,8	0,00	1,69	133,63	0,0714	0,9974	0,4663	133,29	9,5451	0,55	6,9417	3,82	62,154	0	62,154	6	882,64	66,05
2	6,924	0	0	12,6	2,8	0,00	1,69	147,44	0,1429	0,9897	0,4663	145,93	21,063	0,55	6,9958	3,85	68,047	0	68,047	12	973,84	66,05
3	6,924	0	0	9,32	2,8	0,00	1,69	109,06	0,2143	0,9768	0,4663	106,53	23,37	0,55	7,0887	3,90	49,674	0	49,674	17	720,33	66,05
4	6,924	0	0	25,58	2,8	0,00	1,69	299,33	0,2857	0,9583	0,4663	286,85	85,522	0,55	7,2252	3,97	133,76	0	133,76	24	1977,05	66,05
													139,5			19,35	352,49		352,49		5104,15	

RETENUE VIDE AVAL
R₁=69,24m , b₁=6,924m

Kss	2,6655
Kas	1,9243

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densite du sol γ ₁ , T/m3	densite du sol γ ₂ , T/m3	densite du sol γ ₃ , T/m3	(Gn)poids de la tranche	sin α°	cos α°	tgφ°	N	Tn	C	(dl)longueur de la surface de glissement	C.dl	N.tgφ	P.tgφ	N.tgφ - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
-2	7,44	0	2,53	0	2,8	2,69	1,69	50,634	-0,143	0,9897	0,4663	50,115	-7,233	0,55	7,5171	4,13	23,369	0	23,369	-11	377,07	74,47
-1	7,44	0	6,76	0	2,8	2,69	1,69	135,29	-0,071	0,9974	0,4663	134,95	-9,664	0,55	7,4591	4,10	62,927	0	62,927	-6	1007,52	74,47
0	7,44	0	11,3	0	2,8	2,69	1,69	226,15	0	1	0,4663	226,15	0	0,55	7,44	4,09	105,46	0	105,46	0	1684,17	74,47
1	7,44	0	13,52	0	2,8	2,69	1,69	270,58	0,0714	0,9974	0,4663	269,89	19,327	0,55	7,4591	4,10	125,85	0	125,85	6	2015,04	74,47
2	7,44	0	15,55	0	2,8	2,69	1,69	311,21	0,1429	0,9897	0,4663	308,02	44,459	0,55	7,5171	4,13	143,63	0	143,63	12	2317,59	74,47
3	7,44	0	19,03	0	2,8	2,69	1,69	380,86	0,2143	0,9768	0,4663	372,01	81,613	0,55	7,6169	4,19	173,47	0	173,47	17	2836,26	74,47
4	7,44	0	21,75	0	2,8	2,69	1,69	435,3	0,2857	0,9583	0,4663	417,15	124,37	0,55	7,7636	4,27	194,52	0	194,52	24	3241,65	74,47
5	7,44	0	24,2	0	2,8	2,69	1,69	484,33	0,3571	0,934	0,4663	452,39	172,97	0,55	7,9653	4,38	210,95	0	210,95	30	3606,80	74,47
6	7,44	0	25,03	0	2,8	2,69	1,69	500,94	0,4286	0,9035	0,4663	452,6	214,69	0,55	8,2346	4,53	211,05	96,111	114,94	37	3730,50	74,47
7	7,44	0	26,43	0	2,8	2,69	1,69	528,96	0,5	0,866	0,4663	458,09	264,48	0,55	8,591	4,73	213,61	105,88	107,73	44	3939,16	74,47
8	7,44	0	25,91	4,96	2,8	2,69	1,69	580,92	0,5714	0,8207	0,4663	476,73	331,95	0,55	9,066	4,99	222,3	109,53	112,77	44	4326,09	74,47
9	7,44	0	21,42	9,39	2,8	2,69	1,69	546,76	0,6429	0,766	0,4663	418,81	351,49	0,55	9,713	5,34	195,29	97,015	98,276	44	4071,70	74,47
													1588,5			52,99	1882,4	408,54	1473,9		33153,55	

VIDANGE RAPIDE
R₁=74,47m , b₁=7,447m

Kss	1,3037
Kas	1,0547

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densite du sol γ ₁ , T/m3	densite du sol γ ₂ , T/m3	densite du sol γ ₃ , T/m3	(Gn)poids de la tranche	sin α°	cos α°	tgφ°	N	Tn	C	r de la surface de glissement	C.dl	N.tgφ	P.tgφ	N.tgφ - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
1	6,924	0	0	7,12	2,8	2,69	1,69	83,315	0,0714	0,9974	0,4663	83,102	5,9511	0,55	6,9417	3,82	38,751	0	38,751	6	576,87	69,24
2	6,924	0	0	11,42	2,8	2,69	1,69	133,63	0,1429	0,9897	0,4663	132,26	19,09	0,55	6,9958	3,85	61,674	0	61,674	12	925,27	69,24
3	6,924	0	0	12,6	2,8	2,69	1,69	147,44	0,2143	0,9768	0,4663	144,01	31,594	0,55	7,0887	3,90	67,155	0	67,155	17	1020,87	69,24
4	6,924	0	0	9,32	2,8	2,69	1,69	109,06	0,2857	0,9583	0,4663	104,51	31,16	0,55	7,2252	3,97	48,735	0	48,735	24	755,12	69,24
													87,795			15,54	216,32	0	216,32		3278,13	

Kss	2,6409
Kas	1,9118

RETENUE PLEIN AVAL
R₁=69,24m , b₁=6,924m