

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'UN PETIT BARRAGE SUR OUED FATSEN COMMUNE
D'OUM DJELIL DAIRA AZIZ WILAYA MEDEA**

PRESENTE PAR :

OULDBABAALI Abdelhak

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. B. BENLAOUKLI	M.C.A	Président
Mr. S.TOUMI	M.C.B	Examinateur
Mme.A.ADDOU	M.A.A	Examinatrice
Mme.N.SAIL	M.A.A	Examinatrice
Mme. D. DJOUDAR	M.C.B	Promotrice

Septembre 2018

REMERCIEMENT

Tout d'abord, Je remercie Allah, tout puissant de m'avoir guidé durant ma formation et de m'avoir permis de réaliser ce modeste travail.

*Je voudrais exprimer mes sincères remerciements à mon encadreur :
Mme : DJOUDAR DAHBIA pour l'aide qu'elle ma offert, sa disponibilité permanente, ses commentaires et bien sûr ses critiques constructives ainsi qu'à l'ensemble des enseignants de l'E.N.S.H qui ont assuré ma formation.*

Je remercie évidemment le Président et les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail

*Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble du corps administratif de l'école et surtout le Département d'Aménagement et Génie Hydraulique.
Enfin ma reconnaissance va à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce document.*

OULDBABAALI Abdelhak

ملخص

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مستوى واد فاتسن (ولاية المدية) لإنشاء سد من اجل سقي ما يقارب 200 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة.

بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه 17.1 متر و سعة تقدر ب 0.625 مليون متر مكعب على امتداد يقارب 244 متر و كذا تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الإنجاز.

Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur l'oued FATSEN (Wilaya de Médéa) pour l'implantation d'un petit barrage, destiné à l'irrigation de 200ha.

Les études géologique, et hydrologique approfondie ont servi de base de calcul pour dimensionner l'ouvrage étudié dont la hauteur est de 17.1 m avec une capacité de 0.625 million m³ sur une longueur de 244m. Enfin une étude de vérification de la stabilité s'est avérée indispensable suivi par une organisation de chantier pour réaliser correctement l'ouvrage.

Abstract:

In the present work we done a complete technical study about Oued FATSEN , City of MEDEA for the establishment of a small dam, intended for irrigation of a perimeter of 200 ha.After a geological and hydrological study, we choose our dam, we examined its stability and its realization and the project duration

Table des matières

I. Table des matières	
Introduction générale :	1
I. Chapitre : Etude topographique.....	2
Introduction :	2
I.1 Généralités sur les barrages	2
I.1.1 Définition	2
I.1.2 But des barrages	2
I.1.3 petit barrage :	2
I.2. Situation géographique du site :	3
I.3.Documentation topographique	4
I.4 choix du site du barrage:	4
I.5 Caractéristiques morphologiques :.....	5
I.5.1 Climat :.....	5
I.6 Conclusion :	5
II. Etude Géologique et géotechnique.....	6
Introduction :	6
II.1 ETUDE GEOLOGIQUE :	6
II.2 Etude et reconnaissances réalisées sur le site :	6
II.2.1 Topographie :.....	6
II.3 Reconnaissance géologiques et géotechniques :.....	7
II.4.Géologie de la région :	7
II.4.1 Stratigraphie générale	7
II.4.2 Sismicité da la région :	8
II.5 ETUDE GEOTECHNIQUE :.....	10
II.5.1 Recherches effectuées et études de fondation	10

Table des matières

II.5.2 Lithologie de la cuvette	10
II.5.3 Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue :.....	11
II.5.4 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue :.....	11
II.5.5 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :.....	12
II.6 Matériaux de construction du petit barrage	12
II.7 Prospection géotechnique de laboratoire :.....	12
II.7.1 Mode opératoire des essais :.....	12
II.7.2 Essai mécanique :	13
II.7.3 Interprétation des résultats des essais de laboratoire II.7.3.1 Résultats des essais physiques	14
II.7.4 Résultats des essais mécaniques:	15
II.7.5.Résultats des essais chimiques	16
II.7.6. Résultats et interprétation des essais de laboratoire SETAM.	18
CONCLUSION	18
III. Chapitre : Etude hydrologique.....	19
Introduction.....	19
III.1 Le Bassin versant.....	19
III.1.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant	19
III.1.2. Caractéristiques géométriques du bassin versant	20
III.1.3. Caractéristiques morphologiques	21
III.1.3.1 Indice de compacité de Gravelius K_c :	21
III.1.3.2 Coefficient d'allongement :	21
III.1.3.3 Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius :	21
III.1.3.4. Répartition et courbe hypsométrique.....	22
III.1.3.5. Indice de pente globale I_g :.....	24
III.1.3.6Indice de pente moyenne I_{pm} :.....	25
III.1.3.7-Indice de pente M.ROCHE I_p	25

Table des matières

III.1.3.8 Pente moyenne du bassin versant I_m :.....	27
III.1.3.9 Dénivelée spécifique : [A]	28
III-1.4 Caractéristiques physiographiques :	28
III.1.5 Caractéristiques climatiques du bassin versant :.....	32
III.1.5.1. Température :.....	33
III.1.5.2 L'évaporation :.....	33
III.1.5.3 Humidité relative :	35
III.1.5.4 Tension de vapeur d'eau :.....	35
III.1.5.5 Vitesse du vent :.....	36
III.1.5.6. la pluviométrie:	36
III.2. Les précipitations maximales journalières :.....	37
III.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :.....	40
III.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.	41
III.2.3 La pluie de courtes durées :.....	43
III.3 Quantification des apports :.....	45
III.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A0) :.....	45
III.3.1.1 Formule de l'A.N.R.H :.....	46
III.3.1.2 Formule de Derie II :	46
III.3.1.3 Formule de MEDINGEER:	46
III.3.1.4 Formule de TURC :	47
III.3.1.5 Formule de SAMIE :.....	47
III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :.....	48
III.3.2.1 Module de l'écoulement :.....	48
III.3.2.2 Module de l'écoulement relatif :	48
III.3.2.3 Lame d'eau écoulée :.....	48
III.3.2.4 Coefficient de l'écoulement:	48
III.3.3 Coefficient de variation :.....	48

Table des matières

III.3.3.1 Formule de SOKOLOVSKY:.....	49
III.3.3.2 Formule de OURKGUIPROVODKHOZ.....	49
III.3.3.3 Formule de L'ANTONOV :.....	49
III.3.3.4 Formule de KRISTEKLY MENKEL:.....	49
III.3.3.5 Formule Algérienne de PADOUN.....	49
III.4 Irrégularité des apports :	50
III.4.1 Estimation fréquentielle des apports :.....	50
III.5 Etude des crues:.....	51
III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue:.....	51
III.5.1.1 Formule de MALLET-GAUTHIER :.....	51
III.5.1.2 Formule de SOKOLOVSKY :.....	52
III.5.1.3. Formule de TURRAZA :.....	53
III.5.2. Hydrogramme de crue :.....	54
III.5.3.Estimation de la crue de projet:.....	57
III.5.4.Aport solide et l'estimation de volume mort:	58
III.5.4.1 Formules empiriques :	58
III.5.4.3.Calcul du volume mort :	59
III.6 Régularisation des débits.....	61
III.6.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :.....	61
III.6.2 Répartition mensuel des besoins	61
III.6.3 Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»	61
III.6.4. Calcul du volume utile (Touaibia, 2001)	62
III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	63
III.6.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :.....	65
III.7. Laminage des crues.....	68
III.7.1 Méthode de Muskingum:(Fread, D.L. 1993)	68
III.7.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de	68
III.7.1.2 Méthode de Muskingum	69

Table des matières

III.7.1.3 Principe de la méthode de solution	70
III.7.1.4 Calcul du débit de sortie	71
III.7.1.5 Calcul du volume stocké.....	72
III.8 Etude d'optimisation.....	78
III.8.1 Calcul du coût approximatif de la digue :	78
III.8.1.1 Calcul de la revanche :.....	78
III.8.1.2 Largeur en crête :	79
III.8.1.3 Evaluation du coût de la digue.....	80
III.8.1.4. calcul du coût de l'évacuateur de crue :.....	81
CONCLUSION :	85
IV. Etude des variantes :.....	86
IV.1.Généralités :	86
IV.2. Le choix du site du barrage	86
IV.3. Le choix du type de barrage.....	86
IV.4. Les variantes à choisir.....	87
IV.4.1 .Barrage en terre Homogène	87
IV.4.2 Barrage à zones	87
IV.4.3 Barrage en enrochement avec masque en béton:	87
IV.5.pentes des talus :	87
IV.5.1. Etude comparative.....	88
IV.5.1.1 barrage homogène.....	89
IV.5.1.2. Barrage zoné :	91
IV.5.1. 3. Barrage en terre avec masque en béton :	93
IV .6.Estimation du coût des variantes	94
IV .7. Comparaison financière des trois variantes	95
IV.8. Etude de la variante retenue	95

Table des matières

IV.8.1. Définition de profil général du barrage.....	95
IV.8.1. 1.Hauteur de barrage.....	95
IV.8.1.2. Calcul de tassement	96
IV.8. 2 Largeur en crête.....	97
IV.8.3. La longueur en crête.....	97
IV-8.4. Pentas du talus	97
IV-8.5. Protection des talus	97
IV-8.5.1. Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'encrochement :	98
IV-8.5.2. Diamètre moyen de l'encrochement	99
IV.8.6. Les bermes	101
IV.8.7. Protection de la crête.....	101
IV.8.8. Drainages.....	101
IV.9. la Clé d'étanchéité	103
IV-10- Etude des infiltrations	103
IV.10.1. Ligne de saturation.....	104
IV.10.3.Calcul des filtres (annexes A):	107
1 Règles des filtres	107
IV-12- Calcul de stabilité.....	109
IV.12.1.Généralités sur l'étude de stabilité des barrages	109
IV.12.2. Stabilité des talus	110
IV-12.3.Ordre de calcul (Méthode de FELLENIUS) :	112
IV-12.4.Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	113
IV-12.5. Classement des forces.....	114
IV.12.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :.....	114
CONCLUSION :	116

V. Dérivation provisoire	117
V.1 Introduction.....	117
V.2 Type d'ouvrage de dérivation provisoire	117
V.2.1 Galerie de dérivation	117
V.2.2 Conduite de dérivation	117
V.2.3 Canal de dérivation.....	117
V.3 Choix de la crue de dimensionnement :.....	117
V.4 Succession des travaux	118
V.5 Dimensionnement de la dérivation provisoire	118
V.5.1 Dimensionnement de la galerie	118
V.5.2 Laminage de Crue de Chantier.....	118
V.6 Batardeau.....	122
V.6.1 Calcul de la revanche du batardeau.....	122
V.6.2 Calcul de la largeur en crête du batardeau	122
V.6.3. Calcul d'optimisation de la dérivation	123
V.7 Construction du batardeau :.....	128
V.8 Ouvrage de restitution.....	128
Conclusion	128
VI. Etude des variantes des ouvrages annexes	129
INTRODUCTION	129
VI.1. Ouvrage de Prise d'eau.....	129
VI.1.1. Type de prise	129
VI.1.1.1 Prise d'eau en charge	129
VI.1.1.2 Prise d'eau flottante:	129
VI.1.1.3 Tour de prise	129

Table des matières

VI.2. Ouvrage de vidange.....	129
VI.2.1. Conduite de vidange en charge	130
VI.2.2. Conduites à écoulement libre.....	130
VI.2.3. Choix de la variante	130
VI.3. Ouvrage d'évacuateur de crues	131
VI.3.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue	132
VI.3.2. Différents types des évacuateurs de crues.	132
VI.3.3 Choix de la variante :	133
VI.4. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :.....	134
VI.4.1) Calcul du débit de vidange :	134
VI.4.2) Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre :.....	134
VI.5) Dimensionnement de la prise d'eau	136
Conclusion	137
VII. Etude des variantes des ouvrages annexes	138
VII.1. Introduction.....	138
VII.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	138
VII.1.2 Choix de la variante	138
VII.1.3 Évacuateur des crues.....	139
VII.2. Dimensionnement hydraulique	139
VII.2.1. Canal d'amenée.....	139
VII.2.2. Déversoir.....	140
VII.2.3 Chenal d'écoulement :	142
VII.2.4 Calcul du convergent	143
VII.2.5 Le coursier	143
VII.2.6 Dissipateur d'énergie	148
VII.3. Conception de l'évacuateur de crues :.....	150

Table des matières

VII.3.1. Hauteur des murs bajoyers :	150
VII.3.2.Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :	151
VIII. Organisation du chantier :.....	152
Introduction :	152
VIII.1.Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :.....	152
VIII.1.1. Le maître de l'ouvrage :	152
VIII.1.2. Le maître d'oeuvre :.....	152
VIII.1.3.L'entrepreneur :.....	152
VIII-2- Installations du chantier :.....	153
VIII-2-1- Installations destinées au personnel :	153
VIII-2- 2- Installations destinées au stockage des matériaux :	153
VIII.2.3.Installations destinées à la réparation des engins :.....	155
VIII.2.4- Installations pour la préfabrication :	155
VIII.3- les moyens de chantier :.....	155
VIII-4-Le devis estimatif :.....	156
VIII.5.1.Dérivation provisoire :.....	158
VIII.5.2.Exécution de la digue :	160
VIII.5.3. Exécution des travaux de bétonnage :	162
VIII.6. Planification :.....	163
VIII.6.1. Définition.....	163
VIII.6.2. Techniques de la planification :	164
VIII.6.2.1.méthodes basées sur le réseau :.....	164
VIII.6.2.2.les étapes de la planification :	165
VIII.6.3.les paramètres de la méthode C.P.M :.....	165
VIII.6.3.1.Chemin critique (C.C) :.....	166

Table des matières

VIII.6.3.2.Attribution des durées de chaque opération :	166
VIII.6.4. les plannings :	166
VIII.6.4.1.plan de travail au plus tôt :	166
VIII.6.4.2.plan de travail au plus tard : (PTPP)	166
VIII.6.4.3.plan de travail intermédiaire :	166
VIII.7.délai de construction et programme des travaux :	166
VIII.7.1.Symboles des différentes opérations :	168
VIII.8.Détermination des chemins critiques :	170
VIII.9.Technologie des principaux travaux :	172
Conclusion :	172
IX. Protection et sécurité de travail :	173
Introduction :	173
IX -1- Comite de sécurité	173
IX.2.Instructions structurelles sur la sécurité :	173
IX.2.1.Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :	173
IX.2.2.Instructions à donner au Chef d'équipe :	173
IX.3.Contrôle et entretien du matériel :	173
IX.4.Organisation du service de la sécurité d'ouvrage :	174
IX.5.Principes fonctions du service de sécurité.....	174
IX.6. Causes des accidents de travail :	174
IX.6.1. Facteurs humains :	174
IX.6.2.facteurs matériels	175
IX.6.3.Causes des maladies professionnelles :	175
IX.6.4.Conditions dangereuses dans le chantier :	176
IX.6.5.Methode et moyens de prévention :	176

Table des matières

IX.6.6.Actions dangereuses :.....	176
IX.7 : Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :	176
IX.7.1 : Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :	177
IX.7.2 : Calcul du diamètre des canalisations	178
Conclusion.....	178
X. Conclusion générale	179
Références bibliographiques	180

Listes des figures

Figure I.1 Plan de situation.	4
Figure II.1. Carte géologique du bassin versant FATSSSEN W.MEDEA.....	9
Figure III.1 Délimitation du bassin versant FATSEN	20
Figure III.2 Carte hypsométrique du bassin versant FATSEN	22
Figure III.3 : Courbe hypsométrique.....	24
Figure III.4. Réseau hydrographique du bassin versant FETSEN.....	31
Figure III.5. Répartition mensuelle de la température.	33
Figure III.6 répartition mensuelle de l'évaporation (2004)	34
Figure III.7 répartition mensuelle de la Humidité.	35
Figure III.8 : répartition mensuelle de la précipitation.(30ans)	37
Figure III.9: ajustement de la série par la loi de gumbel	42
Figure III.10 : courbe des pluies de courtes durées	45
Figure III.11: courbe intensité – durée.....	45
Figure III.12 : répartition mensuel des apports	51
Figure III.13 : les Hydrogrammes de crue.....	56
Figure III.14 Courbe hauteur-surface-volume	62
Figure III.15 Laminage à travers un barrage	70
Figure III.16 Evacuateur à surface libre à entonnement frontal	71
Figure III.17 Modélisation de la courbe capacité- hauteur	73
Figure III.18 Modélisation de la courbe surface-hauteur.....	73
Figure III.19 Courbe caractéristique du barrage pour b=15 m.	74
Figure III.20 Hydrogrammes de sorties	77
Figure III.21 Courbe d'optimisation	84
Figure V.1: Schéma de calcul.	124
Figure V.2 : Courbe d'optimisation.	127
Figure VII.1 Graphique de la ligne d'eau.	147
Figure VIII.1. Schéma de la relation entre les éléments de chantier.	153
Figure VIII.2: Réseau à nœuds.	169

Listes des tableaux

Tableau II.1 Résultats de l'essai de perméabilité.	14
Tableau II.2 . Limite d'Atterberg:	15
Tableau II.3. Résultats de compactage (essai de Proctor normal) :	15
Tableau II.4. Résultats des essais de compressibilité à l'oedomètre :	15
Tableau II.5. résultats d'Analyses chimiques	16
Tableau II.6: caractéristiques géotechniques.	17
Tableau III.1 Coordonnées de la courbe hypsométrique	23
Tableau III.2 détermination de la pente M.Roche Ip	26
Tableau III.3 Evaluation de la pente moyenne du Bassin versant.	27
Tableau III.4: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).	28
Tableau III.5 : Temps de concentration.	30
Tableau III.6 Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.	32
Tableau III.7 Répartition mensuelle de la température :	33
Tableau III.8 Répartition mensuelle de l'évaporation	34
Tableau III.9 Répartition mensuelle de l'humidité relative:)	35
Tableau III.10: <i>Répartition mensuelle de la tension de vapeur</i>	35
Tableau III.11 <i>la Répartition mensuelle de la vitesse de vent</i>	36
Tableau III.12 : Station pluviométrique.	36
Tableau III.13: Répartition mensuelle de la pluie annuelle (source A.N.R.H)(30ans ,1981)	36
Tableau III.14 Pluies maximales journalières de la station de Derrag (1981-2011)	38
Tableau III.15: Caractéristiques de la série avec N=30ans	39
Tableau III.16: résultats d'ajustement a la loi de log normale :	40
Tableau III.17: résultats d'ajustement a la loi de Gumbel :	41
Tableau III.18 les précipitations des différent fréquence.	44
Tableau III.19 l'Apport moyenne interannuelle.	47
Tableau III.20 les apports fréquentiels	50
Tableau III.21 Répartition mensuelle des apports.	51
Le tableau (III.22) nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour:	
Tableau III.22 récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.	52
Tableau III.23 <i>valeur de coefficient de ruissellement α</i> :	53
Tableau III.24 récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.....	53
Tableau III.25 Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TERRAZA:)	54
Tableau III.26 récapitulatif des résultats de débit de crue.	54
Tableau III.27: Débits fréquentielles calculés :	54
Tableau III.28: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.	55
Tableau III.29 Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue.....	56
Tableau III.30. Répartition mensuelle de l'apport.	61
Tableau III.31 Répartition mensuelle des besoins	61
Tableau III.32 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm ³).....	64
Tableau III.33 Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm ³).....	66
Tableau III.34 Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=15 m.....	74
Tableau III.35 Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=10 m	75
Tableau III.36 l'hydrogramme laminé pour les déférentes largeurs b de 10 à 20 m.....	76

Tableau III.37	Tableau récapitulatif des résultats de laminage	77
Tableau III.38	: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.	80
Tableau III.39	: récapitulatif des résultats.	81
Tableau III.40	: coût de la digue.	81
Tableau III.41	coût du déversoir.	82
Tableau III.42	Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes.	83
Tableau III.43	: récapitulatif des prix totaux.	83
Tableau III.44	: les caractéristiques du barrage.	84
Tableau IV.1	: Valeurs indicatives des pentes des talus.	88
Tableau IV.2	: Volume de recharge (argile).	90
Tableau IV.3	: Volume de drain vertical.	90
Tableau IV.4	Volume des recharges.	92
Tableau IV.5	Volume du Noyau.	92
Tableau IV.6	: volume des recharges.	94
Tableau IV.7	les coûts des variantes étudiées.	94
Tableau IV.8	: récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.	97
Tableau IV.9	: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.	99
Tableau IV.10	: résultats de calcul.	100
Tableau IV.11	: coordonnées de la parabole de Kozeny.	105
Tableau IV.12	: Coefficient de stabilité admissible des talus.	111
Tableau IV.13	: Détermination des rayons des cercles de glissement.	112
Tableau IV.14	: Résultat de cas étudié.	112
Tableau IV.15	: Caractéristique géotechnique.	113
Tableau IV.16	: coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.	115
Tableau V.1	: Coefficient de débits.	120
Tableau V.2	: $Q = f(D)$	120
Tableau V.3	: $H_{dév} = f(t)$	121
Tableau V.4	: Tableau récapitulatif des largeurs en crête.	123
Tableau V.5	: Paramètres de calcul d'optimisation.	125
Tableau VI.1	: type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$	131
Tableau VII.1	: Coordonnées de profil de Greaguer.	141
Tableau VII.2	: Calcul de ligne d'eau.	146
Tableau VIII.1	: devis estimatif;	156
Tableau VIII.2	: symboles des opérations.	168
Tableau VIII.3	: Détermination des chemins critiques.	170
Tableau VIII.4	: Diagramme de GANTT.	171
Tableau IX.1	: vitesse de l'air dans les différentes canalisations suivant les normes internationales :	178

Listes des planches :

Planche 1 : coupe géologique +la carte géologique

Planche 2 : vue en plan d'ensemble de l'aménagement

Planche 3 : profile en long de l'évacuateur de crue

Planche 4 : coupe transversale de la digue

Planche 5 : calcule de stabilité

Planche 6 : profil en long de la vidange de fond

Introduction générale :

Suite à la croissance démographique et l'augmentation de la demande en eau, les ressources existantes ne parviennent plus à satisfaire les besoins principalement en eau potable , et en irrigation d'où la nécessité de développer de nouvelles solutions.

Depuis plusieurs décennies , l'édification de petits barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation de ressources en eau

En Algérie ,quelque régions trouvent encore des difficultés à s'approvisionner en eau qui a encouragé à se pencher sur l'idée de conception de barrage.

Vue la situation critique qu'a connue la wilaya de Médéa surtout que cette région est à vocation agricole , dans ce cadre s'installe notre étude qui repose sur la possibilité de la réalisation d'un petit barrage sur oued FATSSEN situé dans la wilaya de MEDEA destiné pour l'irrigation en majeure partie.

En effet , la réalisation de ce barrage repose sur l'étude géologique et hydrologique qui ont servi de base de calcul pour le dimensionnement de l'ouvrage projeté enfin une étude de stabilité s'avère nécessaire puis une organisation de chantier pour assurer le bon déroulement des travaux de réalisation

Pour bien mener cette étude, nous avons scindé notre travail en neuf chapitres à savoir : Le premier chapitre qui concerne la topographie ensuite dans le deuxième et le troisième chapitres on a étudié la géologie et l'hydrologie , après nous avons choisi la variante adéquate pour la digue dans le quatrième chapitre.

Venons alors au cinquième chapitre où on a réalisé la dérivation provisoire , dans le sixième et le septième chapitres on a détaillé les variantes et les ouvrages annexes .

Par la suite on est passé par une organisation de chantier, et protection et sécurité de travail dans les deux derniers Enfin pour terminer une conclusion générale a été faite

I. Chapitre : Etude topographique

Introduction :

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

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

I.1 Généralités sur les barrages

I.1.1 Définition

Ce sont des ouvrages hydrauliques, souvent importants, très délicats du point de vue de leur conception, et de leur réalisation et de leur exploitation et qui nécessitent un entretien très soutenu et soigné. (Anton, et Pougatsch ,1969)

I.1.2 But des barrages

Le but principal du barrage d'après sa définition, est l'accumulation. Cette accumulation sert à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adopter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins.

Un but secondaire (parfois primordial dans notre pays) est la protection contre les crues.

Enumérons les divers buts d'utilisation d'un barrage que l'on peut associer dans le même ouvrage . (Anton, et Pougatsch ,1969)

1-protection contre les crues.

2-alimentation en eau potable.

3-amélioration de la navigation.

4-irrigation.

5-production de l'énergie électrique.

6-besoins industriels.

7-autres buts (dilution des eaux usées, amélioration de la nappe phréatique, protection contre le charriage et l'envasement).

I.1.3 petit barrage :

Il n'existe pas de définition unanimement reconnue de l'expression petit barrage.

De son côté la Commission Internationale des Grands Barrages considère comme grands barrages les ouvrages de hauteur supérieure à 15 mètres, ou bien même, dans certains cas, comprise entre 10 et 15 mètres.

En fait, il n'est pas très important de définir avec précision la limite entre petit barrage et grand barrage. Un barrage de 20 mètres sera pour l'un le plus petit des grands barrages et pour l'autre le plus grand des petits barrages. Nous proposons simplement pour fixer les idées de baptiser petits barrages ceux dont la hauteur est inférieure à 15 mètres et moyens ceux dont la hauteur est comprise entre 15 et 25 mètres. (DURAND, 1999)

Cette définition ne prétend pas être universelle, et elle n'a bien sûr aucun caractère réglementaire. (DURAND, 1999)

I.1.4 TOPOGRAPHIE ET APPORTS DU BASSIN VERSANT :

Si l'on excepte le cas des plans d'eau à vocation touristique et les petits barrages hydroélectriques, c'est le volume de la retenue qui conditionne toute la conception du barrage. On cherche en effet à disposer d'un volume d'eau pour le soutien d'étiage, l'irrigation ou l'eau potable, ou bien d'un volume disponible pour amortir une crue.

I.2. Situation géographique du site :

Le site du petit barrage de Oued Fates se situe à une distance de 1.5 Km de la RN 19 rattaché administrativement à la Daïra de SEBT AZIZ wilaya de MEDEA, il est limité :

Au Nord par la commune de Ouled Anteur.

A l'Est par la commune de Oum El Djelil.

Au Sud par la commune de Chahbounia.

A l'ouest par la commune de Derrag. Figure1

Les coordonnées Lambert selon la carte 1/50000 sont :

X = 491.90 km

Y = 285.25 km

Z = 745.00 m NGA

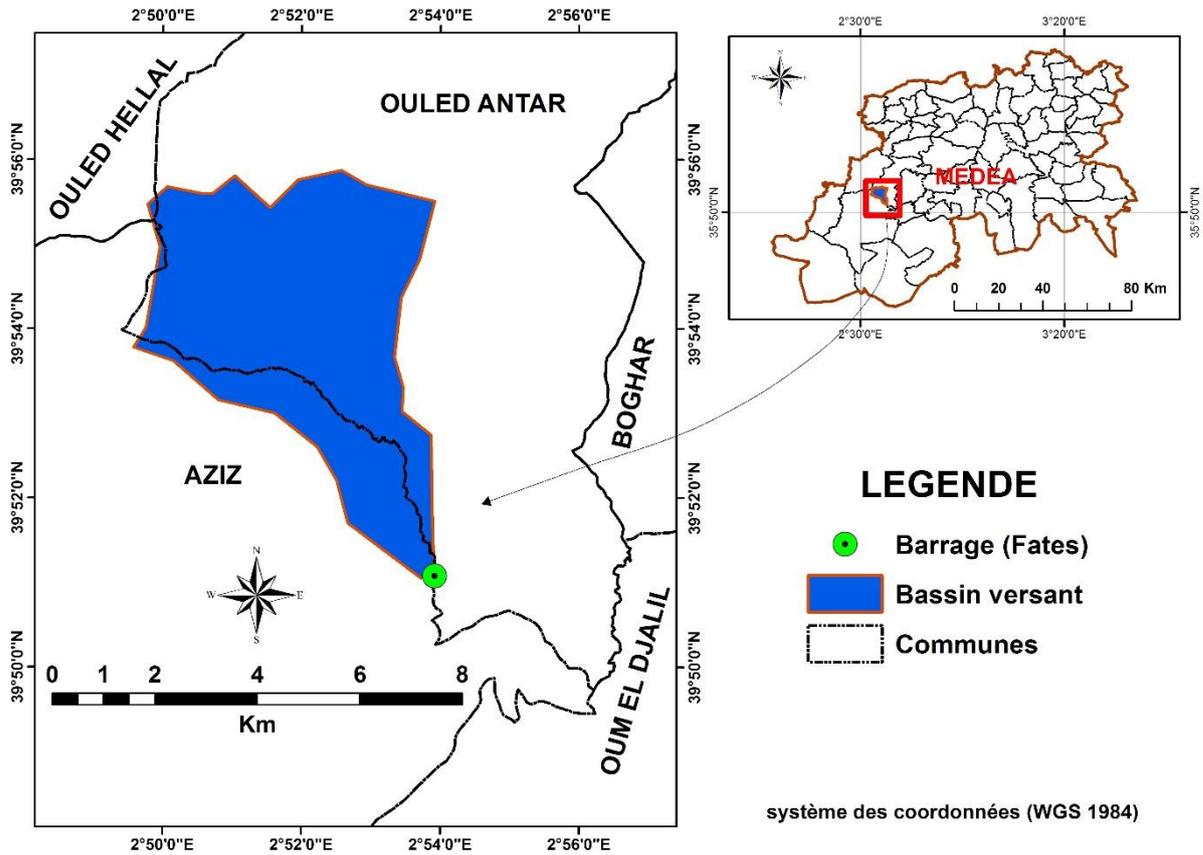


Figure I.1 Plan de situation.

I.3.Documentation topographique

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l’approche méthodologique. La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La documentation topographique pour des travaux sur l’étude de faisabilité du petit barrage et pour justifier les conceptions de l’étude, on a reçu les documents cartographiques suivant (Données de la direction de la wilaya de MEDEA) :

Carte topographique Ech 1 :50 000.

Levé topographique du site du barrage Ech 1 :100.

I.4 choix du site du barrage:

Le choix du site est basé essentiellement sur des connaissances et des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'un petit barrage, on distingue les différents points suivants :

-Garantir la quantité d’eau qui sera piégée dans le barrage ;

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

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologiques et des conditions topographiques, nous avons choisi l'axe le plus économique et le plus stable.

I.5 Caractéristiques morphologiques :

Le bassin versant contrôlé par le site du petit barrage est caractérisé par un relief montagneux recouvert par une végétation plus ou moins abondante (broussaille, surfaces cultivées, etc.).

I.5.1 Climat :

Le climat de la région de FATSSEN est caractérisé par des étés chauds et des hivers froids, la température moyenne est de 15.8°C.

- Le mois le plus pluvieux est septembre avec une moyenne de 26 mm.
- Le mois le moins pluvieux est juillet avec une moyenne de 8 mm.

I.6 Conclusion :

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

D'une façon générale on peut dire que le site du petit barrage de la commune de Sebt Aziz est faisable du point de vue topographique.

II. Etude Géologique et géotechnique

Introduction :

La faisabilité d'un barrage est basée sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette.

Ce site doit être géologiquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise de la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaire pour sa construction.

La cuvette doit être étanche et les berges de la retenue stables.

Le sol de fondation doit présenter de bonnes caractéristiques mécaniques tels que :

Faible compressibilité, perméabilité, degré d'altération.

Grande résistance à l'écrasement.

II.1 ETUDE GEOLOGIQUE REGIONALE

La géologie c'est la science qui étudie les sols, et les processus géologiques qui influent sur les conditions de construction et d'exploitation des ouvrages (notamment hydrotechnique).

Concernant la géologie , la région appartient au domaine des nappes Telliennes, c'est un ensemble de terrains allochtones, qui repose en discordance sur des terrains appelés autochtones .

Ces évènements géologiques très importants sont caractérisés par des charriages de terrain anciens sur de terrains plus récents.

Ces ensembles nappes sont constitués par des terrains qui sont individualisés en plusieurs unités de nature et d'âges différents.

D'après la carte géologique de FATSSEN établie par LETOURNEUX n° 135 au 1/50.000^e. plusieurs unités tectoniques s'empilent les unes au autres , séparées par des contacts anormaux souvent soulignées par des niveaux gypseux ayant servi de semelle de nappe .

Le mouvement de charriage étant venu du nord vers le sud, les contacts entre ces différentes unités se trouve automatiquement redressé .

II.2 Etude et reconnaissances réalisées sur le site :

II.2.2 Topographie :

Deux études topographiques sont réalisées sur l'oued FATSSEN :

-un levé topographique de la cuvette à l'échelle de 1/1000^e système de coordonnées Lambert approchées altitude NGA.

-un levé topographique du site à l'échelle 1/500° système de coordonnées Lambert approchées altitude NGA.

II.3 Reconnaissance géologiques et géotechniques :

Cinq sondages de reconnaissance ont été réalisés sur l'axe du site jusqu'à une profondeur de 6m.

Des fouilles à l'aide de la pelle mécanique et main d'œuvre ont été réalisées pour la recherche des zones d'emprunts aux alentours immédiats et sur l'axe de la digue.

Une campagne de mesure géotechnique a été effectuée sur les échantillons remaniés.

II.4.Géologie de la région :

Les caractéristiques de la géologie du site sont estimées à l'aide de la carte géologique de la région (établie à l'échelle 1/50 000 éditée en 1963). La géologie du bassin versant du petit barrage de Oued Fates est illustrée par l'extrait de la carte géologique (Fig. 2)

Le site étudié repose en général sur des marne et des grès blancs et marnes grises franches.

Les sondages réalisés sur l'axe montrent l'existence des alluvions centimétriques à décimétrique et marne argileuse grisâtre à jaunâtres.

L'épaisseur des alluvions a été estimée à 3.50 mètres environs.

II.4.1 Stratigraphie

Cénomaniens :

Calcaires et marnes à ammonites (c) en couches bien réglées, les bancs calcaires parfois puissants donnent lieu à des escarpements remarquables. La séparation des couches marneuses avec le sénonien n'est pas toujours facile, mais les blancs calcaires établissent nettement la limite

Du haut en bas on a :

Albien inférieur et moyen :

Argiles feuilletées intercalées et quartzites, avec principaux bancs de quartzites, les fossiles sont très rares.

Trias:

Complexe triasique: dolomies, cargneules, gypse, argiles bariolées, ophite avec blocs de calcaire jurassique et de roches éruptives ou métamorphiques.

Anti-Nappe:

Marnes et grées bancs repérés et aussi marnes grises franche.

Maestrichtien - paléocène :

Est caractérisé par des marnes noires qui peuvent comporter des petits bancs de marno- calcaires en minces couches.

(a) : Marnes noires ou vert olive de la partie supérieure du paléocène (ei) localement différenciées. Mais le style en plus couché qui se manifeste occasionne des accumulations donnant l'impression d'épaisseur plus forte (cuvette et flanc droit du bassin versant).

Lutétien supérieur :

Marne et argile lumachelle d'huître et rares bancs de glauconite.

Eocène moyen :

Calcaire et marno calcaires à silex et aussi calcaire à gros silex.

Alluvions modernes :

Eboulins –gros boullins avec teinte de l'étage.

II.4.2 Sismicité da la région :

L'activité sismique en Algérie est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaines et eurasiennes, en mouvement compressif permanent.

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans le R.P.A (règles parasismiques Algériennes) en prenant en considération deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de I à III en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

Le site du petit barrage Oued Fates est situé dans la zone « II » (zone à activité tellurique intense d'après (sismique hazard manning of algéria, juin 1978).), des cartes iso accélération utilisant un model Bayésien ont été établies pour des périodes de 1000, 500 et 10 ans.

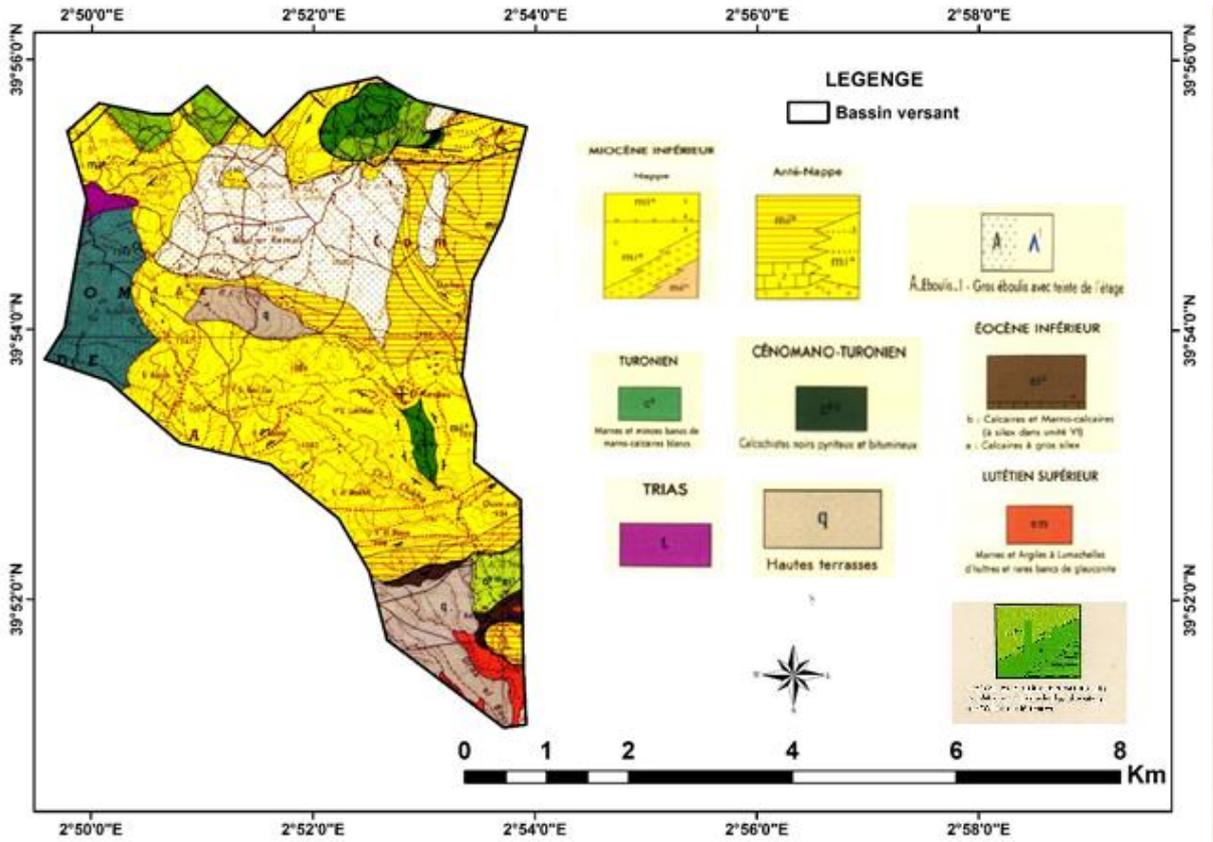


Figure II.1. Carte géologique du bassin versant FATSSSEN W.MEDEA

II.4 ETUDE GEOTECHNIQUE :

But de l'étude :

L'étude géotechnique consiste à :

-Etablir une reconnaissance de la nature des sols et de leurs caractéristiques géologiques et géotechniques.

-Définir, d'une part, le degré d'attaque et d'autre part les mesures à prendre pour éviter l'agressivité du sol et de l'eau qu'il contient par rapport au béton. Et enfin constater et recenser les risques naturels éventuels.

L'étude géologique a pour but d'étudier la géologie du barrage et de définir les caractéristiques géologiques principales, ainsi que la perméabilité et la stabilité de fondation de la digue et de la cuvette et de rechercher les zones d'emprunts.

L'étude géotechnique de ce site s'est basée sur :

1°- Sept puits et une coupe lithologique d'Oued ont été réalisés pour nous permettre d'identifier la nature de la couche de fondation ainsi que la détermination de la succession lithologique du site.

2°- des essais de laboratoire, comprenant les essais d'identification, des essais mécaniques ainsi que des essais chimiques.

Ces essais nous permettent de mieux décrire et connaître la nature, les caractéristiques géotechniques des couches traversées et en particulier ceux de la couche de fondation.

II.4.1 Recherches effectuées et études de fondation

Fouilles sondages carottés:

Trois sondages sur les rives gauche et droite ont été réalisés jusqu'à une profondeur de 6m ainsi que cinq fouilles sur l'axe de la digue nous pouvons dire que le substratum marne schisteuse se situe entre 3.50 et 6.00 m au niveau de l'oued.

Donc la digue prendra assise sur la roche mère, après élimination et nettoyage de la couche superficielle.

Observation de la nappe phréatique :

La nappe phréatique n'a pas été observée sur les sondages ni dans les fouilles.

II.4.2 Lithologie de la cuvette

Cette analyse se base essentiellement sur les observations faites lors de la campagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et son assiette et la description lithologique des sols et sous sol rencontrés lors de l'exécution des puits et tranchées).

La géologie locale est représentée, en fond de lit de l'oued et sur les versants, par des argileux brunâtres, alors qu'au sommet de la colline affleurent des marnes argileuses grisâtres jaunâtres et argiles brunâtres.

II.4.3 Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue :

A partir de la campagne de prospection et de reconnaissance géologique du site de la petit barrage accentuée par l'exécution de nombreuses fouilles et spécialement trois sondages carottés à fin de déterminer la lithologie du terrain.

La structure géologique de la zone d'emprise de la digue, montre la présence d'un substratum marneux grisâtre à brunâtre.

II.4.4 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue :

A/ Perméabilité :

Nos investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature argileuse peu plastique et imperméable. Le sol est de faible humidité et de faible à moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant et de bonne cohésion.

Les argiles soient imperméables. Leur perméabilité est de l'ordre de $3,4 \cdot 10^{-6} \text{cm/s}$.

Du point de vu perméabilité le problème ne se pose pas vu la présence des formations marne grisâtre compacté presque en surface au niveau des argiles de l'oued dont l'épaisseur a été estimé à 5.00m doit être excavée au niveau du para fouille ainsi que la couche superficielle (végétale) en dessous de la digue.

En ce qui concerne la cuvette, il n'y a aucune recommandation à faire parce qu'il n'y a pas de probabilité de fuite vers les bassins voisins.

B/Stabilité :

Les marnes qui constituent la roche mère sont stables mais il faut veillez à ce que la para fouille soit refermée immédiatement pour éviter une altération par l'aire des marnes.

C/Etanchéité :

Elle est garantie par la présence d'une couche de marne argileuse brunâtre qui joue le rôle de tapis étanche pour les infiltrations verticales de l'eau, néanmoins les dépôts alluvionnaires au fond de la vallée, considérés perméable.

II.4.5 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :

Corps de la digue :

Afin d'éviter la couche alluvionnaire de forte perméabilité en surface, il est recommandé d'ancrer le remblai de la digue du petit barrage à partir de 5 mètres de profondeur au niveau de l'Oued.

Evacuateur de crue :

Implanté sur côté Est du petit barrage, ayant comme assise de fondations les argiles jaunâtres carbonatées

La prise d'eau et la vidange de fond :

Elles seront implantées au fond du thalweg du petit barrage de Oued FATSEN elles seront fondées dans les alluvions centimétrique et décimétrique.

Mesure a envisagé :

Le décapage de la couche alluvionnaire afin d'éviter la perte des eaux du barrage.

II.5 Matériaux de construction du petit barrage

Matériaux d'étanchéité :

Les matériaux nécessaires à l'étanchéité de la digue seront exploités des sols argileux (argiles marneuses brunes) se trouvant dans la cuvette du petit barrage.

Matériaux de Rip-Rap (enrochement) :

L'enrochement sera réalisé en roches gréseuses provenant de Tagguenssa à partir des bancs métriques de calcaires bordant la R.w.19 (à 5km environ du petit barrage).

Ces matériaux ont de bonnes propriétés géotechniques même à l'état saturé. Ils seront exploités en blocs de 200 mm à 300 mm de diamètre.

Zone d'emprunt :

Cette zone est constituée essentiellement par des argiles dont la superficie dépasse 60.000 m². Après décapage de la terre végétale d'une épaisseur maximale de 0.50m et avec l'exploitation moyenne de 4.50m on aura finalement une réserve de plus de 270.000m³, trois fois celui de la digue.

Les limites d'atterberg varient de 23,87 à 52,38 avec un IP de 15,97 à 27, 38.

En conclusion toutes les caractéristiques de cette zone tombent dans les limites convenables.

II.6 Prospection géotechnique de laboratoire :

II.6.1 Mode opératoire des essais :

Ces analyses sont réalisées dans le but de permettre une étude plus précise du sol une meilleure identification des horizons géotechniques.

Essais de compressibilité : ont été effectués à l'œdomètre et chaque essai sous des charges normales.

Essai de cisaillement rectiligne : ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés sous des contraintes normales : 1,2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1,20 mm/mn.

Essai de compactage : effectués sur des échantillons de sols selon proctor normal (pression constante).

- γ_{max}

- W_{opn}

Essai chimique : réalisés selon les normes mondialement reconnues.

II.8.2 Essai mécanique :

1-Oedomètre :

L'essai Oedomètre est destiné à l'étude de la consolidation et la compressibilité des sols en fonction de la contrainte verticale, il permet de prévoir l'importance et la durée du tassement des terrains.

Il s'agit d'un sol moyennement compressible et peu gonflant.

2- Essai Proctor normal :

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol, cette action augmente la compacité du sol, donc ressert la texture des matériaux, réduit la porosité de déformation du terrain et améliore sa capacité portante.

L'expérience montre que ce poids volumique sec n'est qu'une caractéristique du sol que dans une certaine mesure, car il varie également avec l'énergie de compactage et la teneur en eau.

Si l'on fait varier la teneur en eau de l'échantillon et que l'on représente graphiquement la variante de δd en fonction de W , on obtient une courbe en cloche qui représente un point haut que l'on appelle « optimum proctor ».

Ce phénomène peut être expliqué comme suit :

Lorsque la teneur en eau est élevée, l'eau absorbe une importante partie de l'énergie de compactage sans aucun profit, de plus elle prend la place de grains solides, par contre, lorsque la teneur en eau est faible, l'eau a un rôle lubrifiant non négligeable et la densité sèche augmente la teneur en eau.

Sur le versant gauche de la courbe, appelé versant sec, le volume des vides est occupé par l'eau et de l'air, sur le versant droit appelé versant mouillé l'eau occupe pratiquement tous les vides ce qui facilite les déformations par cisaillement

Influence de la nature du sol :

L'allure des courbes de compactage varie avec la nature du sol très aplati

Pour un sable, elles présentent un maximum très marqué pour une Argile Plastique.

Lorsque la courbe est aplatie, le compactage est peu influencé par la teneur en eau, les matériaux de ce genre constituent les meilleurs remblais.

3- Essai de perméabilité :**Tableau II.1** Résultats de l'essai de perméabilité.

Dates	Heurs	mn	Temps partiels	Temps cumulé	Débit partiel	Débit cumulé	Débit a la seconde	K en cm/s	K en m/s
P4 E2 4.00 m Argiles									
28/08/04	10h00	25	-	-	-	-	-	-	-
	09h00	25	1380'	1380'	22.13	22.13	$26.7 \cdot 10^{-5}$	$34 \cdot 10^{-7}$	$34 \cdot 10^{-7}$
Perméabilité moyenne : $K = 3.4 \cdot 10^{-6}$ cm/s									

II.6.3 Interprétation des résultats des essais de laboratoire**II.6.3.1 Résultats des essais physiques****Tableau II.02 : teneur en eau naturelle**

N° de puit	Profondeur (m)	γ_h (t/m ³)	γ_s (t/m ³)	Wn%
S1	1.50/6.00	1.83	1.50	14.9
S2	1.50/6.00	1.69	1.53	11.2

Sol faiblement humide.

Tableau II.2 . Limite d'Atterberg:

N° de puit	Profondeur(m)	WI%	Wp%	Ip %
P1	4.50	40	24	16
P2	3.00	46	26	22
P3	4.50	47	20	27
P4	3.00	52	25	27
P5	4.50	48	27	21
P6	4.50	51	29	22

-Wl : limite de liquidité

-Wp : limite de plasticité

-Ip : indice de plasticité

D'après le diagramme de Casagrande, c'est une argile peu plastique.

III.8.4 Résultats des essais mécaniques:

Tableau II.3. Résultats de compactage (essai de Proctor normal) :

N° de puit	Profondeur	Densité sèche max	Teneur en eau optimale
S1	6.00	2.08g/cm ³	18.00%
S2	6.00	1.98g/cm ³	18.80%

Tableau II.4. Résultats des essais de compressibilité à l'oedomètre :

N° de puit	Profondeur(m)	Pc	Cc	Cg
P1	3.00	0.363	0.171	0.022
P2	4.50	1.054	0.187	0,010
P3	3.00	0.704	0.165	0.028
P4	4.50	0.523	0.195	0.027

Pc: pression de consolidation (bars)

Cc : coefficient de compressibilité

Cg : coefficient de gonflement

Les résultats des essais mécaniques montrent que le sol après compactage est Compressible et peu gonflant Cohérent, frottant.

II.6v .5. Résultats des essais chimiques

Tableau II.5. résultats d'Analyses chimiques

Sondage	Prof (m)	Sulfates (%)	Carbonates (%)	pH
P1	1.20/6.00	0	32 -34	8.2-8.14
P2	1.50/3.00	0	10-22	8.20-8.21
P3	1.50/6.00	0	10-36	8.12-8.18
P4	1.50/6.00	0	35-39	8.15-8.12

- Le pH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est faible à moyen.

Agressivités vis-à-vis du béton

Les résultats obtenus montrent que l'agressivité du sol est nulle par rapport au béton.

Conclusion :

Les investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature argileuse peu plastique et Imperméable.

Le sol est de faible humidité et de faible à moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant et de bonne cohésion.

Tableau II.6: caractéristiques géotechniques.

Nature du sol	Caractéristiques	Plage de valeurs	moyenne
ARGILE MARNEUSE	Densité (gdt/m ³)	1.88<gd<2.06	1.83
	Teneur en eau (Wn %)	12.34<Wn<16.86	14.6
	Degré de saturation (%)	90.02<Sr<91.45	-
	Perméabilité (K cm/s)	-	-
	Granulométrie		
	- fraction argileuse	44<%<2 μ <50%	47
	-fraction fine (<80 μ) %	-	93
	plasticité		
	- limite de liquidité (WL %)	40<WL<52	46
	- indice de plasticité (IP %)	16<IP<22	19
	Compressibilité à l'œdomètre		
	-Pression de consolidation (bar)	-	0.661
	Coefficient de compressibilité (Cc)	-	0.18
	Coefficient de gonflement (Cg)	-	0.0218
	Cisaillement rectiligne		
	- Cohésion apparente (bar)	-	0.415
- Angle de frottement (°)	-	15.75	
Chimie du sol	Teneur en carbonate (Ca CO ₃)	10% < Ca CO ₃ < 39%	24.5%
	Teneur en sulfate	Néant	-

Stabilité du site

Nos investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain.

On note la circulation de l'eau au niveau de l'Oued.

RECOMMANDATION

Afin d'éviter les dommages des travaux nous recommandons les mesures préventives suivantes :

- Le décapage de la couche alluvionnaire afin d'éviter la perte des eaux du barrage.
- Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.
- Procéder à un dallage périphérique autour des constructions
- Et enfin faire appel à notre laboratoire pour tout problème rencontré.

II.8.6. Résultats et interprétation des essais de laboratoire SETAM.

Les résultats sont illustrés dans les figures qui sont insérés dans l'annexe (A)

CONCLUSION

L'analyse des données obtenues sur le terrain et au laboratoire dans le cadre de cette chapitre que ce soit au niveau de l'assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes ou, à une échelle plus grande, au niveau des versants de le Petit barrage sur Oued Fates, nous a permis de faire les conclusions et les recommandations suivantes :

L'assiette destinée à recevoir l'ouvrage est caractérisée par des formations géologiques qui sont des marnes argileuses jaunâtre à grisâtre surmontant un substratum marneux grisâtre ; cette formation présente une bonne assise pour la réalisation d'une digue en terre homogène.

Il est recommandé un ancrage de 5 mètres pour éviter le niveau alluvionnaire.

Le site du petit barrage est stable, le seul problème pouvant se développer après la réalisation est le phénomène de l'érosion. La digue sera réalisée avec des sols argileux, par conséquent, la protection des talus de celle-ci par des enrochements est nécessaire.

Les matériaux argileux destinés à l'étanchéité de la digue seront exploités de la zone d'emprunt située sur la cuvette du petit barrage, elle est constituée par des argiles peu plastiques et pratiquement imperméables.

Les résultats sont illustrés dans l'annexe (A).

III. Chapitre : Etude hydrologique

Introduction

Le dimensionnement et l'exploitation des ouvrages hydrotechniques passent évidemment par une étude hydrologique.

L'hydrologie est une science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, dans le présent chapitre le bassin versant de oued FATSEN fera l'objet de cette dernière, en premier lieu -on déterminera les paramètres géométriques et morphologiques du bassin, ensuite les caractéristiques climatologiques, tel que les précipitations, températures et évaporation, ce qui nous permettra de procéder à la quantification des apports liquides disponibles, ainsi que les apports solides engendrés.

La partie la plus importante est celle qui concerne l'étude des crues extrêmes : pour ce faire nous allons calculer les débits de crue par les formules empiriques Afin de déterminer le volume utile et les différentes hauteurs et la cotes de la digue, on doit faire appel à la régularisation des débits, et au un laminage de crues.

Enfin on terminera par une étude d'optimisation-de la largeur du déversoir.

III.1 Le Bassin versant

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

III.1.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant

Les coordonnées LAMBERT de l'axe du barrage sont les suivantes :

$X = 491.90\text{km}$

$Y = 285.25\text{km}$

$Z = 745 \text{ m NGA}$

Pour la délimitation du bassin versant, nous nous sommes basés sur l' utilisation du logiciel ArcGis 10.4 :

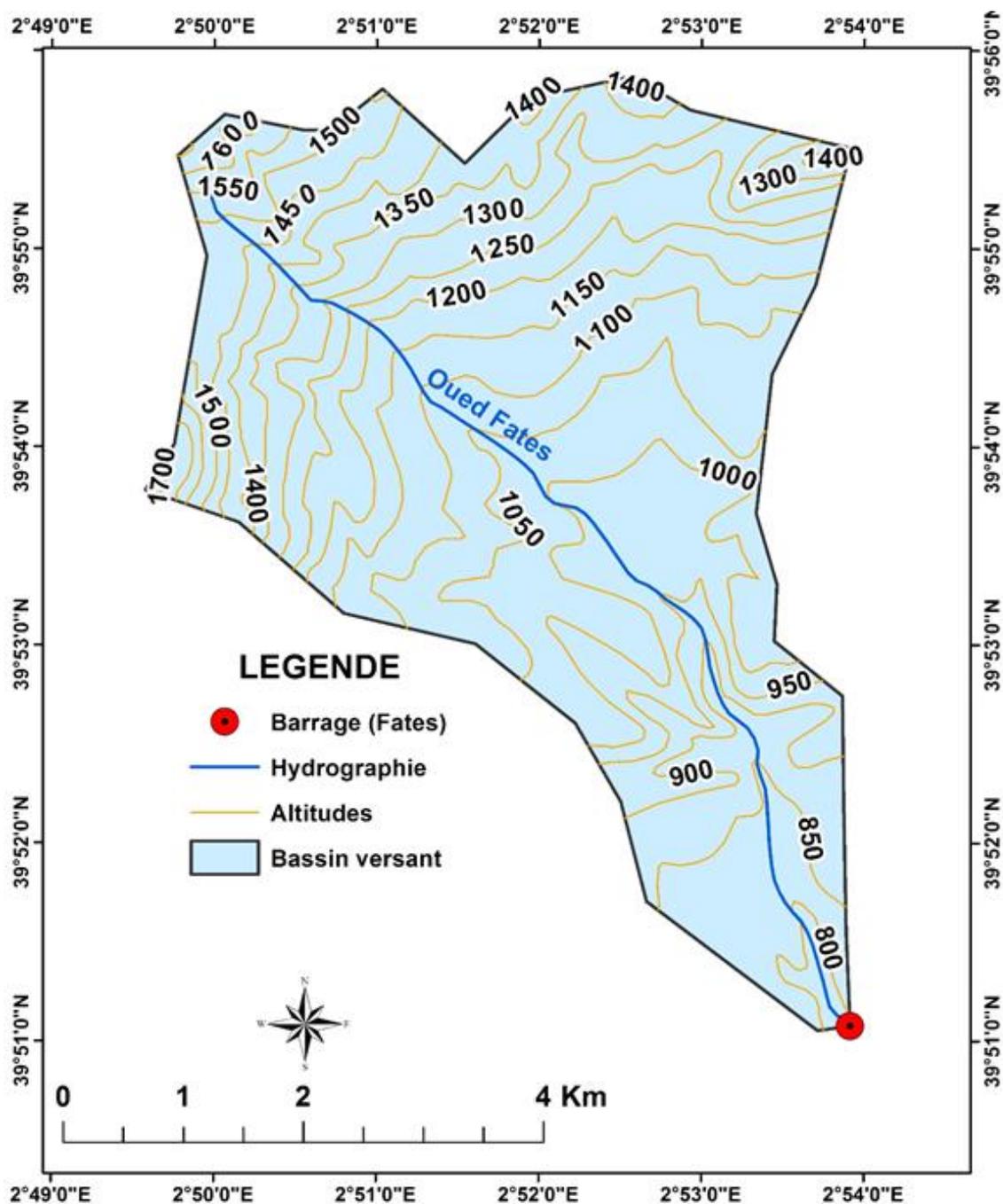


Figure III.1 Délimitation du bassin versant FATSSEN

III.1.2. Caractéristiques géométriques du bassin versant

- Surface du bassin versant: $S = 27 \text{ km}^2$.
- Périmètre du bassin versant: $P = 29 \text{ Km}$.
- Longueur du thalweg principal : $L_{cp} = 10 \text{ km}$
- Altitudes du bassin versant :
 - ✓ Altitude maximale : 1606 m.
 - ✓ Altitude minimale : 757m.

III.1.3. Caractéristiques morphologiques

III.1.3.1 Indice de compacité de Gravelius K_c :

L'indice de compacité K_c d'un bassin versant est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant et qui sert à déterminer la forme du bassin versant. Il dépend de la surface du bassin et de son périmètre (Touaibia, 2004).

Nous avons :

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

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

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : superficie du bassin versant (Km²)

Si : $K_c=1$; le bassin est ramassé.

$K_c>1$; le bassin est allongé.

$K_c= 1.56$

Donc on peut conclure que le bassin étudié est de forme allongée.

III.1.3.2 Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : $Ca = L^2 / S \dots\dots\dots (III-3)$

L : la longueur du talweg principal : $L = 10$ Km

S : la superficie du bassin versant: $S = 27$ Km²

$Ca=3.70$

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

3.7.

III.1.3.3 Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius :

La notion de rectangle équivalent à été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins (Touaibia, 2004).

Elle permet la comparaison des bassins entre eux du point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, pour la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III.4)$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III.5)$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : $L_r = 12.72 \text{ km}$ et $l_r = 2.27 \text{ km}$

III.1.3.4. Répartition et courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus de l'altitude représentée en ordonnée (Touaibia, 2004) .

La courbe hypsométrique a été tracée en se basant sur un logiciel SIG. à partir des résultats de calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau III.1 et la figure III.02

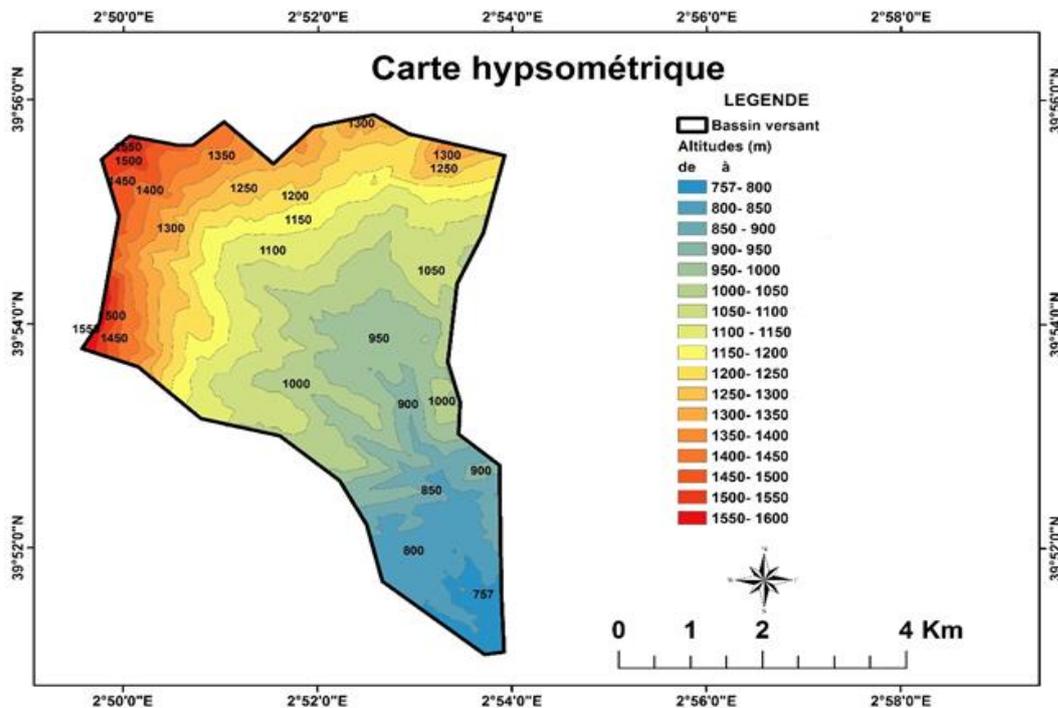


Figure III.2 Carte hypsométrique du bassin versant FATSE

Tableau III.1 Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (m)	Hi (m)	surfaces			
		partielles		cumulées	
		Si (Km ²)	Si(%)	Si (Km ²)	Si(%)
1606-1550	1 578,00	0,15	0,56	0,15	0,56
1550-1500	1 525,00	0,35	1,29	0,35	1,85
1500-1450	1 475,00	0,60	2,22	0,60	4,07
1450-1400	1 425,00	0,89	3,30	0,89	7,37
1400-1350	1 375,00	0,95	3,53	0,95	10,90
1350-1300	1 325,00	1,35	4,99	1,35	15,89
1300-1250	1 275,00	1,80	6,67	1,80	22,56
1250-1200	1 225,00	1,98	7,35	1,98	29,91
1200-1150	1 175,00	1,87	6,93	1,87	36,84
1150-1100	1 125,00	2,48	9,18	2,48	46,02
1100-1050	1 075,00	3,26	12,08	3,26	58,10
1050-1000	1 025,00	3,24	12,00	3,24	70,10
1000-950	975,00	2,82	10,44	2,82	80,54
950-900	925,00	1,16	4,31	1,16	84,85
900-850	875,00	1,20	4,44	1,20	89,29
850-800	825,00	2,14	7,91	2,14	97,20
800-757	778,50	0,76	2,80	0,76	100,00

La courbe hypsométrique est représentée dans la figure 3 .

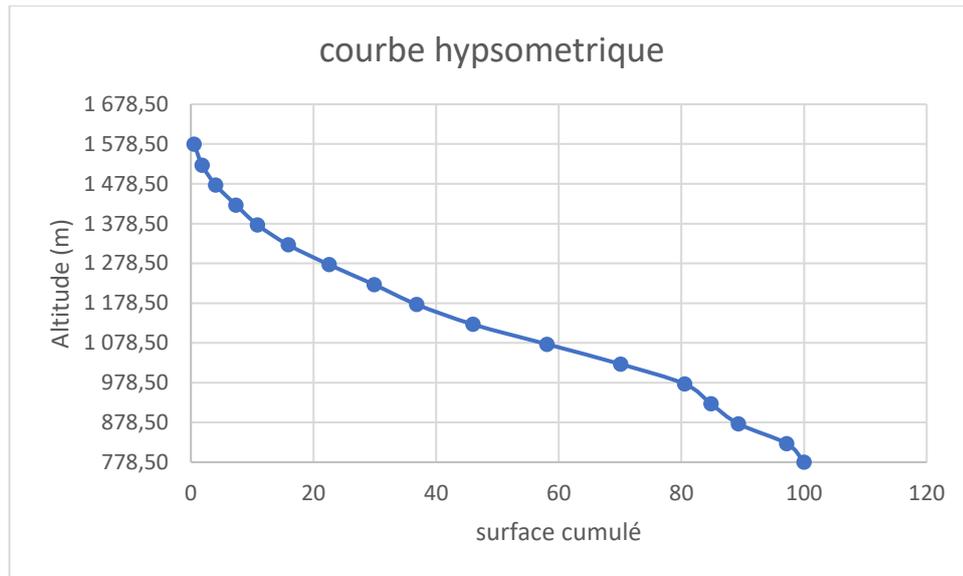


Figure III.3 : Courbe hypsométrique.

La courbe hypsométrique met en exergue les paramètres suivants :

Altitude médiane: Hmed est lue sur la courbe hypsométrique ;

Hmed= H50%=1151.69 m

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

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

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Hmoy = 1103.13 m

Altitude	Valeur (m)
H moyenne	1103.13
H médiane	1151.69
H ₉₅	871.23
H ₅	1521.03
Hmax	1606
H min	757

III.1.3.5. Indice de pente globale Ig :

Il est défini comme étant le rapport entre l’altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin versant et la longueur du rectangle équivalent (**Touaibia, 2004**) .

Il est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = (H_{5\%} - H_{95\%}) / L \quad \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec : D : Dénivelée entre H_{5%} et H_{95%} en (m).

L : Longueur du rectangle équivalent en (Km).

H_{5%} et H_{95%} sont respectivement les altitudes correspondantes à S_{5%} et S_{95%}.

On à H_{5%}=1521.03 m, H_{95%}=871.23 m.

Donc : **I_g=5.11%**

III.1.3.6 Indice de pente moyenne I_{pm} :

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

$$I_m = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \quad \dots\dots\dots(III.8)$$

Donc : **I_m =6.67 %**

III.1.3.7-Indice de pente M.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 deux courbes de niveau H_i est H_{i-1}. Il est donné par la Formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \quad \dots\dots\dots(III.9)$$

L : longueur du rectangle équivalent (m)

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

Tableau III.2 détermination de la pente M.Roche Ip

Altitude (m)	Hi (m)	Si(Km ²)	Si(%)	Ai=Si/S	$\sqrt{A_i * D_i}$
1606- 1500	106,0	0,5	1,9	0,0	1,4
1500- 1400	100,0	1,5	5,6	0,1	2,4
1400- 1300	100,0	2,3	8,7	0,1	2,9
1300- 1200	100,0	3,8	14,2	0,1	3,8
1200- 1100	100,0	4,3	16,0	0,2	4,0
1100- 1000	100,0	6,5	23,9	0,2	4,9
1000-900	100,0	3,9	14,6	0,1	3,8
900-800	100,0	3,3	12,4	0,1	3,5
800-757	43,0	0,8	2,9	0,0	1,1
Somme		27,0	100,0	1,0	27,8

Ip= 2.27

III.1.3.8 Pente moyenne du bassin versant I_m :

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

Avec : $L_1L_2\dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

ΔH : Dénivelée (équidistance) en (m).

S : superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont logés dans le tableau III.03 :

Tableau III.3 Evaluation de la pente moyenne du Bassin versant.

N°	Courbes de niveau (m. NGA)	delta H (m)	Longueur (m)
1	750	50	690.45
2	800		3692.15
3	850		2936.10
4	900		5350.44
5	950		5831.63
6	1000		7844.19
7	1050		6334.22
8	1100		5942.71
9	1150		5483.33
10	1200		6510.87
11	1250		6382.14
12	1300		8166.20
13	1350		6672.98
14	1400		5452.68
15	1450		2671.47
16	1500		1873.78
17	1550		1084.04
18	1600		820.65
19	1650		471.12

$$i_m = \frac{50 \cdot 10^{-3} \cdot 83.55}{28.17} \cdot 100\% = 14.83\% \text{ .La pente moyenne de bassin est : } \mathbf{I_m = 14.83 \%}$$

III.1.3.9 Dénivelée spécifique : [A]

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficies différentes, d’après la deuxième classification de l’O.R.S.T.O.M appliquée à tout bassin quelle que soit sa surface.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Ds = Ig \sqrt{S} \dots\dots\dots (III.11)$$

Ds=839.66m

Tableau III.4:Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).

Relief		Ds (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez fort	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

On déduit ,d’après le tableau précédant, que notre zone d’étude se caractérise par un relief-très fort

III-1.4 Caractéristiques physiographiques :

1) Densité de drainage Dd

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (III.12)$$

Avec $\sum_{i=1}^n L_i$: Somme de tous les cours d’eau d’ordre i en (Km)

$$\sum_{i=1}^n L_i = 97.559 \text{ Km.}$$

D_d=3.61 Km/Km²

..... (touabia2004):

2) Densité du thalweg élémentaire

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.13)$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1= 121$

S : Superficie du bassin versant.

Soit : $F_1 = 4.30 \text{ thalweg/km}^2$

3) Coefficient de torrentialité :

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

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III-14)$$

$C_t=15.523$

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.

4) Temps de concentration du bassin versant t_c :

C'est le temps qu'effectue une particule d'eau pour parcourir la distance qui sépare l'exutoire du point du bassin le plus éloignée.

Le temps de concentration T_c peut être calculé par plusieurs formules empiriques, entre autres:

a). Formule de GIANDOTTI:

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III-15)$$

S:surface du bassin versant en (Km).

L_p :longueur du talweg principale en (Km).

H_{moy} , H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

b). Formule de KIRPICH:

$$T_c = 0.6615 \cdot L_p^{0.77} \cdot I_g^{-0.85} \dots\dots\dots (III-16)$$

I_g : indice de pente globale.

L_p : longueur du talweg principal en (Km).

c). Formule de CALIFORNIA :

$$T_c = \left(\frac{0.87L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots (III-17)$$

Tableau III.5 : Temps de concentration.

Formules	Tc
Formule de <i>GIANDOTTI</i>	2.27
Formule de <i>KIRPICH</i>	0.97
Formule de <i>CALIFORNIA</i>	1.43

Discussion des résultats :

On prend donc la valeur de $T_c = 0.97h = 58$ minutes, par mesure de sécurité on a choisi la valeur la plus petites (la crue la plus dangereuse est la plus la plus courte).

$T_c = 0.97$ heures

5) Vitesse de ruissellement :

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

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

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

Soit : **$V_r = 10.3$ Km/h**

Le réseau hydrographique est illustré dans la figure III.4.

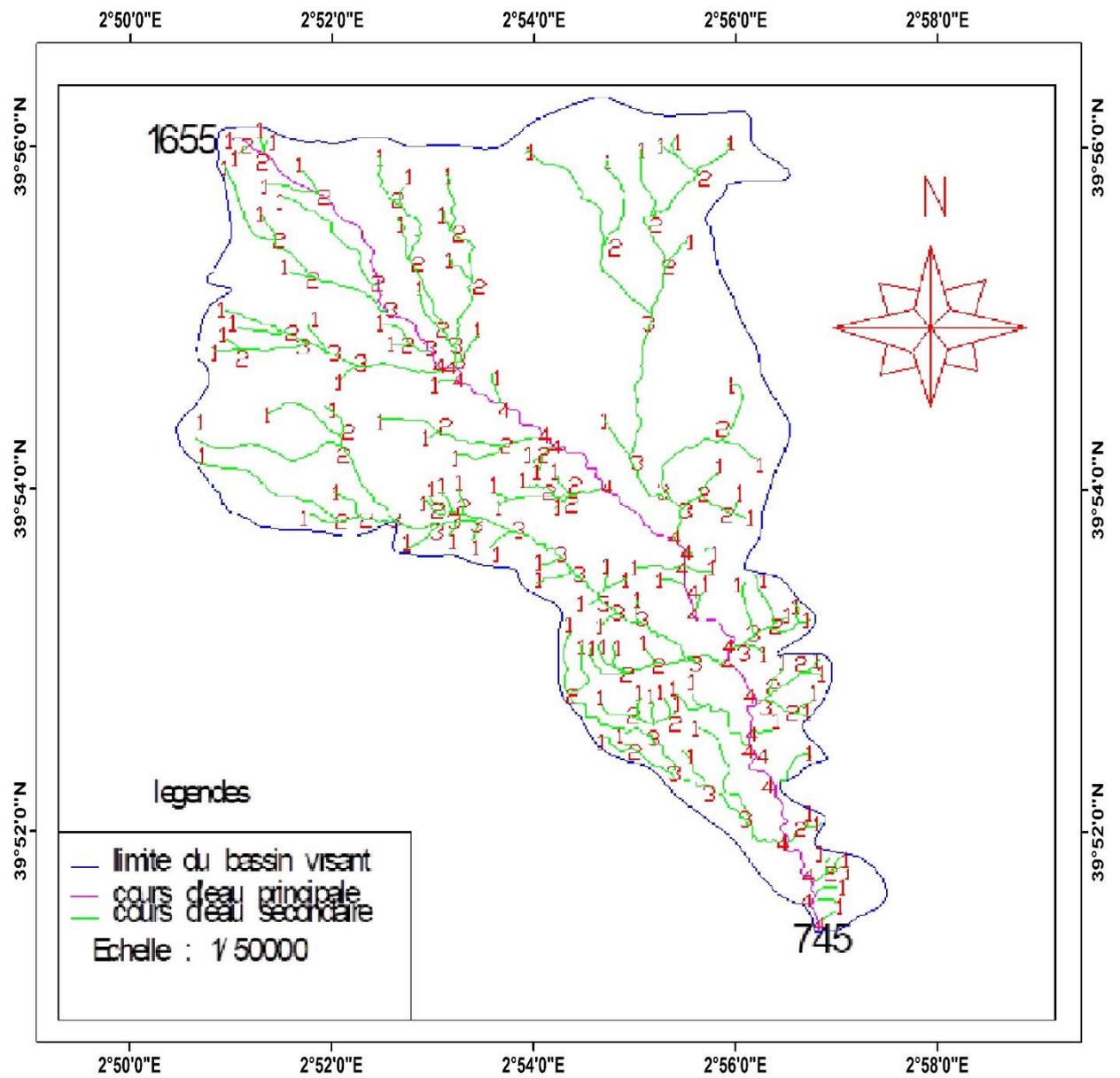


Figure III.4. Réseau hydrographique du bassin versant FATSSEN.

Tableau III.6Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.

ESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	km ²	27
Périmètre		P	km	29.00
Longueur du thalweg principal		L _P	km	10
Pente du thalweg principal		I	%	15.14
Indice de compacité		K _C	-	1.56
Coefficient d'allongement		Ca	-	3.7
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	312.72
	largeur	l _r	Km	2.27
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1606
	moyenne	H _{moy}	m	1103.13
	médiane	H _{med}	m	1151.69
	minimale	H _{min}	m	757
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	m/km	14.83
Indice de pente globale		I _g	%	5.11
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	6.67
Indice de pente de M Roche		I _p	%	2.27
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	3.61
Coefficient de torrentialité		C _t	-	15.52
Temps de concentration		T _c	h	0.97
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	10.3
Coefficient de sinuosité		C _s	-	0.985

III.1.5 Caractéristiques climatiques du bassin versant :

L'altitude et le relief étant les facteurs influant sur la climatologie et en particulier la première cité, la station de Derrag est la seule qui soit représentative concernant les valeurs des évaporations, température et le vent stations communiquées par L'ANRH

La station pluviométrique la plus proche du site étudié est celle qui au code 011509 elle est située à proximité de Fatsen

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

III.1.5.1. Température :

La saison chaude s'étend du mois de juin à août, où les températures moyennes mensuelles dépassent la moyenne annuelle, Alors que la saison froide correspond à la période comprise entre le mois de décembre et février.

Les différents types de la température pour une période d'observation allant de 1993 à 2005 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 Répartition mensuelle de la température (10 ans) :

Mois	sep	Oct	Nov	Déc	jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Température (°C)	21.7	16.7	11.9	9.3	8	9	10.8	13	15.9	22	26	25.1

Source : O.N.M

La température moyenne annuelle est égale à 15.8 °C.

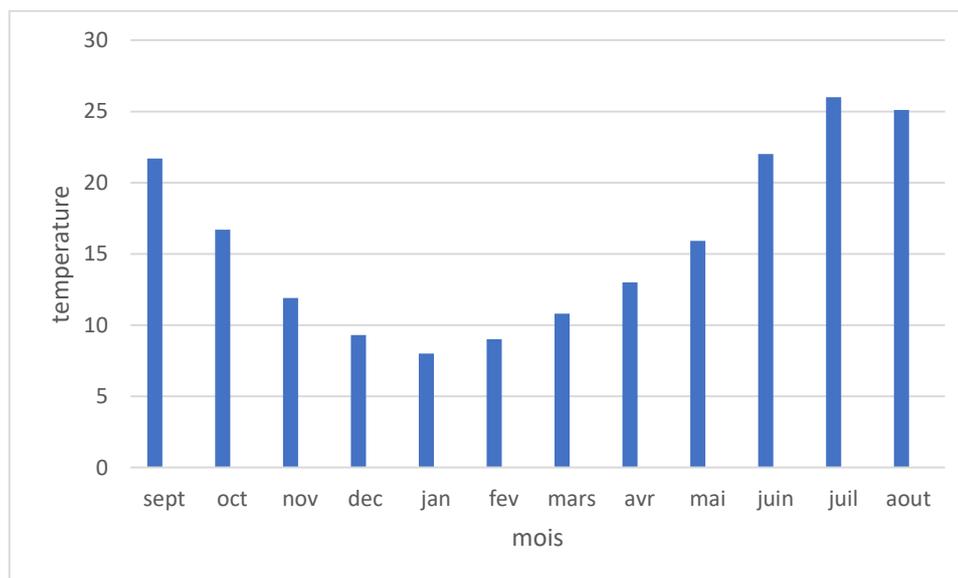


Figure III.5. Répartition mensuelle de la température.

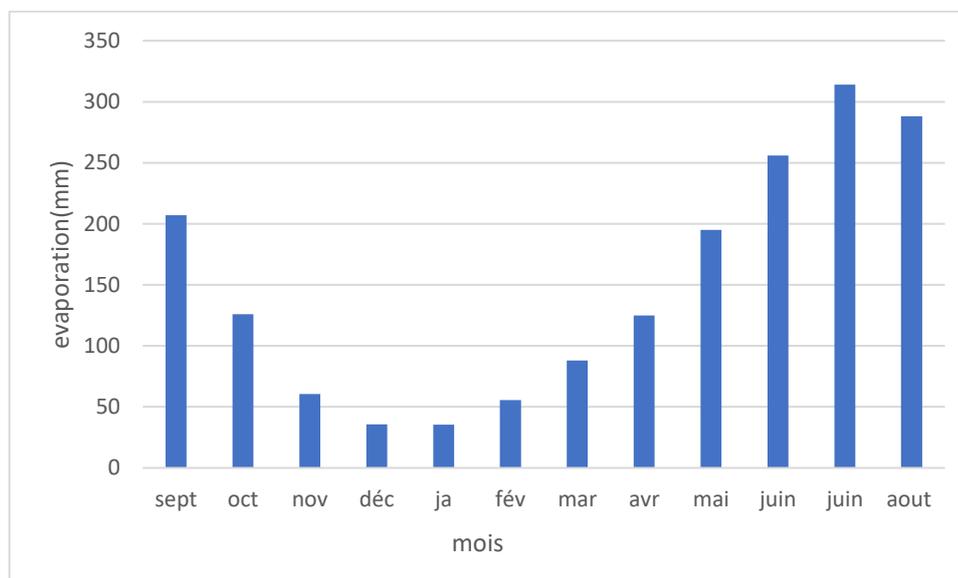
III.1.5.2 L'évaporation :

La répartition mensuelle de l'évaporation montre une croissance régulière d'avril à juillet. L'évaporation moyenne annuelle au site du réservoir varie entre 1750 à 1800 mm, basée sur la carte d'évaporation de l'ANRH. La valeur adoptée pour l'étude de régularisation est de 1787mm.

Tableau III.8 Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Evaporations moyenne (mm)	% de la valeur annuelle (mm)
Septembre	207	12
Octobre	126	7
Novembre	60.7	3
Décembre	35.8	2
Janvier	35.6	2
Février	55.5	3
Mars	88	5
Avril	125	7
Mai	195	11
Juin	256	14
Juillet	314	18
Août	288	16
Annuel	1787	100

Source : A.N.R.H(2004)

**Figure III.6** répartition mensuelle de l'évaporation (2004)

III.1.5.3 Humidité relative :

L'humidité relative moyenne est de 63%. Elle présente un maximum en Décembre (77.4 %) et un minimum en Juillet (45.7 %)

La moyenne annuelle est de 65.1%

Tableau III.9 Répartition mensuelle de l'humidité relative:)

Mois	J	F	M	A	M	J	JL	A	S	O	N	D
L'humidité relative (%)	74,7	75,6	68,9	67,2	65,4	55,4	45,7	50,9	58,7	66,5	73,3	77,4

Source : A.N.R.H(2004)

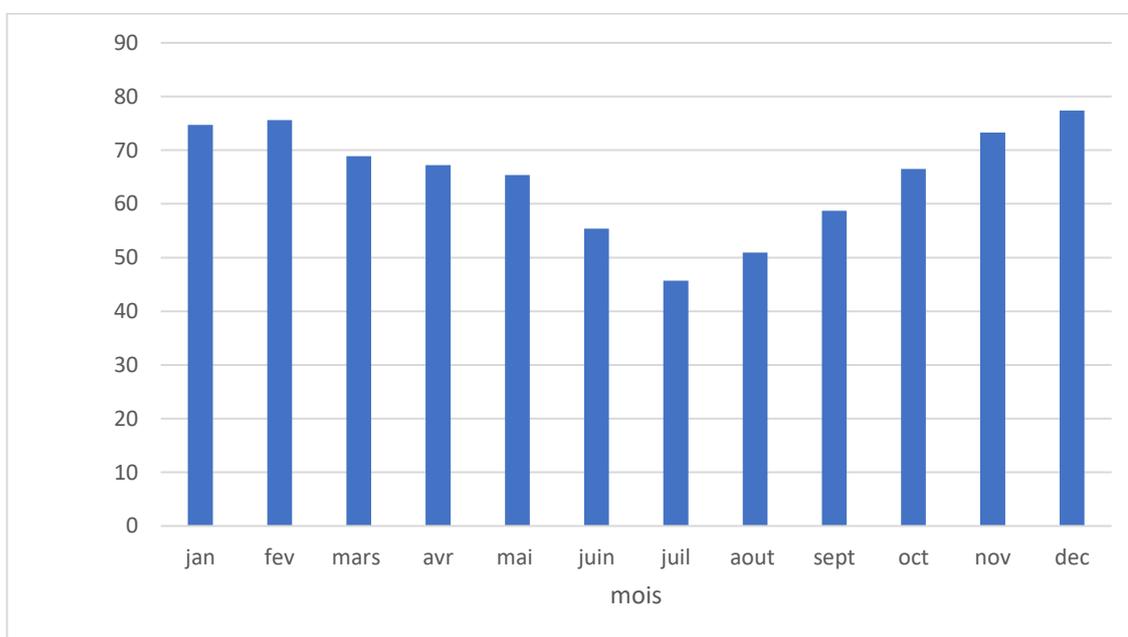


Figure III.7 répartition mensuelle de la Humidité.

III.1.5.4 Tension de vapeur d'eau :

Tableau III.10: Répartition mensuelle de la tension de vapeur

Mois	J	F	M	A	M	J	JL	A	S	O	N	D
Tension de vapeur (mb)	8,1	8,6	8,7	9,8	11,6	14,1	14,7	15,5	14,8	12,2	10	9

Source : A.N.R.H(2002)

La tension de vapeur passe de 8.1 Mb en janvier à 15.5 au mois d'août.

III.1.5.5 Vitesse du vent :**Tableau III.11 la Répartition mensuelle de la vitesse de vent**

Mois	J	F	M	A	M	J	JL	A	S	O	N	D
Vitesse de vent (m/s)	2,4	2,5	2,7	3	3,1	3,3	3	3	2,7	2,5	2,2	2,5

Source ANRH (2002)

Les vitesses moyennes mensuelles du vent varient de 2.2 à 3.3 m/s

III.1.5.6.la pluviométrie:

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station Derrag la plus proche de la zone d'étude. Aucune donnée d'observation directe n'est disponible au niveau du bassin versant de l'oued Fatsen, pour cela on a été amené à considérer les stations pluviométriques voisines ayant des similitudes et pourvues d'un nombre satisfaisant d'années d'observation.

Les caractéristiques de la station, disponible au voisinage du bassin et la plus proche du site, sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.12 :Station pluviométrique.

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
Derrag	011509	A.N.R.H	472.15	289.85	1150	1981-2011	30ans

Tableau III.13: Répartition mensuelle de la pluie annuelle (source A.N.R.H)(30ans ,1981)

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
Pluies (mm)	30,17	45,26	66,60	73,25	74,08	69,04	59,78	47,60	38,06	9,83	3,33	6,82	523,82
Pluies (%)	5,76	8,64	12,71	13,98	14,14	13,18	11,41	9,09	7,27	1,88	0,64	1,30	100,00

Les valeurs les plus élevées s'observent au mois de Janvier estimé à 74.08 mm, et un minimum au mois de juillet avec une précipitation de 3.3mm, et une moyenne mensuelle de 43.65mm.

Pluie moyenne Annuelle	Pluie moyenne max. journalier [mm]	Exposant climatique b
523.82mm	43.65	0.40

Source : A.N.R.H

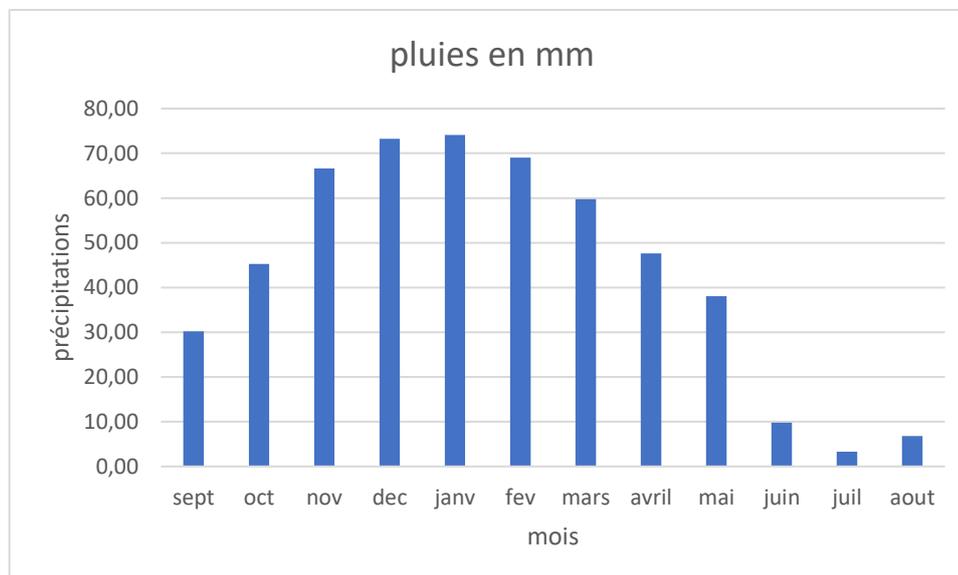


Figure III.8 : répartition mensuelle de la précipitation.(30ans)

III.2. Les précipitations maximales journalières :

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 011509

a été choisie comme étant la plus représentative des maximas journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude

Tableau III.14 Pluies maximales journalières de la station de Derrag (1981-2011)

Année	Pjmax
1981	57,4
1982	47,2
1983	47,3
1984	99,3
1985	55,9
1986	53,8
1987	21,4
1988	30,6
1989	22,7
1990	26,9
1991	70
1992	39,1
1993	38,7
1994	44,8
1995	46,2
1996	30
1997	49,2
1998	48,4
1999	43,3
2000	41,5
2001	37,2
2002	78,3
2003	45,4
2004	26
2005	53,7
2006	79,7
2007	29
2008	44,2
2009	44,6
2010	21,6

2011	45,4
------	------

Tableau III.15: Caractéristiques de la série avec **N=30ans**

Caractéristique	valeur
Moyenne des Pjmax en (mm)	45.4
Ecart type « σ_x »	17.8
Coefficient de variation « Cv »	0.392
Coefficient d'asymétrie « Cs »	1.17
L'exposant climatique :	B= 0.4

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.40$) est donné par l'A.R.N.H de BLIDA.

Test de la médiane :

Puisque la série est paire, la médiane est observée en rang $N/2$ c'est-à-dire en rang 15, Mode $X_{50\%} = 30$ mm

T_s : taille de la plus grande série (+) ou (-)

N_s : nombre totale de la série (+) ou (-)

D'après la série on a $T_s=5$ et $N_s=20$

Pour que la série soit homogène les deux conditions suivantes doivent être vérifiées.

$$N_s > 1/25(N+1 - U_{1-\alpha/2} \sqrt{N+1}) \dots\dots (1)$$

Avec $\alpha = 5\%$ et $U_{1-\alpha/2} = 1.96$

D'où $N_s > 1/2(30+1 - 1.96 * \sqrt{30+1})$

$N_s=23 > 10.04$

Et $T_s < 3.3 * \log_{10}(N) + 1 \dots\dots (2)$

$T_s=6 < 8.17$

Les deux conditions ont été vérifiées donc la série est homogène.

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

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

2-la loi de GUMBEL (droite de HENRY).

III.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN », et les résultats de calcul sont insérés dans le tableau suivant et représentés dans la figure III.9

Tableau III.16: résultats d'ajustement a la loi de log normale :

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence q	pluis max en jour (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	138	23.0	92.6 - 183
200.0	0.9950	113	16.3	81.1 - 145
100.0	0.9900	103	13.7	75.9 - 130
50.0	0.9800	92.7	11.3	70.4 - 115
20.0	0.9500	79.3	8.42	62.7 - 95.8
10.0	0.9000	69.0	6.44	56.4 - 81.6

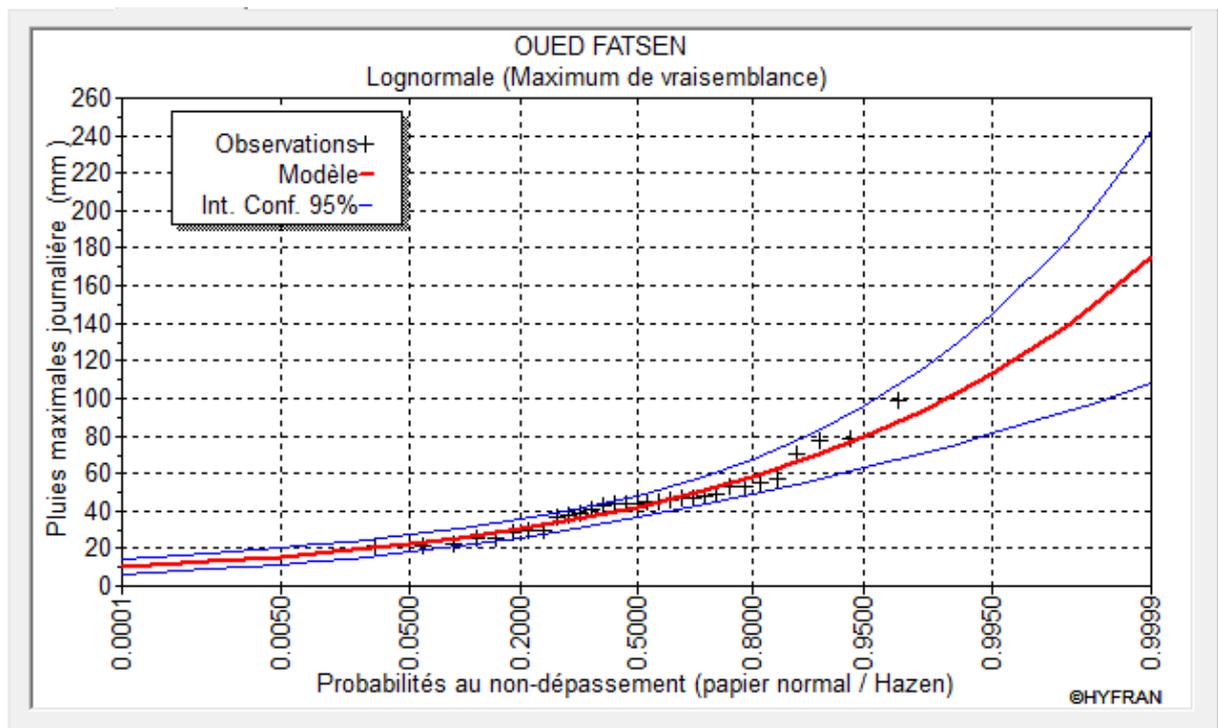


Figure .III.9 : ajustement de la série par la loi de lognormal.

d'après le graph on remarque que tous les points sont l'intérieur de l'intervalle de confiance .
Comparaison des caractéristiques de l'échantillon et de la loi log-normale

Project :		
Title :	oued fates	
	Characteristics of the population	Characteristics of the sample
Number of data [n] :		31
Minimum :	0.00	21.0
Maximum :	None	99.0
Average :	45.5	45.4
Standard deviation :	18.0	17.8
Median :	42.3	44.0
Coefficient of variation [Cv] :	0.396	0.392
Skewness coefficient [Cs] :	1.25	1.12
Kurtosis coefficient [Ck] :	5.91	4.07

III.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

Les résultats sont insérés dans le tableau III.17 et la figure III.10 suivants :

Tableau III.17: résultats d'ajustement a la loi de Gumbel :

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence q	plus max en jour (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	133	18.4	96.9 - 169
200.0	0.9950	111	14.3	82.7 - 139
100.0	0.9900	101	12.5	76.5 - 126
50.0	0.9800	91.4	10.7	70.3 - 112
20.0	0.9500	78.5	8.42	62.0 - 95.0
10.0	0.9000	68.5	6.66	55.5 - 81.6

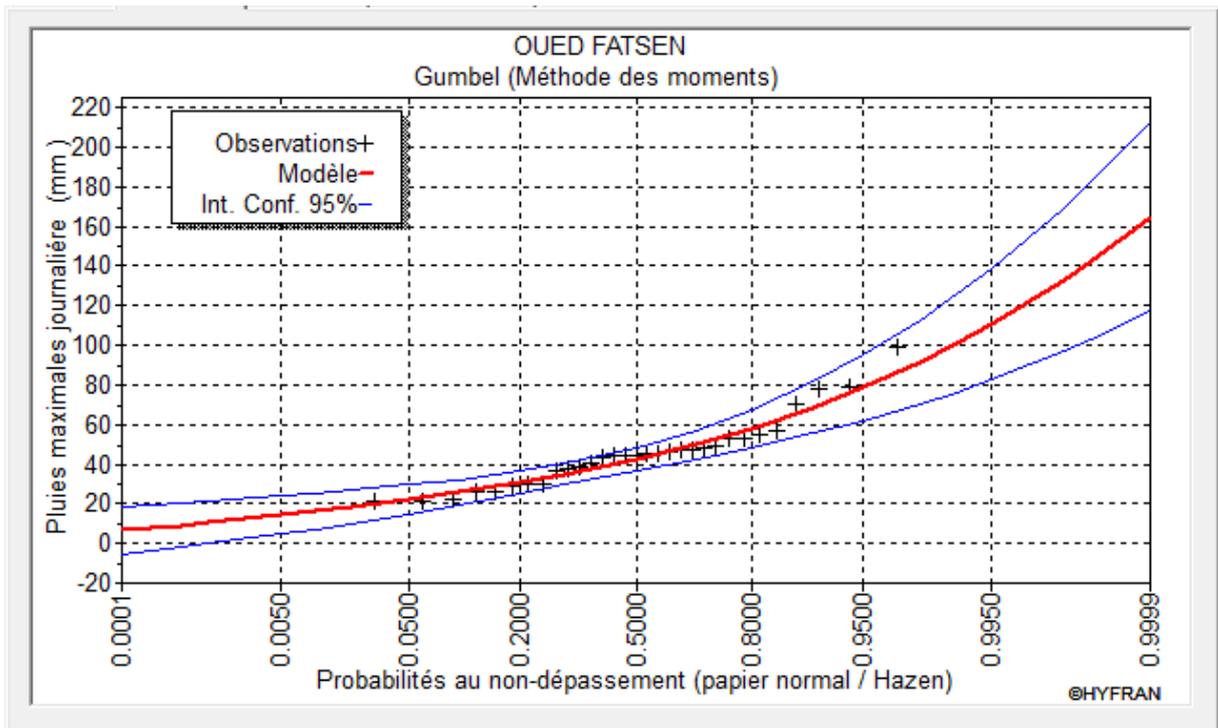


Figure III.9: ajustement de la série par la loi de Gumbel

D'après le graph on remarque tous les point sont a l'intérieur de l'intervalle de confiance mais le dernier et négative

Comparaison des caractéristiques de l'échantillon et de la loi de Gumbel :

	Characteristics of the population	Characteristics of the sample
Number of data [n] :		31
Minimum :	None	21.0
Maximum :	None	99.0
Average :	45.4	45.4
Standard deviation :	17.8	17.8
Median :	42.4	44.0
Coefficient of variation [Cv] :	0.392	0.392
Skewness coefficient [Cs] :	1.14	1.12
Kurtosis coefficient [Ck] :	2.40	4.07

Conclusion : D'après les deux schémas, après analyse graphique des deux lois, nous pouvons conclure que la pluie maximale journalière suit la loi log-normale car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite théorique contrairement à celle de loi de Gumbel.

III.2.3 La pluie de courtes durées :

Pour une période donnée la quantité de pluie tombée dans un temps donnée "t" est donnée par la formule de Body (ANRH 1984) :

$$P_{ct} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.19)$$

Avec : **t** : durée de l'averse.

b : exposant climatique (**b = 0.47**, selon l'ANRH).

Ensuite on calcule les intensités maximales d'une durée t(h) et une période de retour T (ans) par la relation suivante

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (III.20)$$

Avec : **I** : l'intensité maximale de période t (h).

P : Pluies de courte durée (mm).

Tableau III.18 les précipitations des différent fréquence.

Xt	58.3		69		79.3		92.7		103	
périodes de retours	5ans		10 ans		20 ans		50 ans		100 ans	
durée (h)	pct	i	pct	i	pct	i	pct	i	pct	i (mm/h)
	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	
0,5	12,39	24,79	14,67	29,33	16,86	33,71	19,71	39,41	21,89	43,79
0,97	16,15	16,65	19,12	19,71	21,97	22,65	25,69	26,48	28,54	29,42
1,5	19,23	12,82	22,76	15,17	26,16	17,44	30,58	20,39	33,98	22,65
2	21,58	10,79	25,54	12,77	29,35	14,67	34,31	17,15	38,12	19,06
3	25,38	8,46	30,03	10,01	34,52	11,51	40,35	13,45	44,83	14,94
4	28,47	7,12	33,70	8,42	38,73	9,68	45,27	11,32	50,30	12,58
5	31,13	6,23	36,84	7,37	42,34	8,47	49,50	9,90	55,00	11,00
6	33,48	5,58	39,63	6,61	45,55	7,59	53,24	8,87	59,16	9,86
7	35,61	5,09	42,15	6,02	48,44	6,92	56,63	8,09	62,92	8,99
8	37,57	4,70	44,46	5,56	51,10	6,39	59,74	7,47	66,37	8,30
9	39,38	4,38	46,61	5,18	53,57	5,95	62,62	6,96	69,57	7,73
10	41,08	4,11	48,61	4,86	55,87	5,59	65,31	6,53	72,57	7,26
11	42,67	3,88	50,50	4,59	58,04	5,28	67,85	6,17	75,39	6,85
12	44,18	3,68	52,29	4,36	60,10	5,01	70,25	5,85	78,06	6,50
13	45,62	3,51	53,99	4,15	62,05	4,77	72,54	5,58	80,60	6,20
14	46,99	3,36	55,62	3,97	63,92	4,57	74,72	5,34	83,02	5,93
15	48,31	3,22	57,17	3,81	65,71	4,38	76,81	5,12	85,35	5,69
16	49,57	3,10	58,67	3,67	67,43	4,21	78,82	4,93	87,58	5,47
17	50,79	2,99	60,11	3,54	69,08	4,06	80,76	4,75	89,73	5,28
18	51,96	2,89	61,50	3,42	70,68	3,93	82,62	4,59	91,80	5,10
19	53,10	2,79	62,84	3,31	72,23	3,80	84,43	4,44	93,81	4,94
20	54,20	2,71	64,15	3,21	73,72	3,69	86,18	4,31	95,76	4,79
21	55,27	2,63	65,41	3,11	75,18	3,58	87,88	4,18	97,64	4,65
22	56,31	2,56	66,64	3,03	76,59	3,48	89,53	4,07	99,48	4,52
23	57,32	2,49	67,84	2,95	77,96	3,39	91,14	3,96	101,26	4,40
24	58,30	2,43	69,00	2,88	79,30	3,30	92,70	3,86	103,00	4,29

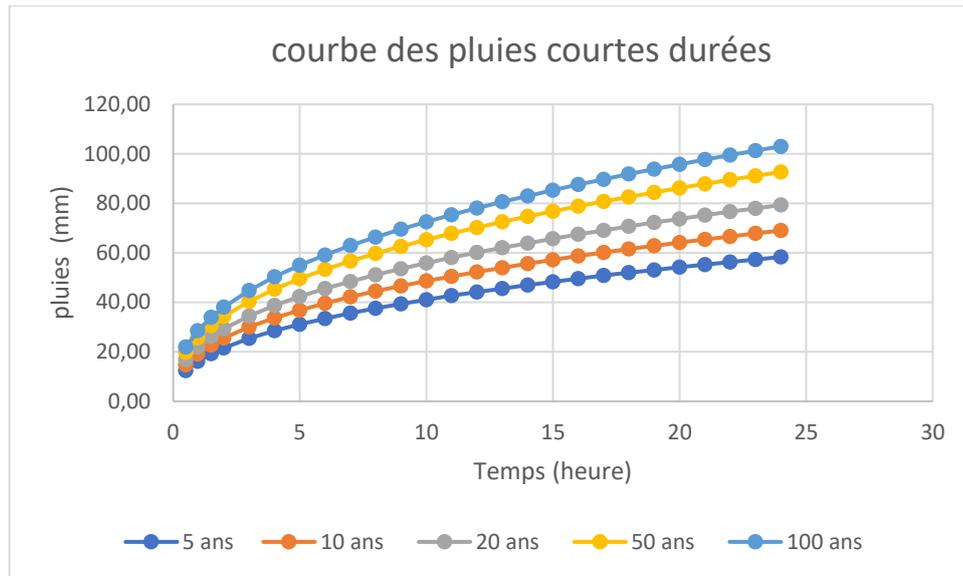


Figure III.10 : courbe des pluies de courtes durées

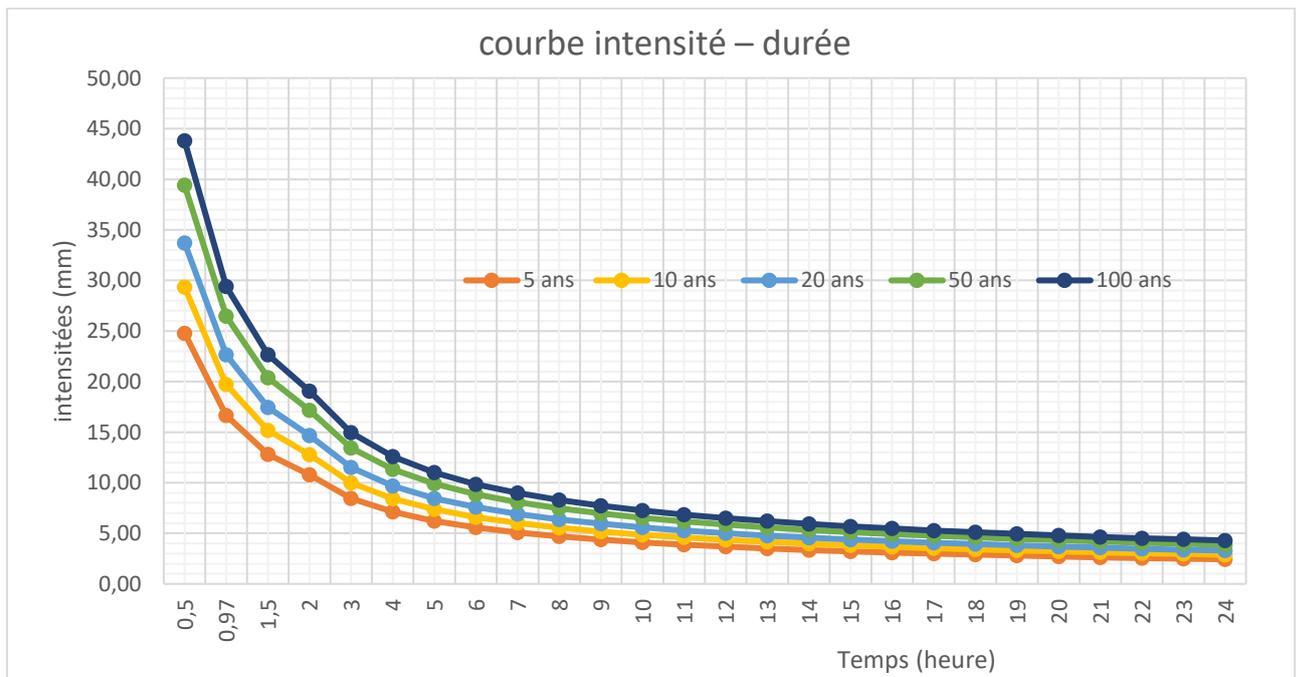


Figure III.11: courbe intensité – durée

III.3 Quantification des apports :

III.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel (Ao) :

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

utilisés. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit. L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant de la retenue est calculée grâce à deux approches :

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

A base de manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques.

III.3.1.1 Formule de l'A.N.R.H : on a

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots (III.21)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].
 S : Superficie du bassin versant [Km²].

AN :

$$A_0 = 0,915 \cdot 523.82^{2,684} \cdot 27^{0,842} = 2.58 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$A_0 = 2.58 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$Le = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.22)$$

Soit : **Le=95.84 mm**

III.3.1.2 Formule de Derie II :

On a:

$$A_0 = 0.513 \cdot P^{2,683} \cdot Dd^{0,5} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots (III.23)$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm).
 S : Superficie du bassin versant (Km²).
 Dd : Densité de drainage (Km/Km²)

AN :

$$A_0 = 0,513 \cdot 523.82^{2,683} \cdot 3.61^{0,5} \cdot 27^{0,842} = 3.08 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$A_0 = 3.08 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$Le = A_0/S = 114.07 \text{ mm} \dots\dots\dots Le=114.07 \text{ mm}$$

III.3.1.3 Formule de MEDINGEER: On a:

$$Le = 1,024 (Pm - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III.24)$$

Le : Lame d'eau écoulée (mm).
 P : Pluie moyenne annuelle (m).

AN : **Le=71.29 mm**

On a encore :

$$A_0 = Le * S$$

$$A_0 = 1.92 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

III.3.1.4 Formule de TURC :

$$L_e = P_{moy} - D \dots\dots\dots(III.25)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

D : Déficit de l'écoulement (mm).

$$D = \left[\frac{P_{moy}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L}\right)^2}} \right] \text{ (mm)} \dots\dots\dots (III.26)$$

L : Variable théorique $L = 300 + 25 T_{moy} + 0.05 (T_{moy})^3$.

T_{moy} : Température moyenne annuelle

$$L = 300 + 25 \cdot 15.8 + 0.05 (15.8)^3 = 892.22$$

$$D = 469.52 \text{ mm}$$

$$L_e = 54.3 \text{ mm}$$

$$A_0 = 1.46 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

III.3.1.5 Formule de SAMIE :

$$L_e = P_0^2 (293 - 2.2 \sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.27)$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (m) ;

S : Surface du bassin versant en (km²) ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en (mm).

$$L_e = 77.26 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S$$

$$A_0 = 2.086 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (III.19) :

Tableau III.19 l'Apport moyenne interannuelle.

Formule	A ₀ (M m ³)
ANRH	2.58
MEDINGUER	1.92
TURC	1.46
SAMIE	2.08
Deri II	3.08

On opte pour la valeur moyenne entre les 3 méthodes "Medinguer, ANRH et SAMIE" par ce que les deux autres méthodes Turc et Deri II et loin de ces 3 valeurs et on prend la valeur proche de moyenne :

$$A_{\text{moy}} = (2.58+1.92+2.08)/3 = 2.19$$

On prend la valeur de la formule de **SAMIE** car elle est proche de la moyenne donc :

$$A_0 = 2.08 \text{ Mm}^3$$

III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :

III.3.2.1 Module de l'écoulement :

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (III.28)$$

A₀ : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] "T = 31,536.10⁶ secondes".

$$M_e = 2.08 * 10^9 / 31,536.10^6 = 65.96 \text{ l/s}$$

$$M_e = 65.96 \text{ l/s}$$

III.3.2.2 Module de l'écoulement relatif :

On a : $M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (III.29)$

M₀ : Module de l'écoulement ([l/s]).

S : Superficie du bassin [Km²].

$$M_0 = 65.96/27 = 2.44 \text{ l/s/km}^2$$

III.3.2.3 Lame d'eau écoulée :

On a

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.30)$$

S : Superficie du bassin.

$$L_e = 2.08 * 10^6 / 27 * 10^6 = 77.03 \text{ mm}$$

$$L_e = 77.03 \text{ mm}$$

III.3.2.4 Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{\text{moy}} \dots\dots\dots (III.31)$

$$C_e = 0.15$$

III.3.3 Coefficient de variation :

Pour le calcul du coefficient de variation C_v et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques

III.3.3.1 Formule de SOKOLOVSKY:

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log (S + 1) \dots \dots \dots (III.32)$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif

Soit :

$$C_v = 0.576$$

III.3.3.2 Formule de OURKGUIPROVODKHOZ

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}} \dots \dots \dots (III.33)$$

M : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

$$C_v = 0.78$$

III.3.3.3 Formule de L'ANTONOV :

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots \dots \dots (III.34)$$

$$C_v = 0.357$$

III.3.3.4 Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \dots \dots \dots (III.35)$$

M_0 : module de l'écoulement relatif

$$C_v = 0.53$$

III.3.3.5 Formule Algérienne de PADOUN

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord cette relation s'écrit comme suit :

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots \dots \dots (III.36)$$

Avec :

K : coefficient de réduction on prend $K = 0.66$

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

$$AN : C_v = 0.454$$

On a

$$C_{v,moy} = (0.576 + 0.78 + 0.357 + 0.53 + 0.454) / 5$$

$$C_{v,moy} = 0.539$$

On prend le coefficient proche de moyenne donc : $C_v = 0.539$

III.4 Irrégularité des apports :

III.4.1 Estimation fréquentielle des apports :

Les apports fréquents ou de période de retour donnée sont nécessaires pour le dimensionnement de la cuvette et de la digue de l'ouvrage. Les apports annuels s'ajustent bien à la loi de distribution PEARSON III dont l'équation est :

$$A_{P\%} = \bar{A}(F_{P\%} * C_V + 1) \dots \dots \dots (III.37).$$

$A_{P\%}$: Apport de fréquence donnée ;

\bar{A} : Apport moyen annuel (Hm^3) ;

$F_{P\%}$: Fonction RYBKINE-FAUSTER qui tabulée en fonction de C_V, C_S et $P\%$;

C_V : Coefficient de variation ;

C_S : Coefficient d'asymétrie.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau III.20

Tableau III.20 les apports fréquents

Période de retour	5/4	10	50	100
Fréquence (%)	80	10	2	1
Fonction	-0,84	1,28	2,05	2,33
apport (%) ($10^6 m^3$)	1.35	4.1	5.09	5.45

Tableau III.21 Répartition mensuelle des apports.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	total
Pluies (mm)	30,17	45,26	66,60	73,25	74,08	69,04	59,78	47,60	38,06	9,83	3,33	6,82	523,82
Apport mens(10 ⁶ m3)	0,078	0,117	0,172	0,189	0,191	0,178	0,154	0,123	0,098	0,025	0,009	0,018	1,350

)

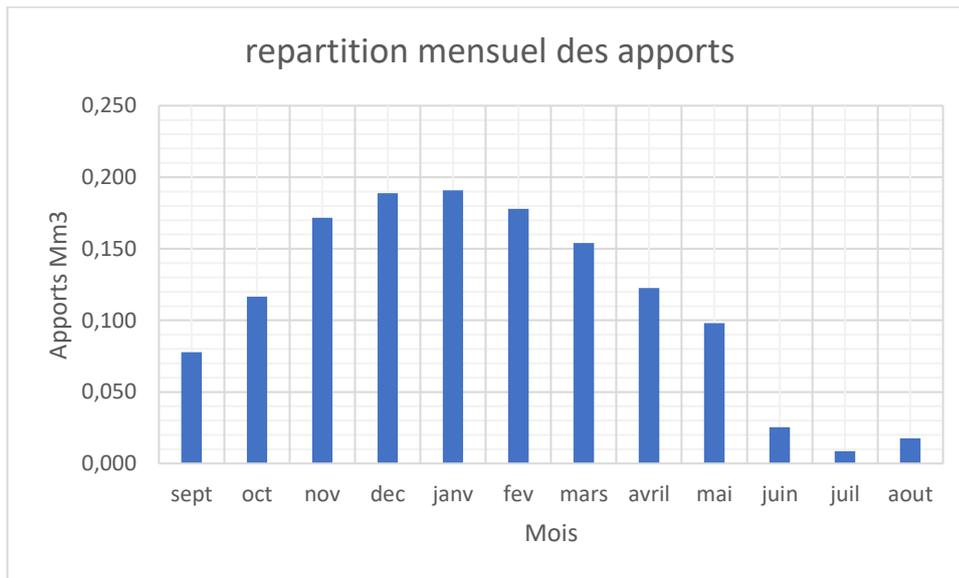


Figure III.12 : répartition mensuel des apports

III.5 Etude des crues:

Les dimensions des évacuateurs de crue des barrages, la hauteur des digues de protection contre l'inondation sont essentiellement déterminées par le maximum probable de la crue au quel ses ouvrages devront faire face compte tenu de certaines considérations d'optimum économique.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue:

III.5.1.1 Formule de MALLET-GAUTHIER :

Ils ont établi une formule exprimant le débit maximum en crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{\max,p\%} = 2K \cdot \log(1 + 25H) \frac{s}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log s} \dots\dots\dots (III.38)$$

K : constante comprise entre 1-3 on prend (2)

\bar{H} : Précipitation moyenne interannuelle en m (0.523)

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [A = 25].

T : Période de retour.

Le tableau (III.22) nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour: **Tableau III.22** récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour	5	10	20	50	100
Qmax (m ³ /s)	60.32	74.10	85.69	98.95	107.91

III.5.1.2 Formule de SOKOLOVSKY :

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max,p\%} = 0,28 \cdot \frac{X_{p\%t_c} \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \dots\dots\dots (III.39)$$

H0 : pertes initiales en mm. H0 = 7mm

S : Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration[h].

P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

f : Coefficient de forme de la crue

X_{p%, tc} : précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps t_c.

0.28 : coefficient de changement d'unité.

α_{p%} : coefficient de ruissellement pour la crue probable

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{Pct\%} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Pct\%} + \sqrt{H0}} \dots\dots\dots (III.40)$$

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots\dots\dots (III.41)$$

Pour $S \leq 50km^2$ on a $\gamma = 2$

Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $\gamma = 2 \div 2.5$

Pour bassin boisé, sol perméable on a $\gamma = 3 \div 4$

Le coefficient de ruissellement est pris des valeurs suivantes :

Tableau III.23 valeur de coefficient de ruissellement α :

Fréquence (%)	1	2	5	10	20
α_p %	0.34	0.31	0.28	0.25	0.21

Puisque les bassins versant ont une surface inférieure à 50 Km² on prend $\gamma = 2$ alors :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} = 1.2$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.24

Tableau III.24 récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Fréquence (%)	1	2	5	10	20
Pct(mm)	28.54	25.69	21.97	19.12	16.15
α_p %	0.34	0.31	0.28	0.25	0.21
Qmax p%(m ³ /s)	68.48	54.17	39.03	28.33	17.96

III.5.1.3. Formule de TURRAZA :

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant.

$$Q_{\max, p\%} = \frac{\bar{c} \cdot \bar{i}_{tc} \cdot A}{3.6} \dots\dots\dots(III.42)$$

A : Surface du bassin versant

\bar{i}_{tc} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h. Ce paramètre est calculé dans le tableau n° (III.29)

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P%

Tableau III.25 Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TERRAZA:)

Fréquence (%)	1	2	5	10	20
C	0.34	0.31	0.28	0.25	0.21
I _{tc}	29.42	26.48	22.65	19.71	16.65
Q _{max} (m ³ /s)	75.02	61.65	65.21	36.95	26.22

Tableau III.26 récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	Q _{1%} (m ³ /s)	Q _{2%} (m ³ /s)	Q _{5%} (m ³ /s)	Q _{10%} (m ³ /s)	Q _{20%} (m ³ /s)
Mallet - Gauthier	107.91	98.95	85.69	74.10	60.32
Sokolovsky	68.48	54.17	39.03	28.33	17.96
Turraza	75.02	61.65	65.21	36.95	26.22

Conclusion : La formule la plus intéressante est celle de sokolovsky, dont le débit à été calculé en fonction de la période considérée, et la pluie moyenne journalière.

Tableau III.27: Débits fréquentielles calculés :

Période de retour (ans)	100	50	20	10	5
Q_{max} (m³/s)	68.48	54.17	39.03	28.33	17.96

III.5.2. Hydrogramme de crue :

Les Hydrogrammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de Sokolovsky qui assimile l’hydrogramme à deux équations paraboliques

La montée de la crue :
$$Q_{max} = Q_{max p} \left[\frac{t}{t_m} \right]^n \dots\dots\dots (III43)$$

La décrue :
$$Q_{\max} = Q_{\max p} \left[\frac{t_d - t}{t_d} \right]^m \dots\dots\dots (III.44)$$

Sachant que :

t_m : temps de montée de la crue.

t_d : temps de la décrue

m, n : puissance des équations $m=3, n = 2. e$

$t_m = t_c$ et $t_d = \gamma \cdot t_c$ On prend $\gamma = 2$ car :

γ : Coefficient qui dépend du caractéristiques du bassin versant.

Tableau III.28: Coefficient de forme de l’hydrogramme de crue.

Condition	γ
- $S \leq 50 \text{ Km}^2$	2
- pour du petit bassin non boisé, sol peu perméable	2 à 2,5
-pour des bassins boisés, sol perméable	3 à 4

Pour notre bassin

$\gamma = 2$

Les débits de crues des différentes périodes de retour de chaque bassin versant sont donnés aux tableaux suivants et les Hydrogrammes correspondants.

$T_c = t_m = 0.97h$ et $T_d = 1.94$

Tableau III.29 Débits fréquentiels pour construction l'hydrogramme de crue

t(h)	Q1%	Q2%	Q5%	Q10%	Q20%
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,2	2,93	2,30	1,66	1,20	0,76
0,4	11,71	9,21	6,64	4,82	3,05
0,6	26,34	20,73	14,93	10,84	6,87
0,8	46,82	36,85	26,55	19,27	12,22
0,97	68,84	54,17	39,03	28,33	17,96
1	65,35	51,70	37,25	27,04	17,14
1,2	46,90	37,10	26,73	19,40	12,30
1,4	32,29	25,54	18,40	13,36	8,47
1,6	21,08	16,68	12,02	8,72	5,53
1,8	12,83	10,15	7,31	5,31	3,36
2	7,07	5,59	4,03	2,92	1,85
2,2	3,36	2,66	1,91	1,39	0,88
2,4	1,24	0,98	0,71	0,51	0,33
2,6	0,28	0,22	0,16	0,12	0,07
2,8	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00
2,91	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Les Hydrogrammes de crues sont représentés par la **Figure (III.13)**

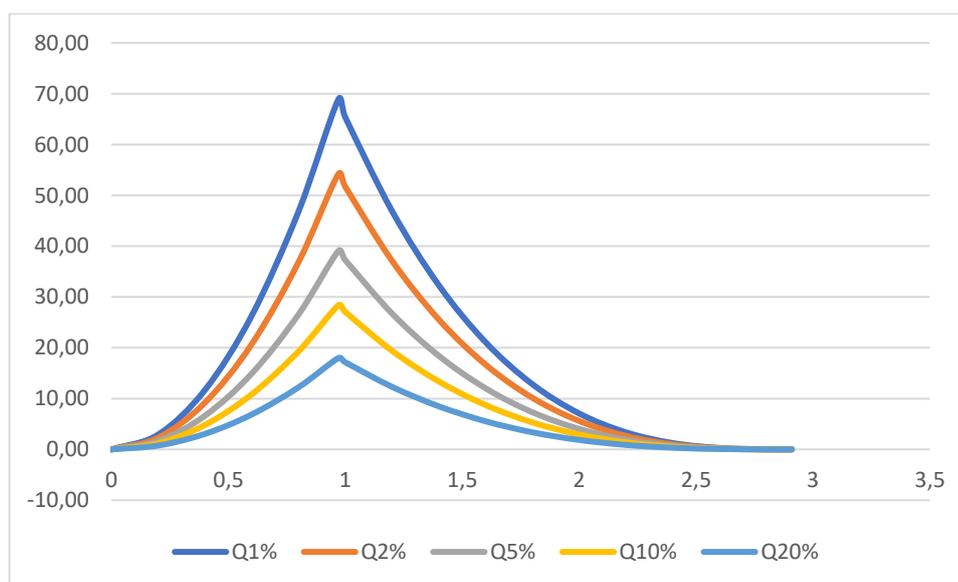


Figure III.13 : les Hydrogrammes de crue.

III.5.3. Estimation de la crue de projet:

Le choix de crues de projet dépend de degré de risque admis en cas de dépassement celle –ci.

IL intervient à la fois sur la sécurité du barrage et sur le dimensionnement des ouvrages d'évacuations et de la réserve supplémentaire nécessaire au laminage de la crue de projet.

La tendance actuelle dans de nombreux pays est de distinguer l'aspect sécurité du barrage de celui du dimensionnement des ouvrages d'évacuation. Cette approche conduit en pratique à définir deux crues de projet et les deux capacités correspondantes des ouvrages d'évacuation :

Une **crue de projet** stricto sensu devait être évacuée dans des conditions normales avec une marge de sécurité fournie par la revanche. Cette crue est généralement estimée comme un pourcentage de la PMF ou une crue de probabilité de dépassement donnée.

Si le choix de la crue de projet et le dimensionnement des ouvrages d'évacuation sont théoriquement fixés sur la base de considérations techniques et économiques et sur l'analyse des dommages qui résulteraient de la rupture du barrage, ils dépendent aussi de la confiance que l'on peut avoir dans les données base, des caractéristiques de l'ouvrage et des contraintes que l'on impose dans les calculs des ouvrages d'évacuation.

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

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \dots\dots\dots(III.45)$$

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 faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emménagement relativement faible), donc on accepte un risque moyen (degré 02) et on opte pour la crue centennale avec une vérification avec la crue millénaire.

$$Q_{\text{crue projet}}=68.48\text{m}^3/\text{s}$$

Pour la crue des travaux Nous adoptons crue de période de retour (T = 20 ans)

$$Q_{\text{crue travaux}} = 39,03 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.5.4. Aport solide et l'estimation de volume mort:

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

III.5.4.1 Formules empiriques :

a) Formule de TIXERONT:

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

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots (III.46)$$

Avec :

T_s : le transport solide en (t/Km²/an).

L_0 : la lame écoulée en (mm).

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=75$ (perméabilité moyenne).

Soit :

$$T_s = 143.89 \text{ (t/Km}^2\text{/an)}.$$

b) Formule de Fournier :

$$E_s = \frac{1}{36} \left[\frac{P_m^2}{P_A} \right]^{2.65} \left[\frac{h}{S} \right]^{0.46} \dots\dots\dots (III.47)$$

Avec :

T_a : Taux d'abrasion en (t/Km²an)

P_m : Pluie mensuelle moyenne annuelle du moins le plus pluvieux = 94.77mm;

P_A : Pluie moyenne annuelle = 523.82 mm;

$h = 45\% (H_{\text{max}} - H_{\text{min}})$ [m];

H_{max} : Altitude maximale = 1606m;

H_{min} : Altitude minimale = 757m;

S : Surface du bassin versant = 27 Km.

AN: $P_m = 99.3 \text{ mm}$

$P_A = 523.82 \text{ mm}$

$h = 382.05 \text{ m}$.

$S = 27 \text{ Km}^2$.

D'où $T_a = 224.41 \text{ t/Km}^2\text{an}$

On remarque que le taux d'abrasion est important, d'où il est nécessaire d'effectuer quelques travaux de protection contre l'envasement de la retenue collinaire, ces travaux portent sur :

- *Les digues de décantations ;
- * La bande forestière.

III.5.4.3. Calcul du volume mort :

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

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

1. Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple) :

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{T_s \cdot T \cdot S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.48)$$

T : Durée de vie du barrage (20 ans);

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m³);

S : Surface du bassin versant 27Km²

d'où $V_m = 50587.88 \text{ m}^3$ Pour 20 ans d'exploitation.

2. Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots (III.49)$$

Q_s : Le débit solide (t/an)

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.6 \text{ t/m}^3$).

$$Q_s = T_s \cdot S.$$

S : Superficie du bassin versant.

AN :

$$Q_s = 4047.03 \text{ t/an}$$

T : Délai de service ; T = 20 ans.

D'où :

$$V_m = 65470.9 \text{ m}^3$$

$$NVM = 760.6 \text{ m}$$

Remarque :

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

Donc le transport solide par charriage = 8539.68 m³

Donc, le volume mort durant 50 ans de vie de la retenue sera estimé à **65470.9m³**.

Conclusion :

D'après les résultats trouvés on opte une valeur du volume mort égale à **65470.9m³** Pour 50 ans d'exploitation.

III.6 Régularisation des débits

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

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

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

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

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

III.6.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :

Tableau III.30. Répartition mensuelle de l'apport.

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Aout	annuel
Apport (Mm ³)	0,078	0,117	0,172	0,189	0,191	0,178	0,154	0,123	0,098	0,025	0,009	0,018	1,350
Apport (%)	5.77	8.66	12.74	14	14.15	13.19	11.41	9.11	7.26	1.85	0.66	1.33	100,00

On remarque que la période Novembre-Avril a un apport important, alors que la période de Juin-Septembre est sèche.

III.6.2 Répartition mensuel des besoins

Tableau III.31 Répartition mensuelle des besoins

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Aout	annuel
Besoin (Mm ³)	0	0	0	0.02	0.07	0.157	0.218	0.188	0.126	0	0	0	0.779
Besoin (%)	0	0	0	2.57	8.99	20.15	28	24.13	16.17	0	0	0	100

Source: D.R.E.Blida

III.6.3 Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»

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

$$DVi = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot DH \quad (III.50)$$

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

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

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

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

$$\Delta V = \frac{2}{3} \cdot S_{moy} \cdot \Delta H \quad (III.51)$$

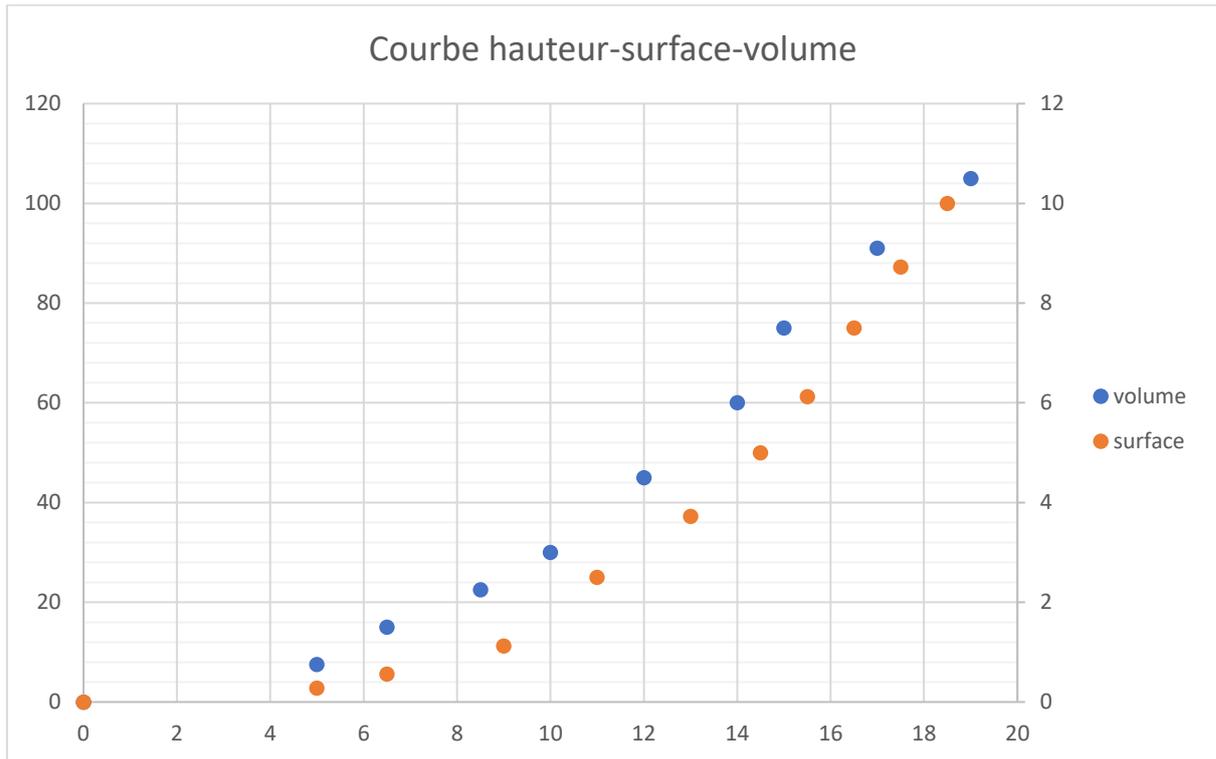


Figure III.14 Courbe hauteur-surface-volume

III.6.4. Calcul du volume utile (Touaibia, 2001)

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

- L'apport annuel A80%.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.
- Le calcul de la régularisation qui est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

Procédé de calcul

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

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

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$. (III.52)

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

Remarque : Du moment que nos apports sont supérieurs aux besoins, on opte pour une régularisation saisonnière.

III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la cote du niveau normal de la retenue NNR. L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement. A ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

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

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

- **Deuxième Consigne d'exploitation :** Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

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

Tableau III.32 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³)

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{20%} (Mm ³)	A-U(Mm ³)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Oct	0.117	0	0.117	0.183	0.066			0.066	-0.117
					0.183		-0.051	0.066	-0.172
Nov.	0.172	0	0.172	0.355	0.355		-0.106	0.066	-0.189
Déc.	0.189	0	0.189	0.544	0.544		-0.23	0.066	-0.095
Jan	0.191	0	0.191	0.735	0.625	0.11	-0.029	0.162	
Fév.	0.178	0	0.178	0.803	0.625	0.178	0.162	0.34	
Mars	0.154	0	0.154	0.779	0.625	0.154	0.34	0.494	
Avril	0.123	0.02	0.103	0.728	0.625	0.103	0.494	0.597	
Mai	0.098	0.07	0.028	0.653	0.625	0.028	0.597	0.625	
Juin	0.025	0.157	-0.132	0.493	0.493		0.625	0.493	
juill.	0.009	0.218	-0.209	0.284	0.284		0.493	0.284	
aout	0.018	0.188	-0.17	0.114	0.114		0.284	0.114	
sept	0.078	0.126	-0.048	0.066	0.066		0.066	0.066	
						0.573	0.066		-0.573

Du tableau précédent, il ressort :

$$V_s = 1.141 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 0.559 \text{ Mm}^3.$$

Donc: le barrage fonctionne à un seul temps.

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

$$V_u = 0.559 \text{ Mm}^3$$

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

$$D'où : V_{NNR} = V_m + V_u = 0.066 + 0.559 = \mathbf{0.625 \text{ Mm}^3}$$

III.6.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation

Nous avons :

$$V_{ep} = S_{moy} \cdot E_s \quad (\text{III.53})$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (mm).

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

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \quad (\text{III.54})$$

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

B) Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \quad (\text{III.55})$$

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

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

V_{moy} : Volume moyen.

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

Tableau III.33 Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm³)

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{20%} (Mm ³)	Perte*0- 6(Mm ³)	A - (U+P) (Mm ³)	1 ^{ere} consigne			2 ^{eme} consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Oct	0.117	0	56.79	0.1169	0.1829	0.066		-0.0509	0.066	-0.1169
Nov.	0.172	0	83.974	0.1719		0.1829		-0.1059	0.066	-0.1719
Déc.	0.189	0	113.168	0.1888	0.3548	0.3548		-0.1228	0.066	-0.1888
Jan	0.191	0	153.538	0.1908	0.5436	0.536		-0.0275	0.066	-0.0935
Fév.	0.178	0	202.79	0.1777	0.7344	0.625	0.1094	0.1633	0.1633	
Mars	0.154	0	255.18	0.1537	0.8027	0.625	0.1777	0.341	0.341	
Avril	0.123	0.02	316.95	0.1027	0.7787	0.625	0.1537	0.4947	0.4947	
Mai	0.098	0.07	407.3	0.0276	0.7277	0.625	0.1027	0.5974	0.5974	
Juin	0.025	0.157	404.81	-0.132	0.6526	0.625	0.0276	0.625	0.625	
juil	0.009	0.218	313.32	-0.209	0.493	0.493		14,87	14,87	
août	0.018	0.188	139.21	-0.170	0.284	0.284		0.493	0.493	
sept	0.078	0.126	44.96	-0.048	0.114	0.114		0.284	0.284	0.
					0.066	0.066		0.114	0.114	
							0.5711	0.066		-0.5711

Du tableau précédant, il ressort :

$$V_s = 1.1292 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 0.559 \text{ Mm}^3.$$

Donc, le barrage fonctionne à un seul temps.

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

$$V_u = 0.559 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$\text{D'où : } V_{\text{NNR}} = V_m + V_u = 0.559 + 0.066 = 0.625 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V_{\text{NNR}} = 0.625 \text{ Mm}^3}$$

Donc, le volume utile saisonnier est de **0.559 Mm³**.

Il correspond à un niveau **NNR = 771.1 m**

III.7. Laminage des crues

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (\text{III.56})$$

Q : Le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad (\text{III.57})$$

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

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

III.7.1 Méthode de Muskingum:(Fread, D.L. 1993)

III.7.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial X} = gA (S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \quad (\text{III.58})$$

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q \quad (\text{III.59})$$

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

La signification des cinq termes de l'équation(III.58) est la suivante :

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

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

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation III.58 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation III.58 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \quad (\text{III.60})$$

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

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (\text{III.61})$$

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

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

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

L'équation III.61 exprime tout simplement le principe de conservation de la masse ? Le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

III.7.1.2 Méthode de Muskingum

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 , l'équation 71 s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \quad (\text{III.62})$$

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

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \quad (\text{III.63})$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2 , connaissant I_1 et I_2 . L'équation III.73 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S_1 et S_2 .

III.7.1.3 Principe de la méthode de solution

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

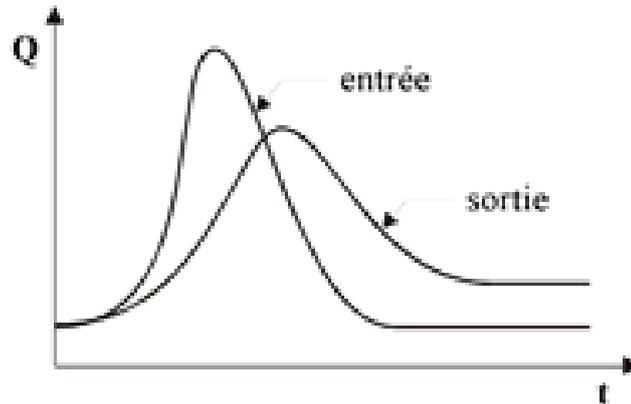


Figure III.15 Laminage à travers un barrage

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.73 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad (\text{III.64})$$

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

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

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

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

Tableau III.35 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

h ₁	S ₁	O ₁	
h ₂	S ₂	O ₂	
h ₃	S ₃	O ₃	
...
h _n	S _n	O _n	

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

III.7.1.4 Calcul du débit de sortie

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

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

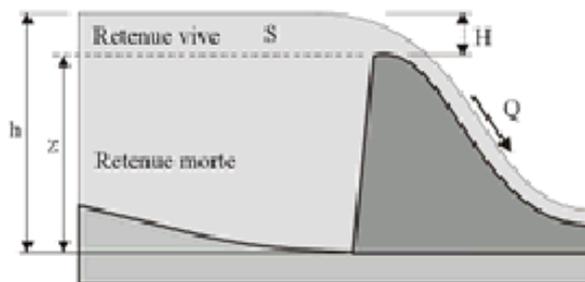


Figure III.16 Evacuateur à surface libre à entonnement frontal

$$Q=CBH^{3/2} = CB (h - z)^{3/2} \tag{III.65}$$

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

B :est la largeur de déversoir

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

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

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

$$Q=mA \quad (\text{III.66})$$

Ou : m : est une constante de débit

A :est la section d'écoulement

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

III.7.1.5 Calcul du volume stocké

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

$$S=Ah \quad (\text{III.67})$$

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

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

$$S=a_0+a_1h+a_2h^2+a_3h^3+\dots+a_nh^n \quad (\text{III.68})$$

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

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

- **Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir $b=15$ m**

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q=mbH^{3/2} \quad (\text{III.69})$$

Pour $b=10$ m et $m = 0,49$: $Q= 21.70 H^{3/2}$

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure III.18) avec un coefficient de corrélation $r =0.998$ entre les altitudes 757m NGA et 777m NGA.

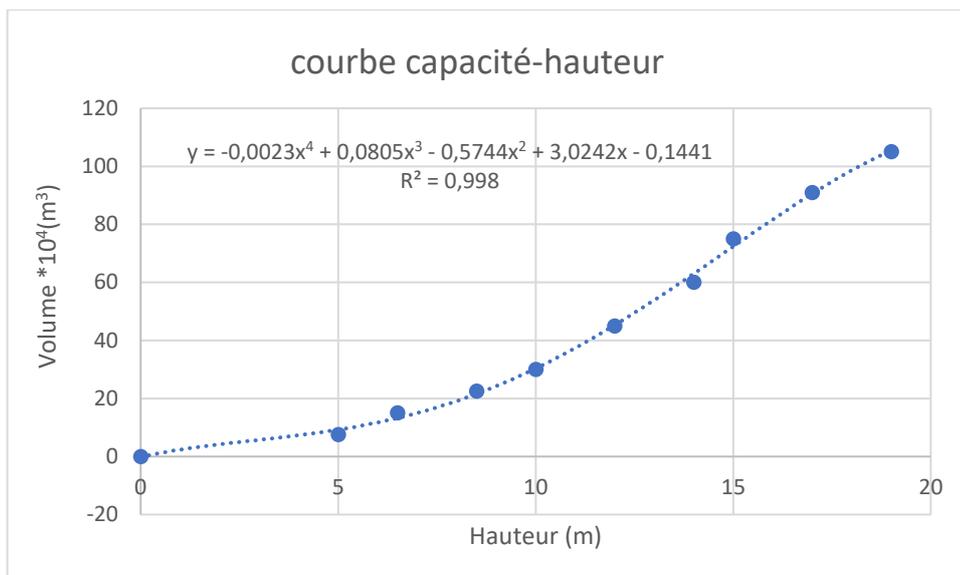


Figure III.17 Modélisation de la courbe capacité- hauteur

La courbe surface –hauteur peut être modélisée par l’équation linéaire (figure3.19) avec un coefficient de corrélation $r = 0.9998$ entre les altitudes 757m NGA et 770m NGA.

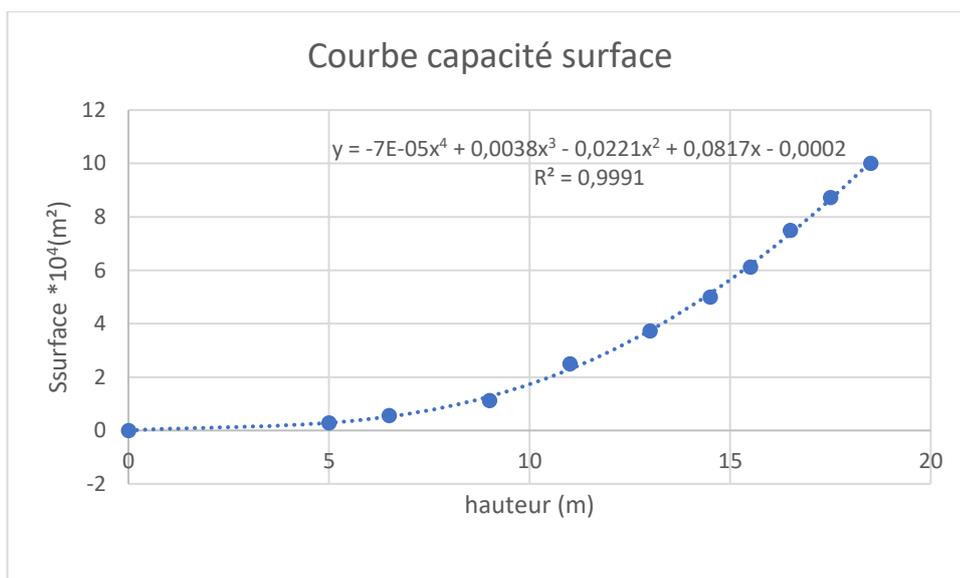


Figure III.18 Modélisation de la courbe surface-hauteur

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

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

La valeur maximal de débit d'entrée $Q_e = 68.48 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $68.48 = 21.70 H^{3/2}$, soit $H_{\text{max}} = 2.15 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau III.34

Tableau III.34 Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour $b=15 \text{ m}$.

H (m)	COTE (m NGA)	Q (m ³ /s)	S (km ²)	2S/T+O
0	771	0	0	0
0,2	771,2	1,9412907	47380,8213	12,4703621
0,4	771,4	5,49079929	51272,9781	28,27878954
0,6	771,6	10,0872424	57439,6269	48,38032698
0,8	771,8	15,5303256	66266,8	74,43414786
1	772	21,7042899	78247,3	108,6457343
1,2	772,2	28,53103	93944,9877	153,7910136
1,4	772,4	35,953207	113928,974	213,1760556
1,6	772,6	43,9263943	138663,604	290,4394689
1,8	772,8	52,414849	168337,3	389,089449
2	773	61,3890023	202610,5	511,6345578
2,15	773,15	68,4231827	239420,055	640,3710912

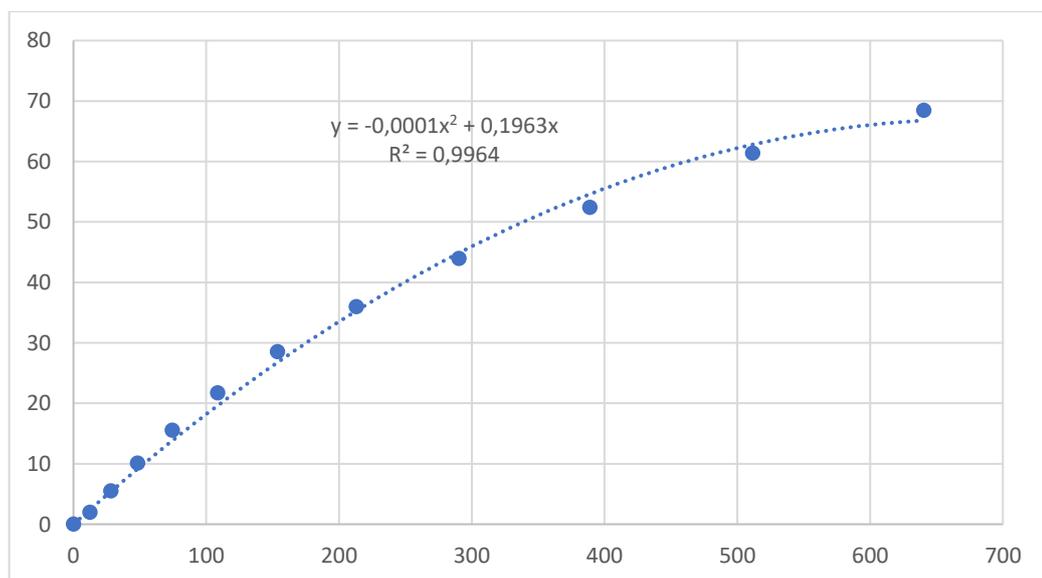


Figure III.19 Courbe caractéristique du barrage pour $b=15 \text{ m}$.

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation

On détermine l'hydrogramme des débits de sortie

Tableau III.35 Calcul de l'hydrogramme de sortie pour $b=10$ m

T (heure)	I (m ³ /s)	I1+I2 (m ³ /s)	$2S/\Delta t + O$ (m ³ /s) (1)	$2S/\Delta t + O - 2O$ (m ³ /s) (3)	O (m ³ /s) (2)
0	0		0	0	0
0,2	2,93	2,93	2,93	1,78	0,57
0,4	11,71	14,64	16,42	10,03	3,20
0,6	26,34	38,05	48,08	29,67	9,21
0,8	46,82	73,16	102,83	64,57	19,13
0,97	68,84	115,66	180,23	115,97	32,13
1	65,35	134,19	250,16	164,46	42,85
1,2	46,9	112,25	276,71	183,39	46,66
1,4	32,29	79,19	262,58	173,28	44,65
1,6	21,08	53,37	226,65	147,94	39,35
1,8	12,83	33,91	181,85	117,07	32,39
2	7,07	19,90	136,97	86,95	25,01
2,2	3,36	10,43	97,38	61,04	18,17
2,4	1,24	4,60	65,64	40,73	12,45
2,6	0,28	1,52	42,25	26,02	8,12
2,8	0,01	0,29	26,31	16,12	5,10
2,91	0	0,01	16,13	9,85	3,14

Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b de 10 à 20 m est donné dans le **tableau III.36**

Tableau III.36 l'hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b de 10 à 20 m

Hydrogramme d'entrée			Hd=1.38	Hd=1.34m	Hd=1.3m	Hd=1.25m	Hd=1.2m	Hd=1.15m
Temps (heures)	Q (m ³ /s)	Q1+Q2 (m ³ /s)	B=10 m	B=12 m	B=14 m	B=16m	B=18m	B=20m
0	0,00							
0,2	2,93	2,9266	0.48	0.56	0.64	0.71	0.78	0.85
0,4	11,71	14,6328	2,69	3,12	3,52	3,89	4,23	4,56
0,6	26,34	38,0453	7,65	8,84	9,92	10,90	11,79	12,60
0,8	46,82	73,1640	15,39	17,86	20,03	21,96	23,67	25,20
0,97	68,84	115,6650	24,33	28,68	32,42	35,63	38,42	40,86
1	65,35	134,1920	30,42	36,68	41,77	45,93	49,37	52,22
1,2	46,90	112,2492	32,67	39,83	45,08	48,93	51,75	53,82
1,4	32,29	79,1888	33,09	39,79	43,85	46,19	47,41	47,89
1,6	21,08	53,3765	32,70	37,73	39,71	40,02	39,45	38,44
1,8	12,83	33,9120	31,46	33,90	33,49	31,93	30,04	28,14
2	7,07	19,8948	29,13	28,63	26,18	23,44	20,95	18,84
2,2	3,36	10,4246	25,66	22,59	18,93	15,81	13,38	11,52
2,4	1,24	4,6010	21,39	16,65	12,67	9,81	7,81	6,40
2,6	0,28	1,5236	16,89	11,54	7,92	5,63	4,16	3,20
2,8	0,01	0,2919	12,74	7,62	4,70	3,03	2,05	1,45
2,91	0,00	0,0125	9,29	4,89	2,70	1,58	0,96	0,61

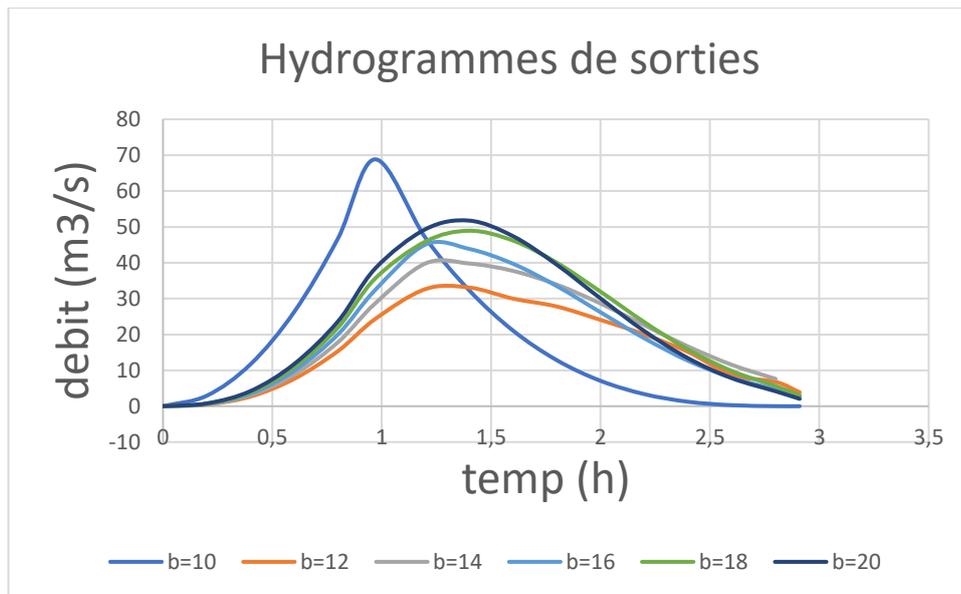


Figure III.20 Hydrogrammes de sorties

Tableau III.37 Tableau récapitulatif des résultats de laminage

B (m)	Hd (m)	NPHE (m) NGA)	q laminé (m³/s)	V forcé (Mm³)
10	1.38	772.48	33.09	75,5675651
12	1.34	772.44	39.83	75,2079679
14	1.3	772.40	45.08	74,8479371
16	1.25	772.35	48.93	74,3973249
18	1.2	772.3	57.75	73,9461179
20	1.15	772.25	53.82	73,4943613

III.8 Etude d'optimisation

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

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.

III.8.1 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 :

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

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

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

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

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

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

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.8.1.1 Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a- Formules de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(III.70)$$

$$\text{Avec} \quad H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(III.71).$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [$F = 1.13 \text{ km}$].

A.N :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{1.13} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{1.13} = 0,84 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,84 = 3,18 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,84 + \frac{3,18^2}{2 \cdot 9,81} = 1,15 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots \text{(III.72).}$$

Avec $H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots \text{(III.73).}$

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{1,13} = 0,85 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,85 = 3,20 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,85 + \frac{3,20^2}{2 \cdot 9,81} = 1,16 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée [5]

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots \text{(III.74)}$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{1,13} = 1,28 \text{ m}$$

Conclusion

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{1,15 + 1,16 + 1,28}{3} = 1,20 \text{ m}$$

Commentaire :

On remarque que toutes les formules ,pour des mesures, de sécurité sont plus proche a la moyenne, on prend la valeur de la revanche :

$$\mathbf{R = 1.20 m.}$$

III.8.1.2 Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPEN [5]

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots \text{(III.75)}$$

2) Formule de F-PREECE [5]

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots \text{(III.76)}$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) [5]

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots \text{(III.71).}$$

Pour une charge moyenne de 1,5 mètre on a :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t = 771.1 - 757 + 1.3 + 1.2 + 0.5 = 17,1$$

On admet une valeur de $t = 0,5$ mètre pour le tassement du barrage, le tableau (III.50) nous donne les résultats du calcul.

Tableau III.38 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

largeur de déversoir (m)	lame déversante (m)	hauteur de barrage (m)	largeur en crête		
			Formule de KNAPEN	Formule de E-F-PREECE	Formule Anonyme (simplifiée)
10	1.38	17,18	6,83	5,55	6,29
12	1.34	17,14	6,83	5,55	6,28
14	1.3	17,1	6,82	5,54	6,27
16	1.25	17,05	6,81	5,54	6,26
18	1.2	17	6,80	5,53	6,25
20	1.15	16,95	6,79	5,52	6,24

On opte pour une largeur de crête égale à:

$$b_{cr} = 7 \text{ m}$$

III.8.1.3 Evaluation du coût de la digue

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

Tableau III.39: récapitulatif des résultats.

b (m)	Q _e (m ³ /s)	H (m)	NPHE	H _b (m)
10	33.09	1.38	772.48	17,18
12	39.83	1.34	772.44	17,14
14	45.08	1.3	772.40	17,1
16	48.93	1.25	772.35	17,05
18	57.75	1.2	772.3	17
20	53.82	1.15	772.25	16,95

Tableau III.40 : coût de la digue.

digue	b (m)	H (m)	V (m ³)	prix (Millions DA)
1	10	1.38	143066,74	64,38
2	12	1.34	138433,33	62,29
3	14	1.3	134214,22	60,39
4	16	1.25	133911,77	60,26
5	18	1.2	133527,30	60,08
6	20	1.15	133067,52	59,88

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour le prix du mètre cube du remblai, il est estimé à 450 DA.

III.8.1.4. calcul du coût de l'évacuateur de crue :

III.8.1.4.1. coût du déversoir :

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m = 0.49$.

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots (III.77)$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à quinze mille dinars Algériens 37000DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau III.41 coût du déversoir.

profil N°	b (m)	H (m)	S (m ²)	V (m ³)	prix (Millions DA)
1	10	1.38	2.12	21.2	0,7844
2	12	1.34	2.05	24.6	0,9102
3	14	1.3	1.95	27.3	1,0101
4	16	1.25	1.82	29.12	1,07744
5	18	1.2	1.71	30.78	1,13886
6	20	1.15	1.56	31.2	1,1544

III-8.1.4.2 Coût du canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » est une hauteur de pelle égale à 1,5 m.

D'où la hauteur totale du mur : **Hca=P+H+R**

Avec P : hauteur de pelle ;

H : la lame déversante ;

R : la revanche.

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égal à 15m

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

D'où le volume du canal d'approche est estimé par

$$V = S \cdot e = L \cdot H_{ca} \cdot e$$

Tableau III.42 Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes.

N°	b (m)	h (m)	Hca	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (Million de DA)
1	10	1.38	4.08	61.2	12,24	0,45
2	12	1.34	4.04	60.6	12,12	0,448
3	14	1.3	4	60	12	0,444
4	16	1.25	3.95	59.25	11,85	0,438
5	18	1.2	3.9	58.5	11,7	0,432
6	20	1.15	3.85	57.75	11,55	0,427

III-8.1.4.3. Calcul du coût total du barrage

Le coût total est donné ci-dessous.

Tableau III.43: récapitulatif des prix totaux.

Barrage N°	b (m)	Cote crête (m)	Coûts (Million de DA)			
			Digue	Déversoir	Canal d'approche	Global
1	10	774.18	64,380033	1,0915	0,45	65,921533
2	12	774.14	62,2949985	1,16772	0,448	63,9107185
3	14	774.1	60,396399	1,22248	0,444	62,062879
4	16	774.05	60,2602965	1,28464	0,438	62,0977605
5	18	774	60,087285	1,27872	0,432	62,177985
6	20	773.95	59,880384	1,2654	0,427	62,270864

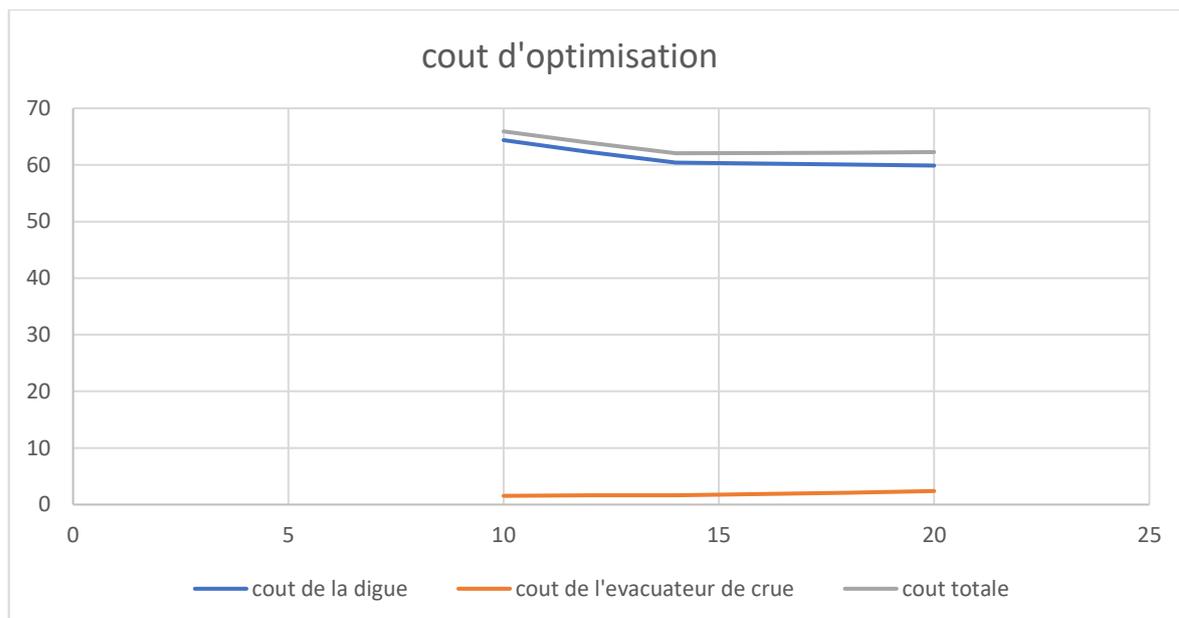


Figure III.21 Courbe d'optimisation

Tableau III.44 : les caractéristiques du barrage.

Définition	Unité	Valeur
VOLUME MORT	M.M ³	0.066
VOLUME UTILE	M.M ³	0.559
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	M.M ³	0.625
COTE DE FOND (▼FOND)	M	757
COTE AU NIVEAU MORT (▼NVM)	M	760.6 m
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	M	771.1
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	M	772.4
COTE DE LA CRETE (▼CRETE)	M	774.1
LARGEUR DE DEVERSOIR	M	14
LA HAUTEUR DE CHARGE DEVERSER.	M	1.3
LE DEBIT EVACUER	M ³ /S	45.08

CONCLUSION :

Après avoir tracé la courbe de la digue, du déversoir et du canal d'approche (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total minimal.

D'après la courbe d'optimisation représentée par la figure III.21, la largeur déversante donnant le coût minimum est **14 mètre**.

Donc la hauteur de barrage est : **$H_b = 17.1\text{m}$**

Et le niveau de crête est **774.1** mètre.

IV. Etude des variantes :

IV.1.Généralités :

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristique très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée, des problèmes de transport et d'approvisionnement, des possibilités en matériel et en main-d'œuvre, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

IV.2. Le choix du site du barrage

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

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

La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau

La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement

L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

IV.3. Le choix du type de barrage

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

***La topographie du site**

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

***La morphologie de la vallée**

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée. Les vallées larges conviennent mieux

à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent.

***Les conditions géologiques et géotechniques**

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

***Les matériaux de construction**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site et du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

***Les conditions socio-économiques**

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par la possibilité de recourir à une main d'œuvre abondante. C'est en particulier le cas des barrages en maçonnerie ou en gabions.

IV.4. Les variantes à choisir

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre :

IV.4.1 .Barrage en terre Homogène

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

IV.4.2 Barrage à zones

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

IV.4.3 Barrage en enrochement avec masque en béton:

Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage. Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique.....etc.

IV.5.pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

Tableau IV.1: Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
H ≥20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

IV.5.1. Etude comparative

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis parait nécessaire pour faire le choix du type de retenue.

Volume de la digue

On aura à procéder de la manière suivante : On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections à travers le barrage et sur chaque coupe, on détermine l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i". Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections de coupe.

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

Où :

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

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

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi} \dots\dots\dots (IV.01)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage (m) ;

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section "i" (m).

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

Où : m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad \dots\dots\dots (IV.02)$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \quad \dots\dots\dots (IV.03)$$

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

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

IV.5.1.1 barrage homogène

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

Pour un barrage homogène en argile les pentes des talus amont 3 et aval 2.5.

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

Le largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 1.5 m

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant, pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

*** Recharge****Tableau IV.2: Volume de recharge (argile).**

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0			
1	317,31	158,655	62,18	9865,1679
2	640,3	478,805	46,55	22288,3728
3	883,87	762,085	53,26	40588,6471
4	696,75	790,31	47,01	371524,73
5	0	348,375	35,26	12283,70
		-	-	-
Volume Total				118745.43

drain vertical*Tableau IV.3: Volume de drain vertical.**

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0			
1	17,58	8,79	62,18	546,5622
2	67,61	42,595	46,55	1982,79725
3	73,56	70,585	53,26	3759,3571
4	28,57	51,065	47,01	2400,56565
5	0	14,285	35,26	503,6891
		-	-	-
Volume Total				8913.14

IV.5.1.2. Barrage zoné :

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 17,1 m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2$ et $m_2=3$).

A) Le Noyau

Nous avons équipé 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 jusqu'à la crête du barrage. 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.

B) Dimensionnement du noyau

Pour le noyau, on a opté pour un profil trapézoïdal dont les dimensions sont les suivantes:

B-1/ largeur en crête :

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.

$$b_{\text{noy}} = 4\text{m}$$

Les pentes des talus du noyau préalable :

- Talus amont est 1
- Talus aval est aussi 1

La cote en crête du noyau :

$$NCN = NPHE + 0,5 = 772,4 + 0,5 = 772,9\text{m.}$$

Largeur de la base du noyau: $b_n = 13\text{m}$

Le volume du noyau et des recharges est respectivement :

Recharge*Tableau IV.4** Volume des recharges

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	268,15			
1	547,15	407,65	62,18	25347,677
2	737,91	642,53	46,55	29909,7715
3	455,87	596,89	53,26	31790,3614
4	113,72	284,795	47,01	13388,213
5	0	56,86	35,26	2004,8836
		-	-	-
Volume Total				99306.39

- le Noyau

Tableau IV.5 Volume du Noyau

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	160,12			
1	140,65	407,65	62,18	9350,9393
2	167,37	642,53	46,55	7169,1655
3	118,22	596,89	53,26	7605,2617
4	67,83	284,795	47,01	4373,10525
5	0	56,86	35,26	1195,8429
		-	-	-
Volume Total				28379.47

IV.5.1. 3. Barrage en terre avec masque en béton :

Pour un barrage avec un masque en béton d'une hauteur de 17.1m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2,5$ et $m_2=2,5$) ainsi que l'épaisseur du masque est prise égale à 0,5m, le volume du remblai et du masque en béton sont présenté sur le tableau suivant:

Recharge (enrochement)**Tableau IV.06:** volume des recharges.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	431,64			
1	628,9	530,27	62,18	32972,1886
2	889,52	759,21	46,55	35341,2255
3	748,62	819,07	53,26	43623,6682
4	159,89	454,255	47,01	21354,5275
5	0	79,945	35,26	2818,8607
		-	-	-
Volume Total				131568.42

* masque en béton

Tableau IV.6 : volume des recharges.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	21,13			
1	10,19	15,66	62,18	973,7388
2	9,48	9,835	46,55	457,81925
3	3,51	6,495	53,26	345,9237
4	1,99	2,75	47,01	129,2775
5	0	0,995	35,26	35,0837
		-	-	-
Volume Total				1960.53

IV .6.Estimation du coût des variantes

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV.7 les coûts des variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (10 ⁶ DA)	Totale (10 ⁶ DA)
homogène	Recharge	118745.43	600	71,25	82,83
	drain vertical	8913.14	1300	11,59	
Zoné	Recharge	99306.39	600	59.58	85,12
	le Noyau	28379.47	900	25.54	
Avec masque	Recharge	131568.42	600	78.94	151,48
	masque en béton	1960.53	37000	72.54	

IV .7. Comparaison financière des trois variantes

A travers le Tableau récapitulatif N°V.08, il apparaît clairement que nous ne pouvons que nous orienter vers la 1 ère variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement.

Or d'après l'analyse des résultats des puits de reconnaissance pour les matériaux de construction, il ressort que la quantité totale d'argile disponible est d'environ 260000m³ est suffisante par rapport du volume du remblai nécessaire qui est de l'ordre de 119000m³. A travers toutes ces remarques, nous optons pour la première variante comme la plus économique pour la suite du projet.

Ce barrage en terre homogène qu'a la rigueur remplit les conditions suivantes :

- avoir une imperméabilité suffisante ;
- insoluble dans l'eau ;
- avec une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- et économique....

IV.8. Etude de la variante retenue

IV.8.1. Définition de profil général du barrage

IV.8.1. 1.Hauteur de barrage

IV.8.1.1.1. Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a- Formules de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.04)$$

Avec

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (IV.05)$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F=1.13km].

A.N :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{1.13} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{1.13} = 0,84 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,84 = 3,18 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,84 + \frac{3,18^2}{2 \cdot 9,81} = 1,15 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.06)$$

Avec $H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.07)$

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{1,13} = 0,85 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,85 = 3,20 \text{ m/s}$$

Donc : $R = 0,75 \cdot 0,85 + \frac{3,20^2}{2 \cdot 9,81} = 1,16 \text{ m}$

c) Formule Simplifiée [5]

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.08)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{1,13} = 1,28 \text{ m}$$

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{1,15 + 1,16 + 1,28}{3} = 1,20 \text{ m}$$

Commentaire : On remarque que tous les formules pour des mesures de sécurité sont plus proche a la moyenne, on prend la valeur de la revanche : **R =1.20 m.**

IV.8.1.2. Calcul de tassement

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 20 m on peut préalablement prendre le tassement égale à (0.5 ÷ 1.5) % de la hauteur du barrage.

Pour les petits barrages on calcule le tassement d' après la formule:

$$T = 0.015 H_b \quad \text{où}$$

T=Tassement de la crête du barrage

H_b=Hauteur du barrage

$$T = 0.015 \cdot 18.7 = 0.28 \text{ m} \quad \text{donc on prend } T=0.5 \text{ m}$$

pour pluse de sécurité de notre barrage.

Pour une charge moyenne de 1,20 mètre on a :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t = 771.1 - 757 + 1,3 + 1,2 + 0.5 = 17,1 \text{ m}$$

IV.8. 2 Largeur en crête

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

1) Formule de KNAPPEN [5] ???

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (IV.09)$$

2) Formule de F-PREECE [5]

$$b_{cr} = (1.1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (IV.10)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) [5]

$$b_{cr} = 3.60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (IV.11)$$

4) Formule pratique [5]

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (IV.12)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau IV.8 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	7.22
EF PREECE	5.82
PRATIQUE	7.30
SIMPLIFIEE	6.55
Moyenne	6.72

On opte pour une largeur de crête égale à: **$b_{ert} = 7m$** .

IV.8.3. La longueur en crête

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$L = 244.42m.$$

IV-8.4. Pentes du talus

Notre barrage est constitué d'un massif homogène à fort pourcentage d'argile de hauteur supérieure à 10m.

$$\text{Donc : } m_1=3 \quad \text{et} \quad m_2=2,5$$

IV-8.5. Protection des talus

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, et ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues ainsi que la vidange rapide.

Talus aval :

On doit concevoir le revêtement pour éviter le possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

Pour sa protection, l'utilisation d'une (pierre) avec des épaisseurs entre 0.20 et 0,3 m est très commune.

La rigole sur berme aval a pour but de véhiculer les eaux de précipitation vers la rigole de pied de la digue pour finir dans le lit de l'oued.

la projection d'une rigole après le dispositif de drainage a pour fonction de véhiculer les eaux d'infiltration et les eaux superficielles vers le lit de l'oued.

Talus en amont:

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur minimale, Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes c'est après.

IV-8.5.1. Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement :

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise plusieurs méthodes.

* **La méthode de « T. V.A. » (Tennessee-Valley- Authority)**

Où :
$$e = C \cdot V^2$$

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

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s](2.74 m/s);

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement. ($\gamma_P=2.5 \text{ g/cm}^2$)

La valeur de C est donnée par le tableau suivant.

Tableau IV.9 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

PENTE DU TALUS	VALEUR DE ' C ' POUR DIFFERENTS POIDS		
	$\theta =2,50$	$\theta =2,65$	$\theta =2,80$
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

Par interpolation linéaire : C =0.028

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement e=0,26m, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,30m, donc Pour la raison de la mise en place et pour une bonne protection. La protection du parement amont sera constitué par 0,30m d'enrochement et de 0,40m du filtre (lit de gravier et sable).

IV-8.5.2. Diamètre moyen de l'enrochement

Le diamètre moyen de la pierre réduite en une sphère est déterminé à partir de la formule suivante :

$$D_P = \left[\frac{Q}{0.524\gamma_p} \right]^{1/3} \dots\dots\dots(IV.13)$$

D_P : diamètre moyen de la pierre en m.

γ_p : Poids volumique de la pierre $\gamma_p =25 \text{ KN/m}^3$

Q : poids d'une pierre séparée en KN, calculé par l'expression suivante.

$$Q = \frac{0.025.\gamma_p.h^2.\lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \sqrt{1+m^2}} \dots\dots\dots(IV.14)$$

Avec :

m : pente du talus amont ;

λ : Longueur d'onde de la vague en m. ;

h : hauteur des vagues en m ;

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w =10\text{KN/m}^3$.

Selon LABZOVSKI

$h = \beta h_0$ ET $\lambda = \alpha \lambda_0$

α, β : Coefficients qui sont déterminés graphiquement (voir annexe)

λ_0, h_0 : Respectivement la hauteur et la longueur calculer en eau profonde, ces expression sont données par :

$h_0 = 0.073KV \sqrt{F\xi}$ (IV.15)

et $\lambda_0 = 0.073V \sqrt{\frac{F}{\xi}}$ (IV.16)

K, ξ : des coefficient caractérisant l'intensité d'accroissement de la vague donnée par les relation :

$K = 1 + e^{0.40.F/V}$ (IV.17)

$\xi = \frac{1}{9 + 19e^{-14/V}}$ (IV.18)

F : Longueur de l'élan ou longueur du fetch qui devra vérifier la condition suivante [$F < F_{cr} = 30 V^2 \varepsilon$].

V : Vitesse des vagues en m/s

Tableau IV.10: résultats de calcul.

Formules	Valeurs
$\varepsilon = \frac{1}{9 + 19e^{-14/V}}$	0,109
$K = 1 + e^{0.40 \cdot \frac{F}{V}}$	2,17
$\lambda_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{\frac{F}{\varepsilon}}$	1,40
$h_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{F \cdot \varepsilon}$	0,15
h_0 / λ_0	0,107
$\alpha = f(h_0 / \lambda_0)$	0,44
$\beta = f(h_0 / \lambda_0)$	0,56

$h = \square \cdot h_0$	0,084
$\lambda = \alpha \cdot \lambda_0$	0,616

Ainsi :
$$Q_p = \frac{0,025 \cdot 25 \cdot 0,084^2 \cdot 0,616}{\left(\frac{25}{10} - 1\right)^3 \sqrt{1+3^2}} = 0,0021 \text{KN}$$

Donc : **Dp = 25cm**

IV.8.6. Les bermes

Sur le talus amont on peut prévoir une berme pour permettre d'effectuer des contrôles sur la digue et de procéder à d'éventuelles réparations sur le talus et d'augmenter la stabilité du parement, aussi pour protéger le talus aval contre l'érosion due au ruissellement des eaux pluviales et du fond de la neige.

Les bermes sont exécutées pour des hauteurs de (10÷15) m, leur largeurs varient de (2 ÷ 3) m, avec des pentes de l'ordre de (3%).

Les cotes du bermes amont et aval sont: $CB_{am} = 766\text{m}$.

$CB_{av} = 766\text{m}$.

La largeur des bermes aval et amont sont de 3m.

Remarque :

La berme aval doit avoir une pente de 1% dans le sens du talus amont dont il est conçu un collecteur des eaux de ruissellements.

IV.8.7. Protection de la crête

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, méthodiquement compactés.

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

IV.8.8. Drainages

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 de drainage

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/ Prisme de drainage

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 $0.2 H$ où H est l'hauteur du barrage.

*** Dimensionnement de prisme de drainage**

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. (Voir coupe type de la digue).

1) Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 1,75) \text{ on prend } m_1=1,5$$

$$m_2 = (1,5 \div 2, 5) \text{ on prend } m_2=2,5$$

2) la hauteur du drain :

$$h_{dr}=(0,15 \div 0,2)H_{bcr} \dots\dots\dots(IV.19)$$

Où :

H_{bcr} : Hauteur du barrage ;

AN:

$$h_{dr}=0,2 \cdot 17.1=3.42 \text{ m}$$

3) la largeur en sommet :

Elle est donnée par :

$$b_{dr}=(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4})h_{dr} \dots\dots\dots(IV.20)$$

AN:

$$b_{dr}=\frac{1}{3} \cdot 3.42=1,14 \text{ m}$$

4) largeur en base du drain :

Elle est exprimée par :

$$B=b_{dr}+ (m_1+m_2) h_{dr} \dots\dots\dots (IV.21)$$

AN :

$$B=1,14+ (1,5+2,5) \cdot 3,42=14.82 \text{ dm}$$

Cote de prisme de drainage est **771.82mNGA**

B/ Dimensionnement de tapis de drainage

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, La sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur, pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80$ m; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre.

Un tapis filtrant horizontal est proposé, il sera disposé sur le tiers aval du sol de fondation, Les éléments les plus fins constituant la première couche horizontale de ce filtre, cependant la granulométrie des couches disposées augmente progressivement.

* Longueur de tapis

La longueur est déterminée par les formules suivantes : La largeur du drain est déterminée par la formule suivante : Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.22)$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage en mètres.

AN :

$$L_d = \frac{112.6}{3} = 37.53 \text{ m}$$

IV.9. la Clé d'étanchéité

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique a celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 5m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.30m. La largeur en base est de 14.0m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : **m=1,0**.

IV-10- Etude des infiltrations

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours des 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 infiltrations doivent permettre la détermination des éléments suivants :

La ligne de saturation du massif du barrage ; le débit de fuite ; la pression de l'eau interstitielle dans le massif. La zone submergée du corps de la digue.

Hypothèse de calcul

La digue est isotrope du point de vue hydraulique (coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions).

IV.10.1. Ligne de saturation

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny et qui nous permet de délimiter la partie sèche ou humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \dots\dots\dots(IV.23)$$

En se reportant à la figure on a :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (IV.24)$$

Et $a = \frac{Y_0}{2}$ d'où $Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \dots\dots\dots (IV.25)$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale. Et pour la hauteur des plus hautes eaux qui est un cas exceptionnel et de durée relativement courte.

$h = H_e$

d : étant la largeur en base diminuée de 0.7.b

$b = m_1.h$ donc : $b = 40.19$ m

$d=34.23\text{m}$ est déterminée graphiquement

$y_0 = 3.17 \text{ m}$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante:

$$y^2 = 6.34 x + 10.04$$

La parabole coupe le plan d'eau en un point A.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé à une distance de a_0 :

$$a_0 = \frac{Y_0}{2} = \frac{1}{2} (\sqrt{d^2 + H^2} - d)$$

AN :
$$a_0 = \frac{3.17}{2} = 1.59\text{m}$$

Tableau IV.11: coordonnées de la parabole de Kozeny.

X(m)	0	3	6	9	12	15	18	20	22	23	25.22
Y(m)	2.51	5.42	6.96	8.21	9.30	10.3	11.16	11.71	12.2	12.5	13.05

IV.10.2. Calcul du débit de fuite par infiltration :

a) digue

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K.I.A$$

q_n : débit d'infiltration ($\text{m}^3/\text{s/ml}$).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur. Le gradient hydraulique est déterminé par : I

$$= \frac{dy}{dx} \quad \text{et} : \quad A = y.I$$

Donc : $q_n = Ky \frac{dy}{dx}$ Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q_n = Ky_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

Sachant que :

$$K = 3.4 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$q=7.51. 10^{-8} \text{m}^3/\text{s}/\text{ml}$$

Le débit total a travers le barrage sera :

$$Q=q.L = 8.45.10^{-6} \text{m}^3/\text{s}$$

Le débit de perte en une année sera : $Q_{\text{an}} = 266.37 \text{m}^3/\text{an}$

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau stocké.

b) la fondation :

Si B est l'épaisseur à la base de la zone imperméable du barrage et h la profondeur de la couche perméable de la fondation, le débit de fuite par mètre linéaire de barrage est donnée par l'expression suivante :

$$q_f = \frac{K \cdot H}{0,88 + \frac{B}{h}}$$

q_f : Débit de fuite à travers la fondation en [m^2/s] ;

K : Coefficient de perméabilité moyen de la fondation en [m/s] ;

H : Charge hydraulique en [m].

Précisons que cette formule n'est utilisable uniquement que si $B > 2h$, dans notre cas $B = 112.6\text{m}$ et $h = 5\text{m}$.

On voit bien que $B > 2h$ donc on peut aisément utiliser la formule.

AN:

$$q_f = \frac{3.4.10^{-8} \cdot 19.20}{0,88 + \frac{112.6}{5}} = 9,32.10^{-8} \text{m}^3/\text{s}/\text{m.l}$$

Le débit total de fuite à travers toute la fondation est de :

$$Q_f = q_f.L_{\text{cf}} = 9,32.10^{-8} \cdot 112.6 = 10.49.10^{-6} \text{m}^3/\text{s}$$

Le débit total de fuite est de :

$$Q_{\text{tf}} = Q_{\text{bar}} + Q_f$$

AN:

$$Q_{\text{tot}} = 8.45.10^{-6} + 10.49.10^{-6} = 18.94.10^{-6} \text{m}^3/\text{s}$$

IV.10.3. Calcul des filtres (annexes A):

1 Règles des filtres :

En tenant compte des critères TERZAGUI et des règles suivantes $12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$ et

$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$, on calcule les filtres.

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \quad \text{D'où}$$

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \log \eta$;

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

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

Condition 2 :

Vérification des suffisances de perméabilité:

$$K_F = (2 + \sqrt[6]{\eta} \cdot K) \quad (\text{m/s}) \quad \text{d'où} :$$

K : Coefficient d'infiltration du sol protégé (m/s) ;

K_F : Coefficient de perméabilité du filtre (m/s).

Et comme nous n'avons pas des matériaux pour confectionner les filtres on doit calculer les dimensions ou bien les fuseaux granulométriques des matériaux à mettre en place on doit déterminer la courbe granulométrique des filtres.

2. Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

Selon les critères: $12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$ Et $12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15} : Diamètre de filtre ;

d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

Granulométrie du sol à protéger :

$d_{15} = 0,0006$ mm ;

$d_{50} = 0,0055$ mm ;

$$d_{85} = 0,04 \text{ mm} ;$$

La première couche de filtre est entre le corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :

$$0,0072 \text{ mm} < D_{15} < 0,024 \text{ mm} ;$$

$$0,066 \text{ mm} < D_{50} < 0,319 \text{ mm} ;$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.0156 \text{ mm} ;$$

$$D_{50} = 0.1925 \text{ mm}.$$

La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche:

$$0.1872 \text{ mm} < D_{15} < 0.624 \text{ mm} ;$$

$$2.31 \text{ mm} < D_{50} < 11.165 \text{ mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes

$$D_{50} = 6.7375 \text{ mm}.$$

$$d_{15} = 0,4056 \text{ mm}$$

3- Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres

Filtre N° 1 :

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du RENARD il faut que :

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

D'après la courbe granulométrique de F₁ :

$$d_5 = 0,036 \text{ mm}; d_{10} = 0,045 \text{ mm};$$

$$d_{17} = 0,071 \text{ mm} ; d_{60} = 1.29 \text{ mm} ;$$

$$\eta = D_{60}/D_{10} = 28.67 \text{ Coefficient d'hétérogénéité} ;$$

$$n_0 = 0,40 \text{ d'où } n = 0,26$$

$$D_5/D_{17} = 0,507 > 0,46.$$

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

La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0156}{0,062} = 0,258 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

Filtre N°2 :

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du RENARD il faut que :

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

$D_5/D_{17}=0,56 > 0,46$: pour $n=0,25$; $\eta=30.124$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD n'existe pas.

La condition de TERZAGUI (zone de transition) : $\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0.53 < 4$

La condition est vérifiée.

Conclusion:

On prévoit:

-Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =15 cm.

La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =15cm.

L'enrochement d'épaisseur = 30 cm.

IV.11. Volume des travaux

Les volumes totaux des différents matériaux constituant le corps de barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$Vb = \sum_i^n Vi$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} .d$$

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

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction.

Les volumes de différents matériaux utilisés dans le corps de la digue résumé dans les tableaux (annexes D).

IV-12- Calcul de stabilité :

IV.12.1.Généralités sur l'étude de stabilité des barrages

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.

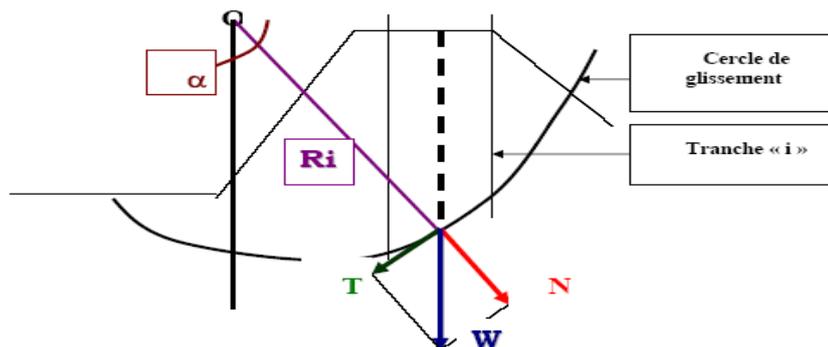


Figure 3 : forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri)

IV.12.2. 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., Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

Cas 1 : Retenue au niveau normal ;

Cas 2 : Vidange rapide.

Cas 3: de fin de construction. Ces trois cas doivent être analysés pour le suivant :

***État normal en service**, retenue pleine : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités

***fin de construction** : pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval ;

***Fin de vidange rapide** : après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont ;

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de classe de barrage dans le tableau suivant:

Tableau IV.12 Coefficient de stabilité admissible des talus

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

Notre barrage fait partie de la III classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,10 - 1,15$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compares aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types :

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

A-1. Glissement en cascade.

A-2. Glissement, puit renard :

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

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

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

IV-12.3.Ordre de calcul (Méthode de FELLENIUS) :

Pour définir la zone des centres de cercle critiques on procède de la manière suivante :

On trace tout d'abord deux droites dont l'une verticale passe par le milieu du talus, l'autre faisant un angle de 85° avec le talus, puis on trace deux arcs à partir du milieu du talus dont les rayons sont déterminés en fonction des pentes d'après le tableau suivant où H indique la hauteur du barrage en mètres.

Tableau IV.13 : Détermination des rayons des cercles de glissement

Pentes	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
R_{min}/H	0,75	0,75	1	1,5	2,2	3
R_{max}/H	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Pour notre cas :

Tableau IV.14: Résultat de cas étudié.

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	19.2	44.16
Aval	2,5	0,875	2,025	16.8	38.88

En suite, nous disposerons les centres de glissement de manière à ce que les courbes de glissement ne dépassent pas les limites des talus, dont la zone limitée par la courbe de glissement sera divisée en tranches de largeur $b=0,1R$ où R est le rayon du cercle.

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

Poids de la tranche « G ».

Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».

Forces de pressions interstitielles.

Forces de Cohésion.

L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

*Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$N = G \cos \alpha \dots\dots\dots(IV.26)$$

*Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G \sin \alpha \dots\dots\dots(IV.27)$$

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

Les caractéristiques géotechniques des sols

Elles sont représentées dans le tableau (IV.19) suivant :

Tableau IV.15: Caractéristique géotechnique

Paramètres	Unité	Corps du barrage
φ	Degré (°)	15.75°
C	T/m ²	4.15
γ_{sat}	T/m ³	1.97
γ_{d}	T/m ³	1.81

IV-12.4.Calcul des forces appliquées à chaque tranche

a. Force de pesanteur

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

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$.

h_1, h_2 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation. (γ_{d} : densité sèche).

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation. (γ_{sat} : densité du matériaux de construction à l'état saturé).

b : largeur de la tranche.

Cette force là a deux composantes :

- $N = G \cdot \cos \alpha$: qui est une force normale stabilisatrice.

- $T = G \cdot \sin \alpha$: qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec : $\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre total.des.tranches}}$.

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

* Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité déjàugée $\gamma' = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$. Sachant que : $\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$

b. Forces de cohésion

$$F_c = c \cdot l \quad \dots\dots\dots (IV.28)$$

Avec : C: Cohésion du sol considéré.

c. Forces dues au séisme

Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a \cdot G_n \cdot r/R \dots\dots\dots (IV.29)$$

Avec :

a : Coefficient de séisme (a=0,15).

G_n : Poids de la tranche.

IV-12.5. Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

Les forces stabilisatrices :

-Force de frottement

$$F_1 = N \cdot \text{tg } \varphi \dots\dots\dots(IV.30)$$

-Force de cohésion

$$F_c = c \cdot l \dots\dots\dots (IV.31)$$

Avec : $l = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$

R : rayon de la courbe de glissement.

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

-Les forces motrices

les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N t), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

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

$$M = R \sum_{i=1}^n T r_i \dots\dots\dots (IV.32)$$

Remarque que : $\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$

$$\text{Cos } \alpha = \sqrt{1 - \text{Sin}^2 \alpha}$$

IV.12.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

1/- calcul de Ks : (coefficient de sécurité) :

Le coefficient « Ks » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments des forces motrices par rapport au centre de glissement.

a)°-avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cdot \text{Cos } \alpha_n \cdot \text{tg } \varphi + \sum C \cdot l}{\sum G_n \text{Sin } \alpha_n + \frac{\sum a \cdot G_n \cdot r}{R}} \dots\dots\dots(IV.33)$$

r : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement

R : c'est le rayon du cercle de glissement.

b)- Sans l'effet de séisme :

$$K_{SS} = \frac{\sum Gn \cos \alpha_n \tan \varphi_n + \sum C.l}{\sum Gn \sin \alpha_n} \dots\dots\dots(IV.34)$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (IV-20).

2/ Discussion sur les valeurs du coefficient de sécurité

Une fois obtenu le coefficient de sécurité pour un talus, il convient de l'interpréter dans le cadre du cas de charge envisagée.

Ainsi, on admet traditionnellement qu'un coefficient supérieur à 1,5 assure une sécurité suffisante au glissement des talus et cela pour les deux cas de charge, mais il arrive qu'on accepte des coefficients plus petits de l'ordre de 1,2 lorsque des conditions de rupture sévères sont prises en compte telles que la vidange, ou le cas de séisme comme le notre.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.16 :coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation			Coefficient de sécurité	
			Sans séisme	Avec séisme
Fin de construction	Talus aval	R = 40.22 m	1.97	1.36
		R = 37.25 m	2.07	1.46
		R = 39.35 m	2.05	1.41
		R = 36.92 m	2.09	1.45
		R = 42.55 m	2.24	1.44
Etat de service normal	Talus aval	R = 40.22 m	1.98	1.37
		R = 37.25 m	2.03	1.45
		R = 39.35 m	2.06	1.4
		R = 36.92 m	2.04	1.42
		R = 42.55 m	2.17	1.43
Vidange rapide	Talus amont	R = 42.78 m	2.66	1.9
		R = 40.19 m	2.58	1.85
		R = 39.32 m	2.63	1.88
		R = 41.14 m	2.51	1.81
		R = 38.69 m	2.62	1.79

Les coefficients admissibles de stabilité :

$K_{adm} = (1,15 - 1,1)$ sans séisme

$K_{adm} = 1,05$ avec séisme

On remarque

CONCLUSION :

D'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum est supérieur du coefficient admissible ; donc la stabilité du talus est assurée.

Remarque : les calculs sont représentés dans l'annexe : C

V. Dérivation provisoire

V.1 Introduction

L'ouvrage de dérivation à pour but de dériver les eaux des crues pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser à sec les travaux et protéger le chantier contre les venues d'eau pouvant provoquer des dégâts matériels ou même humaines, et causant par la suite la perturbation dans les travaux et le mauvais déroulement de la construction.

Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

V.2 Type d'ouvrage de dérivation provisoire

V.2.1 Galerie de dérivation

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

V.2.2 Conduite de dérivation

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

V.2.3 Canal de dérivation

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges où les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie et deux batardeaux.

De ce fait nous avons jugé opportun de projeter une galerie circulaire sur la rive gauche à côté de l'Oued.

V.3 Choix de la crue de dimensionnement :

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

Le débit maximum de cette crue est $Q_{\max(5\%)}=39.03 \text{ m}^3/\text{s}$.

V.4 Succession des travaux

- ↳ 1^{ère} étape : Mise en place d'un batardeau partiel pour la construction de la galerie.
- ↳ 2^{ème} étape : Construction d'une galerie (tunnel) sur la rive gauche.
- ↳ 3^{ème} étape :
 - ✗ Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue.
 - ✗ Construction d'un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier.
- ↳ 4^{ème} étape : Une fois les travaux de réalisation sont terminés on enlève les batardeaux et on passe à la mise en eau.

V.5 Dimensionnement de la dérivation provisoire

V.5.1 Dimensionnement de la galerie

Le dimensionnement de la galerie choisie se fait par calcul d'optimisation en utilisant l'abaque de Q et V en fonction de H pour la section fer de cheval doit être fait d'une manière économique pour qu'elle puisse fonctionner comme vidange de fond et de prise d'eau lors de la mise en exploitation de l'ouvrage.

La dérivation provisoire doit permettre l'évacuation d'une crue décimale dont le débit de pointe est estimé à $39.03 \text{ m}^3/\text{s}$. Ce débit doit passer par la galerie en charge sans que le niveau n'atteigne le niveau de couronnement du batardeau, on le dimensionnera en laminant la crue de fréquence 5%.

V.5.2 Laminage de Crue de Chantier

L'écoulement dans la galerie est un écoulement libre qui passe en écoulement en charge.

◆ Calcul hydraulique de galerie

↳ l'écoulement à surface libre :

La première phase est celle où le niveau d'eau est inférieur au diamètre du tunnel. Dans ce cas l'écoulement est à surface libre et sera régi par la formule suivante :

$$Q = S * C * \sqrt{RI} \dots\dots\dots (V.01)$$

Avec Q : débit évacué;

$$S : \text{section mouillée} \quad S = \frac{R^2}{2} (\theta_{\text{rad}} - \sin \theta^0);$$

$$R : \text{rayon hydraulique} \quad R_{\text{cr}} = \frac{S}{P};$$

P_{cr} : périmètre mouillé $P = R\theta_{rad}$;

C_{cr} : coefficient de Chézy $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$;

n : coefficient de rugosité $n = 0,014$;

I : pente du tunnel $I = 0,02$.

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\theta^0}{2}) \dots\dots\dots (V.02)$$

$$\theta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right) \dots\dots\dots (V.03)$$

↳ l'écoulement en charge :

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régit par la formule suivante :

$$Q = u.S.\sqrt{2.g.Z} \dots\dots\dots (V.04)$$

Avec Q : débit évacué;

S : section de la galerie $S = \pi \frac{D^2}{4}$;

g : accélération de la pesanteur (m/s^2);

Z : la dénivelée $Z = (H + L \cdot i) - D/2$;

μ : coefficient de débit;

H : hauteur d'eau devant la galerie;

D : diamètre de la galerie;

L : longueur de la galerie ($L = 120$ m);

I : pente de la galerie ($I = 0,012$).

Avec

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}} \dots\dots\dots (V.05)$$

☞ coefficient de résistance singulière

$$\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie} \dots\dots\dots (V.06)$$

AN : $\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5m$

☞ coefficient de résistance linéaire

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (V.07)$$

Avec n : Rugosité de béton $n = 0,014 m^{-1/3}.s.$

Tableau V.1 Coefficient de débits

D _g	∑ζ _i	λ	λ.L/D	(1+∑ζ _i +λL/D) ^{0,5}	μ
1,5	1,50	0,0214	1,712	2,05	0,488
2,00	1,50	0,0195	1,17	1,916	0,522
2,5	1,50	0,0181	0,868	1,835	0,545
3,00	1,50	0,017	0,68	1,783	0,561

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z} \dots\dots\dots (V.08)$$

$$Z = H + (L.I - D/2) \dots\dots\dots (V.09)$$

Tableau V.2: Q = f(D)

D _g [m]	μ	S [m²]	μ.S√2g	Z [m]	Q [m³/s]
1,50	0,488	1,767	3,82	H+0,69	3,82*√Z
2,00	0,522	3,142	7,265	H+0,44	7,265*√Z
2,50	0,545	4,909	11,851	H+0,19	11,851*√Z
3,00	0,561	7,069	17,566	H-0,06	17,566*√Z

Le laminage de la crue se fait comme suite :

A partir de l'hydrogramme de la crue de fréquence (5%), on calcul les volumes de la crue stocké correspondant à chaque diamètre de la galerie, et on tire toutes les hauteurs correspondantes a chaque volume de la courbe (capacité –hauteur).

Il est nécessaire de vérifier que la vitesse dans le canal soit inférieure à la vitesse admissible (critique) pour laquelle se produit un entraînement des matériaux par charriage, la vitesse idéale pour les canaux à surface libre peut atteindre 10 m/s.

On prend : $V_a = 8 m/s$ (vitesse admissible).

$$Q = 39.03 m^3/s \text{ Donc : } S_e = \frac{Q}{V_a} = 4.88 m^2.$$

On prend par la suite une série de valeurs de largeurs (b_i) et on calcule les hauteurs (h_i) et les sections mouillées correspondantes et on choisit à la suite une section de telle sorte qu'elle soit inférieure à la section (S_e) déjà calculée.

Tableau V.3: $H_{dév} = f(t)$

Temps (h)	Q_c (m ³ /s)	Q_{mo} (m ³ /s)	V (m ³)	$h_{dév}$
0	0	0,83	597,6	0,47
0,2	1,66			
0,4	6,64	4,15	1494	0,52
		10,79	3884,4	0,65
0,6	14,93	20,74	7466,4	0,85
0,8	26,55			
0,97	39,03			

$$D = 1,5 \text{ m} \quad Z = 1,18 + 0,69 = 1,87 \text{ m.}$$

$$D = 2 \text{ m} \quad Z = 1,18 + 0,44 = 1,62 \text{ m.}$$

$$D = 2,5 \text{ m} \quad Z = 1,18 + 0,19 = 1,37 \text{ m.}$$

$$D = 3 \text{ m} \quad Z = 1,18 - 0,06 = 1,12 \text{ m.}$$

Les résultats du laminage sont donnés dans le *tableau V.04*.

Tableau V.04: Résultats de laminage

D (m)	1,5	2	2,5	3
Z (m)	1,87	1,62	1,37	1,12
Q (m ³ /s)	5,21	9,24	13,87	18,6

V.6 Batardeau

V.6.1 Calcul de la revanche du batardeau

Le batardeau est prévu d'être de même type que la digue

↳ **a- Calcul de la revanche du batardeau**

***Formule de Stevenson**

$$R = 0,75H_v + \frac{V^2}{2g}; \text{ (m).} \dots\dots\dots\text{(V.10)}$$

H_v : hauteur des vagues (m). $H_v = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F}$

F : fetch,

V : vitesse de propagation des vagues (m/s). $V = 1,5 + 2 H_v$

On aura :

$H_v = 0,84$ m. $V = 3.18$ m/s. **Donc : R=1.15 m.**

*** Formule de Mallet –Paquant**

$$R = H_v + \frac{V^2}{2g} + S; \text{ (m)}\dots\dots\dots\text{(V.11)}$$

H_v : hauteur des vagues (m). $H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} = 0,85$ m

V : vitesse de propagation des vagues (m/s). $v = \frac{1}{2} + \frac{2}{3} H_v = 0.96$ m/s

S : marge de sécurité, on prend $S = 0,5$ m

Donc **R=1,36m.**

***Formule simplifiée**

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots\text{(V12)}$$

Avec $F=1.13$ km. **Donc : R=1,32m.**

Pour les mesures de sécurité, on prend la valeur **R=1,4m** comme revanche.

V.6.2 Calcul de la largeur en crête du batardeau

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

Formule de KNAPENT :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots\text{(V.13)}$$

Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots\text{(V.14)}$$

Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (V.15) \quad -$$

Récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête:

Tableau V.4: Tableau récapitulatif des largeurs en crête

Hb (m)	Largeur en crête (m)				
	KNAP.	PREECE	SIMPLIF.	PRATIQ.	MOYENNE
3,27	2,984	2,989	2,343	3,014	2,833
3,02	2,867	2,912	2,204	2,896	2,720
2,77	2,746	2,831	2,056	2,774	2,602
2,52	2,619	2,746	1,899	2,646	2,478

Commentaire :

On remarque que tous les formules pour des mesures de sécurité sont plus proche a 3 m , on prend : $b = 3 m$.

V.6.3. Calcul d'optimisation de la dérivation

Le calcul d'optimisation se fait en variant les diamètres de la galerie et en fonction de ce diamètre on détermine le coût de la galerie ainsi que le coût du batardeau (tableau (V.06))

Hypothèses de calcul

Ecoulement uniforme ;

Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum Q_{max} et Q_{min}

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

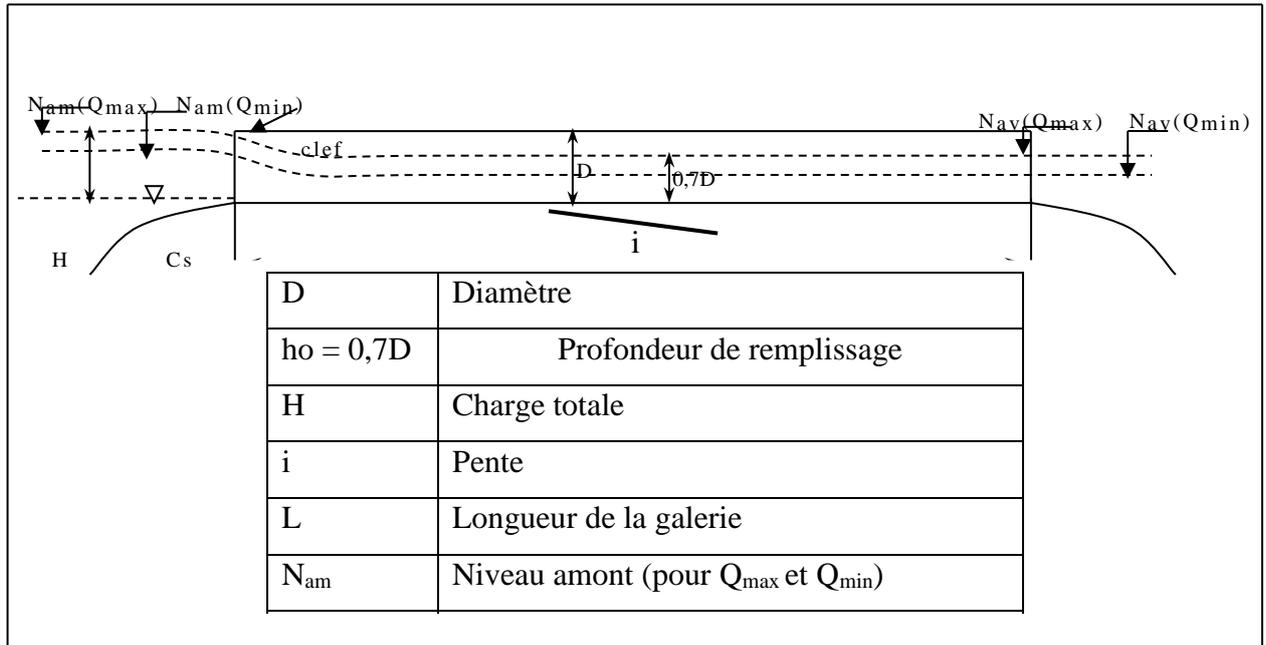


Figure V.1: Schéma de calcul.

Tableau V.5: Paramètres de calcul d'optimisation.

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	A (m ²)
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m ²)
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chezy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max}/A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2/C^2R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2/2gj^2$ (m)
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)
	12	Niveau amont pour Qmax	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau a l'entré de tunnel	$N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_I - h_o$ (m NGA)
Calcul des volumes des travaux	15	Hauteur du batardeau	$H_{bat} = N_{am} + R - C_f$ (m)
	16	Section du batardeau	$F_{bat} = (2b + 2mH_{bat}).H_{bat}/2$
	17	Longueur moyenne du batardeau	L^b_{moy} (m)
	18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F$ (m ³)
	20	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0,1 V_t$
	21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L. A$
	21	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$
	22	Coût total des travaux	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

	N°	Désignation	Valeurs			
Paramètres hydrauliques	1	D [m]	1,5	2	2.5	3
	2	A [m ²]	1.766	3.14	4.906	7.065
	3	h0 [m]	1,05	1.4	1.75	2.1
	4	A1	1.307	2.324	3.63	5.22
	5	Rh [m]	0.45	0.6	0.75	0.9
	6	C	62.53	65.59	68.08	70.18
	7	V [m/s]	3.14	3,11	2.67	2.18
	8	I	0,0056	0,0037	0,0021	0,0011
	9	h1 [m]	0.672	0.444	0.252	0.132
	10	Zent [m]	0.62	0.61	0.45	0.3
	11	Z0 [m]	1.292	1.054	0.702	0.432
	12	Nam [mNGA]	758.292	758.054	757.702	757.432
	13	N1 [mNGA]	756.38	756.39	756.55	756.7
	14	Cs [mNGA]	755.33	754.99	754,8	754.6
Calcul des Volumes des travaux	15	Hbat [m]	4.36	4.464	4.3	4.22
	16	Fbat	46.75	48.96	47.14	46.17
	17	Lb moy [m]	129,45	120,84	118,33	117,4
	18	Vbat	6051.79	5898.70	5578.08	5420.36
	19	V'bat	605.179	589.87	557.808	542.036
	20	Vgal	211.92	376.8	588.72	847.8
	21	V'gal	317.88	565.2	883.08	1271.7
	22	$\Sigma V'$	923.06	1155.07	1440.888	1813.736

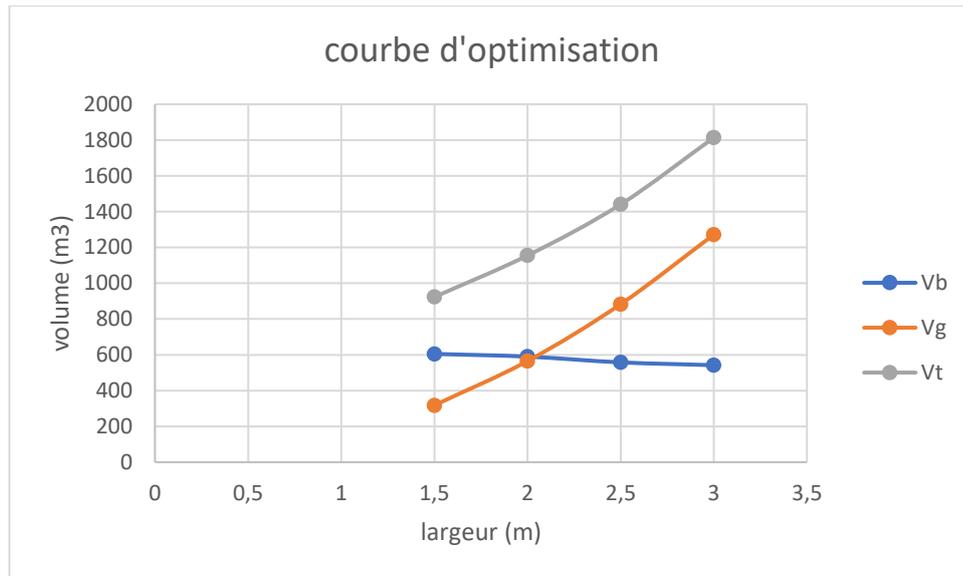


Figure V.2 : Courbe d'optimisation.

Interprétation :

D'après le tableau et la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est $1.5m$, ce qui correspondant à une hauteur du batardeau égal à $4,36 m$.

On estime que la hauteur du batardeau obtenue est raisonnable vu la hauteur du barrage qui est importante ($H_b=17.1 m$).

V.7 Construction du batardeau :

↳ Crête du batardeau :

La crête du batardeau aura une largeur de 3 m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement, et puisque le batardeau est incorporé dans le corps du barrage cette crête sera immergée après la mise en eau du barrage donc il est inutile de mettre une couche de matières synthétiques.

↳ Les talus du batardeau :

Les talus du batardeau auront des pentes identiques qui sont de $1:2,5$ c'est ainsi qui vont augmenter la stabilité du barrage.

↳ Le drain du batardeau :

C'est un drain incorporé dans le batardeau, il est fait en enrochement avec une pente de talus externe qui est égale à celle du batardeau $1:2,5$ et une pente de talus interne qui est de $1:1$.

Le drain doit contenir des filtres inverses qui ont une granulométrie identique à celle des filtres inverses du barrage lui-même.

Le drain aura une hauteur de 1 m pour assurer la protection du talus aval du batardeau.

V.8 Ouvrage de restitution

L'objectif de l'ouvrage de restitution est la dissipation de l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de la galerie de dérivation.

Vu la nature du sol au niveau du lit de l'oued du côté aval de la digue qui est un substratum rocheux, dont le risque d'érosion y est moindre, d'où l'implantation d'un bassin d'amortissement n'est pas une nécessité.

Conclusion

D'après l'étude d'optimisation on prend le diamètre le plus économique est $1,5\text{ m}$

Donc on optera pour le diamètre $1,5\text{ m}$ d'une galerie à section fer de cheval avec une hauteur du batardeau qui est de $4,24\text{ m}$ qui a une crête de $2,5\text{ m}$ de largeur et des pentes de talus qui sont de $2,5$, ce batardeau comportera un drain en enrochement

VI. Etude des variantes des ouvrages annexes

INTRODUCTION

Pendant l'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour le retenu seront.

L'ouvrage de vidange de fond.

L'ouvrage de prise d'eau.

L'ouvrage de l'évacuateur de crues.

L'ouvrage de la dérivation provisoire.

VI.1. Ouvrage de Prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

VI.1.1. Type de prise

VI.1.1.1. Prise d'eau en charge

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton. Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de command au pied aval de la digue.

VI.1.1.2. Prise d'eau flottante:

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

VI.1.1.3. Tour de prise

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle).

VI.2. Ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

* D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval).

* De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).

* De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

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

VI.2.1. Conduite de vidange en charge

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

VI.2.2. Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

A- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.

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

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

VI.2.3. Choix de la variante

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

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

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

Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange

Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.

Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leur diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'ont doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau (VI-1).

Tableau VI.1 : type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$

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

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [M m³].

Pour le conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tout risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde. (Batardeau) en amont et une autre en aval.

VI.3. Ouvrage d'évacuateur de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pou la digue.

VI.3.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue

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

- la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- les difficultés de réalisation.
- les exigences typographiques du site.
- les exigences géologiques du site.
- la facilité d'entretien.
- le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type :

*l'évacuateur à écoulement libre.

*L'évacuateur par puit noyé.

VI.3.2. Différents types des évacuateurs de crues.

01/ Evacuateur de crues en puit (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).

02/ Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

03/ Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal

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

Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.

Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont : le coût peu élevé et la difficulté de la modification

04/ Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

Aucune exigence topographique.

Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

Amorçage et le désamorçage.

Entretien indispensable.

Débit faible à évacuer.

Dispositif sur le corps de la digue.

VI.3.3 Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tout ces problèmes ramène à rejeter cette Variante, l'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du fait que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle-ci peu fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui-ci pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

L'évacuateur des crues pour la retenue sera donc latéral à entonnement frontal.

VI.4. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

VI.4.1) Calcul du débit de vidange :

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

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

V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange ($15 < T < 21$) jours.

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

A.N :

$$Q_{vf} = (0.559 \cdot 10^6) / (15 \cdot 86400) + (3 \cdot 4 \cdot 10^6) / (31.53 \cdot 10^6)$$

$$Q_{vf} = 0.81 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.4.2) Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre :

On a :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

D'ou :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

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

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

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

A.N :

$$S = \frac{0.81}{0.8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 14.1}} = 0.06 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.06}{3.14}} = 0.276 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : $D_{vf} = 300 \text{ mm}$

*Correction du coefficient de débit μ :

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

* Coefficients des pertes de charge linéaires:

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

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 300 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 165 \text{ m}$).

AN :

$$\lambda = 0.036 \quad \sum \xi_I = 19.8 \text{ m}$$

* Coefficient des pertes de charge singulières:

On a :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad \xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,7 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (19,8 + 1,7)}} = 0,211$$

Et :

$$S = \frac{0,81}{0,211 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 14,1}} = 0,230 \text{ m}^2$$

D'ou :

$$D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,230}{3,14}} = \mathbf{0,543 \text{ m}}$$

On prend un diamètre normalisé :

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$D_{\text{vf}} = \mathbf{600 \text{ mm}}$$

$$V_S = \frac{Q_{\text{vf}}}{S_{\text{con}}}$$

AN :

$$V_s = \frac{0.81}{0.06} = 13.6 \text{ m/s}$$

VI.5) Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau III.38 (partie hydrologique), le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 0,218 \text{ Mm}^3. \text{ Donc } Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0,218 \cdot 10^6}{31 \cdot 86400} = 0,130 \text{ m}^3/\text{s},$$

T : Temps de prise (T = 30 jours).

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

A.N :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,036}{3.14}} = 0,214 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

D = 250 mm

*Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_l}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

AN :

$$\sum \xi = 1.15 * \frac{0.036 * 165}{0.250} = 27.32 \text{ m}$$

Donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 22.77}} = 0,21 \quad \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 27.32}} = 0,19$$

$$S = \frac{0.130}{0.19 * \sqrt{2 * 9.81 * 7.55}} = 0.056 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.056}{3.14}} = 0.243 \text{ m}$$

Donc :

$$D = 250 \text{ mm}$$

* Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{0,130}{0,05} = 2.6 \text{ m/s}$$

Conclusion :

La conduite de prise d'eau a un diamètre de 250 mm.

Le prélèvement des eaux se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort (760.6) NGA. Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange (2 mm) au pied aval de la digue.

VI.6. Volume des travaux: Les volumes totaux des différents matériaux constituant la construction de l'évacuateur des crues et la vidange de fond est illustrée dans l'annexe (D)

VII. Etude des variantes des ouvrages annexes

VII.1. Introduction

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pou la digue.

VII.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

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

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- Les difficultés de réalisation.
- Les exigences typographiques du site.
- Les exigences géologiques du site.
- La facilité d'entretien.
- La facilité de modification.
- Le coût de l'ouvrage.
- Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type :
- L'évacuateur à écoulement libre.
- L'évacuateur par puit noyé.

VII.1.2 Choix de la variante

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbre du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tout ces problèmes ramène à rejeter cette Variante .

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du faite que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle ci peut fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui-ci pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

L'évacuateur des crues pour la retenue sera donc latéral à entonnement frontal.

VII.1.3 Évacuateur des crues

Dans ce type de déversoir le déversement est effectué d'une façon coaxiale à l'axe de l'évacuateur.

Ce dernier est composé des parties suivantes :

*Canal d'entrée

*Déversoir

*Chenal d'écoulement.

*Convergeant

*Coursier

*Élément de dissipation

* Un canal de restitution

A/Caractéristiques de l'évacuateur de crue

- Déversoir type Creager.
- Niveau normal de la retenue NNR = 771.1 m NGA.
- Niveau des plus hautes eaux : NPHE = 772.4 m NGA.
- Charge à évacuer : $H = 1.3$ m
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 45.08$ m³/s
- Largeur déversante : $L = 14$ m

VII.2. Dimensionnement hydraulique

VII.2.1. Canal d'amenée

Le canal d'amenée (canal d'approche) permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant.

Le canal de rapprochement doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.

Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.

Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient minimales.

La vitesse d'approche est donnée par la formule suivante :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \quad Q : \text{Débit à évacuer [m}^3/\text{s]}.$$

S_{can} : Section du canal en [m²] et $S_{can} = H \times b$.

H : Charge d'eau [m] et $H = h + P$.

P : Hauteur de pelle en [m].

h : Lane déversante en [m].

A.N:

$$V_{ap} = 1,15 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre 1,8 et 2,20 m/s donc pas de risque de l'érosion

Hauteur du mur du canal d'approche

La hauteur de mur est :

$$H_m = H + P + R$$

Avec : $R = 1.2 \text{ m}$ la revanche

On adopte une valeur de :

$$H_m = 4 \text{ m.}$$

Longueur du canal d'approche : La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 20m.

VII.2.2. Déversoir

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}}$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau si dessous et le profil du déversoir est représenté si dessous.

Tableau VII.1 Coordonnées de profil de Greaguer.

coordonnées graphiques	
X (m)	Y(m)
0,00	0,00
0,20	0.02
0,40	0.08
0,60	0.17
0,80	0.28
1,00	0.43
1,40	0.8
1.6	1.02
1.97	1.5

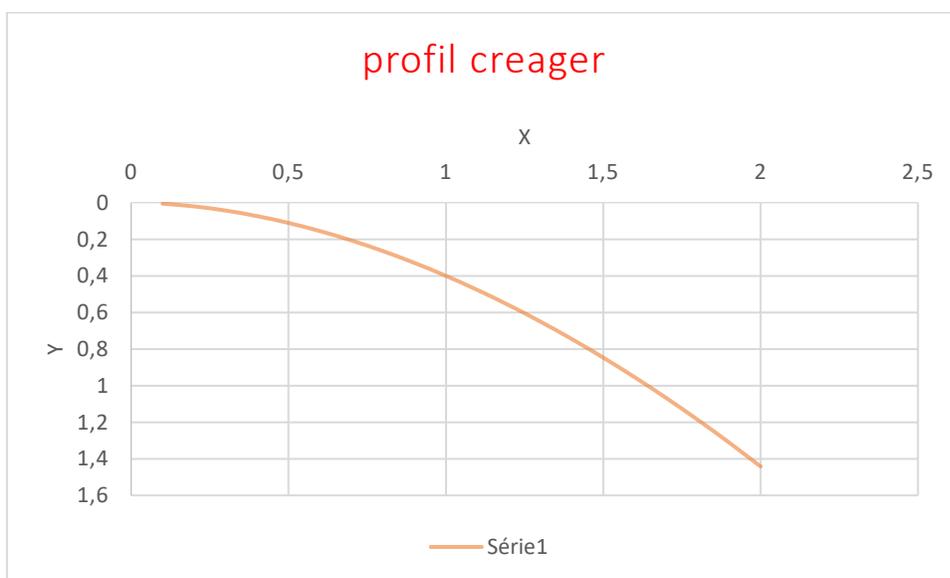


Figure VII.1 schema du profil du seuil déversant (creager).

VII.2.3 Chenal d'écoulement :

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial.

La longueur du chenal est égale à 10 m,

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique " y_c " et la pente critique.

- profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2}$$

Ou :

Q : débit de projet lamine ($Q = 45.08 \text{ m}^3/\text{s}$);

b : la largeur de déversoir. $B=14\text{m}$

A.N :

$$Y_c = 1,019\text{m}$$

- pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K_s \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K_s : coefficient de Manning –Strickler ($K_s = 71.42$)

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K_s \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2$$

A.N :

$$I_{cr} = 0.23\%$$

$I_{cr} = 0.23\% > 0.1\%$, donc la condition est vérifiée.

VII.2.4 Calcul du convergent

Le convergent et l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2)$$

Ou :

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle

A.N :

$$L = 2,5 (20 - 10) = 25 \text{ m}$$

VII.2.5 Le coursier

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

a- Largeur du coursier :

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \text{ (m)}$$

A.N :

$$B = 45.08^{0.4} = 4.58 \text{ m}$$

Pour respecter les conditions de sécurité on prend **b= 10 m**

b- Longueur du coursier :

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 70 mètres.

c- La profondeur critique :

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1.$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}}$$

B : est la largeur du coursier égale a 10 m.

A.N :

$$h_{cr} = 2,07 \text{ m}$$

d- Pente critique :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2$$

S_{cr} : Section critique (m^2).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6}$$

A.N :

$$S_{cr} = B \cdot h_{cr} = 10 \cdot 2.07 = 20,7 m^2$$

$$P_{cr} = 10 + 2.07 \cdot 2 = 14,14$$

$$R_{cr} = 1.46$$

$$C_{cr} = 76.11$$

Donc :

$I_{cr} = 0.34 \%$

$$I_{coursier} = 34\% > I_{cr} = 23\%$$

e- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Les paramètres hydrauliques calculé à la fin du convergent sont considéré comme donnée pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

$b_2 = 14$, $h_n = 0,720m$, $h_c = 2,02$ m et l'écoulement est torrentiel

Méthode indirecte d'intégration numérique

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant $dQ/dx = 0$, est:

$$dy/dx = (S_0 - S_f) / (1 - Fr^2)$$

Avec : S_0 : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

Fr : nombre de Froude

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2) / (A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)}$$

n : coeff. de rugosité = 0,014, A : la section transversale, Q : le débit, R : rayon hydraulique, B la largeur,

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i ,

et on calcul la profondeur moyenne : $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$.

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à chaque valeur de y_i , utilisant y_{moy} , et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieur à la longueur L , et on continue avec une valeur de $y_i' < y_i$ jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L de coursier.

Dans notre cas toujours $y_c < y_i < y_0$ (Courbe de remous type S2).

Les résultats de calcul sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 Calcul de ligne d'eau

y (m)	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr ²	1-FR ²	n ² Q ² /A ² R ^{^(4/3)}	I0-G1	DELTAx	L
0,720										
0,710	0,715	10,010	15,430	0,649	2,892	-1,892	0,007	0,333	-1,704	-1,704
0,690	0,700	9,800	15,400	0,636	3,081	-2,081	0,008	0,332	-1,878	0,174
0,670	0,680	9,520	15,360	0,620	3,361	-2,361	0,008	0,332	-2,136	2,310
0,650	0,660	9,240	15,320	0,603	3,676	-2,676	0,009	0,331	-2,427	4,737
0,630	0,640	8,960	15,280	0,586	4,032	-3,032	0,010	0,330	-2,757	7,494
0,610	0,620	8,680	15,240	0,570	4,435	-3,435	0,011	0,329	-3,134	10,628
0,590	0,600	8,400	15,200	0,553	4,893	-3,893	0,012	0,328	-3,566	14,193
0,570	0,580	8,120	15,160	0,536	5,417	-4,417	0,014	0,326	-4,063	18,257
0,550	0,560	7,840	15,120	0,519	6,018	-5,018	0,016	0,324	-4,640	22,897
0,530	0,540	7,560	15,080	0,501	6,712	-5,712	0,017	0,323	-5,314	28,210
0,510	0,520	7,280	15,040	0,484	7,517	-6,517	0,020	0,320	-6,105	34,316
0,490	0,500	7,000	15,000	0,467	8,455	-7,455	0,022	0,318	-7,043	41,359
0,470	0,480	6,720	14,960	0,449	9,557	-8,557	0,026	0,314	-8,166	49,525
0,450	0,460	6,440	14,920	0,432	10,858	-9,858	0,029	0,311	-9,523	59,048
0,430	0,440	6,160	14,880	0,414	12,408	-11,408	0,034	0,306	-11,185	70,233

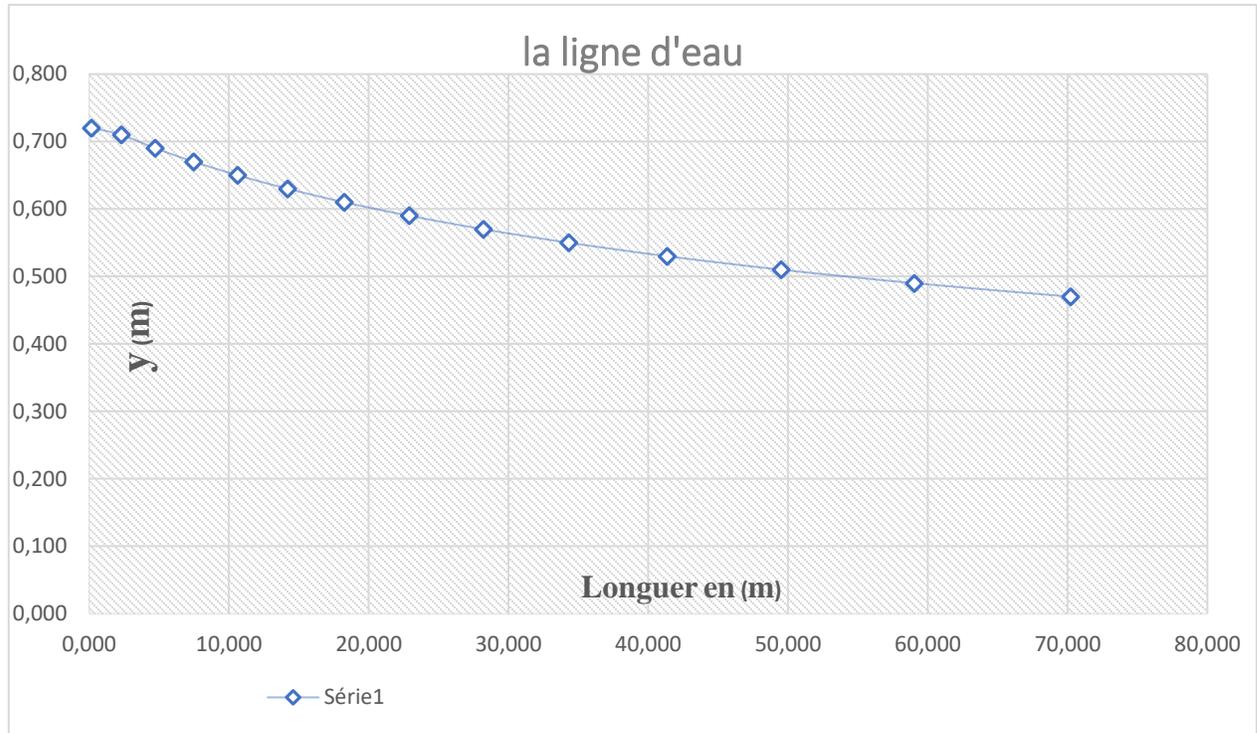


Figure VII.1 Graphique de la ligne d'eau.

On a :

$$\mathbf{Fr} = \frac{\mathbf{V}}{\sqrt{\mathbf{g} \mathbf{h}_c}}$$

Où :

Fr : nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

AN : $V = 8.85 \text{ m/s}$

Donc :

Fr = 2,8

VII.2.6 Dissipateur d'énergie

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Commentaire :

Froude est supérieure à 2.5, cela veut dire que on a un ressaut oscillant. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse est égale à 8,85 m/s , alors on utilise le bassin USBR de type I.

A/Dimensionnement du bassin :

De l'abaque de l'Annexe (E) On a :

Et on a aussi $Y1 = 1.019$

Donc :

$Y2 = 3,46$ m

Largeur du bassin :

De l'abaque de l'Annexe :

Donc :

$L_{bas} = 5,1 \times 3,46 = 17,646$ m.

On prend

$L_{bas} = 18,5$ m

Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = 2y_1 = 2 \cdot 1.019 = 2,038 \text{ m}$$

W Y₁ on prend W = Y₁ = 1,019 m

$$e_1 = 2,5 \cdot w = 2,5 \cdot 1,019 = 2,55 \text{ m}$$

h₁ : Hauteur des blocs de chute à l'entrée.

e₁ : L'espacement entre les blocs de chute.

W : l'espacement entre la paroi de mure de bassin et le bloc de chute

Le nombre des blocs de chutes est 04 blocs.

D'après l'abaque:

$$h_2 = 1,25 Y_1 \Rightarrow h_2 = 1,27 \text{ m}$$

h₂: hauteur du seuil terminale

VII.2.7- Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

La hauteur critique :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K.$$

$$\text{Avec: } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \text{et: } \sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad [m = 1].$$

$$\text{Donc: } K = 1,018 \quad \text{et}$$

D'où :

$$H_{cr} = 1 \text{ m}$$

Pente critique :

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

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_c \quad \text{donc: } S_{cr} = 15 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{Donc: } P_{cr} = 15.41 \text{ m}$$

$$R_{cr} = S_{cr} / p_{cr} \quad \text{donc: } R_{cr} = 0.97 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{Donc: } C_{cr} = 71,1$$

$$I_{cr} =$$

La profondeur normale :

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Pour la hauteur normale on a :

$$S_c = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$$

$$P_n = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2}$$

$$R = S_n / P_n$$

$$C_n = R^{1/6} / n$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b h_n)^{5/2} \cdot (2 h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI.19)$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$$h_n = 0,720 \text{ m}$$

La vitesse de l'écoulement :

$$V = Q/S = C\sqrt{RI}$$

A.N :

$$2,97 \text{ m/s}$$

$$V = 2,97 \text{ m/s}$$

Commentaire :

on a V V_{adm} (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochements

VII.3. Conception de l'évacuateur de crues :**VII.3.1. Hauteur des murs bajoyers :**

1)- chenal d'écoulement :

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue ($N_{cr} = 774.1 \text{ m}$) qui correspond à une hauteur de 3 m.

2- Hauteur des murs au début du coursier :

$$\text{On a: } h_m = h_e + r \quad ET \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$V = 45.08 / (10 \cdot 0.720) = 6.26 \text{ m/s}$$

$$h_m = 0,720 + 0,86 = 1,6 \text{ m}$$

3)-Hauteur des murs a la fin du coursier :

$$V = 10,48 \text{ m/s} \quad \text{et} \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$h_m = 0,43 + 0,91 = 1,35 \text{ m.}$$

4-Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :

$$R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3}$$

$$V = 45,08 / (18,5 \cdot 3,46) = 0,7 \text{ m/s}$$

$$h_m = 1,019 + 0,7 = 1,75 \text{ m.}$$

Remarque :

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.2m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

VII.3.2.Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

A/ Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$b/h < (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 < 40.$$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc :

$$b/h = 9,81 < 10 \quad \text{Et} \quad Fr^2 = 7,84 < 40$$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

Remarque : le calcul des volumes des travaux est illustré dans l'annexe (D).

VIII. Organisation du chantier :

Introduction :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VIII.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.

VIII.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.

VIII.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.

VIII.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. Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la Figure suivante :

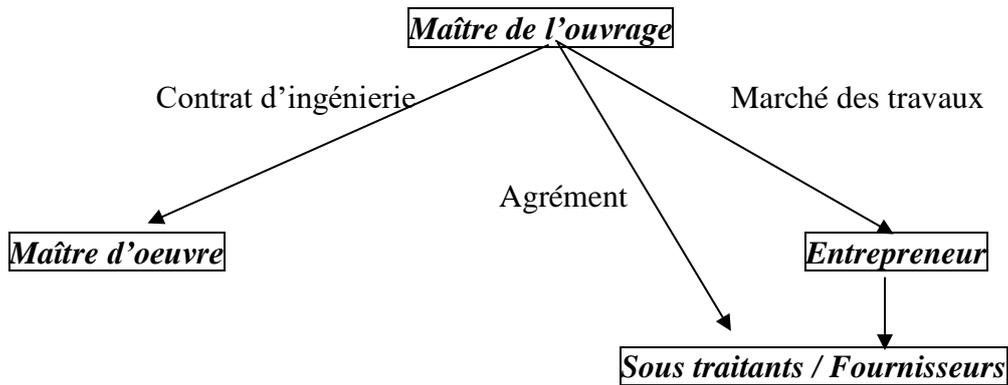


Figure VIII.1. Schéma de la relation entre les éléments de chantier.

VIII-2- Installations du chantier :

VIII-2-1- Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VIII-2- 2- Installations destinées au stockage des matériaux :

*Agrégats :

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons.

Le pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats est donné par le tableau suivant :

Tableau .VIII.1. Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats

Matière indésirable	% maximum du poids du plus gros granulats
Argile, limon, vases	1%
Charbon, bois	1%
Matériaux tendres	8%
Autres substances -nuisibles-	1%

Les différents sables et les graviers seront stockés en tas mélange. Vu que leurs densités sont différentes un mélange risque de fausser la pesée. La méthode de stockage sera en étoile, la teneur en eau des agrégats doit être contrôlée avant utilisation vue que le degré hydrométrique de l'air est variable ainsi que les éventuelles précipitations.

***Le Ciment et les aciers :**

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire (résistance, le temps de prise, et les aciers). on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

***L'eau de gâchage :**

L'eau destiné au gâchage du béton doit satisfaire aux normes international en :

Matières organiques : 0.1 (g/l)

Matières en suspension : 0.2 (g/l)

Sels dissout : 1.5 (g/l)

Sulfates : 1.0 (g/l)

Acide humique : 0.05 (g/l)

Acide sulfhydrique : 0.05 (g/l)

Chlorures : 0.1 (g/l)

Ces éléments indésirables risquent de provoquer de fausses prises ou encore altérer le ciment ou attaquer les aciers.

***Le Béton :**

Le béton est matériau artificiel dont on fait la plus grande consommation de nos jours en travaux publics et de bétonnage en général.

Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars, il se compose de sable, graviers de différentes granulométrie, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau.

***L'énergie électrique :**

L'alimentation en énergie électrique sera faite par un groupe électrogène, ne justifier pas l'alimentation à partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ).

***L'alimentation en eau potable**

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera réalimenté quotidiennement.

***L'alimentation en carburant**

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

VIII.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.

VIII.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.

VIII.3- les moyens de chantier :

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci après : les compacteurs à pneus ; les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ; les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux.

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- *la décapeuse automotrice (motor scraper) ;
- * la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloigné du barrage ou a un relief très marqué.

VIII-4-Le devis estimatif :

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans les tableaux suivants :

Tableau VIII.1devis estimatif;

LA DIGUE					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Décapage de la couche de terre végétale	m ³	7408,48	500	3704240
2	Excavation du para fouille	m ³	2538,16	600	1522896
4	Recharge (argile)	m ³	119652,12	600	71791272
5	Enrochements	m ³	7124,89	3000	21374670
6	Graviers	m ³	5093,17	2500	12732925
7	Sable	m ³	2903,03	1500	4354545
	Produit asphaltite	m ³	624,33	3000	1872990
L'EVACUATEUR DE CRUES					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	13850,36	700	9695252
2	Remblai	m ³	2876,49	600	1725894
3	Béton armé 350 kg/m ³	m ³	915,18	37000	33861660
4	Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	71,898	17000	1222266
5	Enrochements	m ³	843,22	3000	2529660
6	Sable	m ³	225,206	1250	281507,5
7	Waterstop	ml	469,18	500	234590
DERIVATION, VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	401,4	700	280980
2	Remblai	m ³	160,79	600	96474
3	Béton 350 kg/m ³	m ³	425,11	37000	15729070
4	Béton de propreté 150 kg/m ³	m ³	21,56	17000	366520
7	Conduite métallique □ 600	ml	150	68000	10200000

8	Conduite métallique □250	ml	140	40000	5600000
11	Vanne □500	u	2	60000	120000
12	Vanne □250	u	2	45000	90000
14	Grille	u	1	3000	3000
Montant totale du barrage :					
199390412 DA					

A partir de ces devis on trouve que le coût total de notre ouvrage est estimé à :

199,390412 Million de DA.

VIII.5. Terrassement au niveau des installations de chantier :

a)- Exécution des voies d'accès :

La desserte est composée de 1 routes principales. Des ponds provisoires seront construits par des buses pour la traversée de l'oued des deux cotés de l'ouvrage (aval et amont). Ces buses seront posées et revêtues en béton.

b)- Détermination des engins nécessaires :

Pour les l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur au de la carrière d'alluvions dont le rendement est :

$$R = \frac{60.G.K_r.K_t}{T.K_f} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

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 :

$$R_c = \frac{60.G.K_t}{T} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité de la benne du camion.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer d'un rondement :

$$R_b = \frac{60.G.K_t}{T} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité de la lame.

Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voies 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.

VIII.5.1.Dérivation provisoire :

Il est évident qu'il est plus avantageux de donner à la galerie de vidange les dimensions voulues pour servir de la galerie de dérivation.

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 phase :

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.

Dérivation en deux phases :

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 4m de largeur creusé dans l'appui droite .Elle se fera ensuite par une galerie circulaire de 2.5m de diamètre

a) Exécution du batardeau principale :

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.

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 superficielle.

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 s 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 réglage 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 d'après la formule suivante :

$$q = \frac{W_0 - W_n + W_p}{100} \cdot \frac{\gamma_n}{\gamma_0}$$

Ou : W_0 : Humidité optimale demandée.

W_n : Humidité naturelle de sol.

W_p : Perte d'humidité au cours de transport.

γ_n : Densité humide de sol.

γ_n : 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 vibrant) :

Pour le compactage ces matériaux on a besoin d'un compacteur dont le rendement est :

$$R = \frac{V \cdot (B - c) \cdot h_c}{N} \cdot K_t \quad \text{m}^3/\text{h}$$

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 butte dont la capacité du godet est de l'ordre $0,65$ à 2m^3 .

Un godet de 1m^3 est adopté.

Le rendement de l'excavateur est :

$$R_p = g \cdot n \cdot K_r \cdot K_t \cdot \frac{1}{K_f} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

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.

VIII.5.2. 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 deviser la carrière en bandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

Définitions des engins nécessaires :

-Pelle brute

-Camion benne

-Bulldozer.

a- Exécution du remblai de la digue :

Avant de commencer le terrassement du remblai, un remblai d'essai sera prévu. Le remblai d'essai a pour objet de déterminer l'épaisseur des couches à compacter, le nombre de passes de rouleaux et le type des rouleaux à utiliser. Etant donné que la digue est composée de différentes zones, il y a lieu de respecter l'ordre de mise en place des matériaux respectifs.

Mise en place des terres dans le corps de la digue :

Une fois la fondation de la digue préparée, on procède à la mise en place des terres dans le corps de la digue. Cette opération consiste à l'épandage (régalage) des matériaux du remblai, suivi d'un nivellement, humectation puis compactage jusqu'à l'obtention du degré de compactage exigé par le projet.

Technologie d'exécution des différentes opérations :

1-Déchargement :

Le déchargement doit s'effectuer régulièrement en respectant la distance entre deux déchargements successifs et ceci pour faciliter leur régalaage.

2- Régalaage des terres :

Le régalaage sera assuré par un bulldozer.

3-Humectage des terres :

L'humectage se fera au moyen d'un camion citerne.

4-Compactage :

Le compactage des matériaux sera assuré par un compacteur aux rouleaux lisses avec vibration.

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 à 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 du la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux qui favorise l'augmentation des fines et par conséquent elle influe sur la fonction du filtre.

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.

Les enrochements sont simplement déversés 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.

VIII.5.3. 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 sa 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 bornerons 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 (5-11) cm.
- Résistance moyenne spécifiée 300 bars.

On suppose que le granulats sont assez secs mais présentent quant même une certaines humidité sur l'abaque on se place sur la zone comprise entre les zones sèches et humides et l'on trouve :

- Eaux : 180 l/m³
- Ciment classe 350 kg/m³
- Sable : 0/5 mm
- Gravier : 5/25 mm

- Cailloux: 20/40 mm

c)- Bétonnage de l'évacuateur de crue :

L'évacuateur de crue sera construit sur les marne grisâtre compacté de la rive droite c'est un ouvrage depluse de140 m de long et 20et10 m de largeur.

Exécution des coffrages :

Les éléments de l'évacuateur de crue se diffèrent et nécessitent en général plusieurs types de -coffrages à savoir :

-coffrage glissant en acier pour mur.

-Coffrage glissant pour radier.

-Coffrage en bois, et autre.

Le coffrage en bois, en panneaux métalliques, fait sur mesure, ou les coffrages métalliques glissant de dimensions appropriées (3x10m) sont montés avant le bétonnage. Les coffrages pour les parties arrondies ou tout autres éléments spéciales seront préparés à l'avance à l'atelier de coffrage. Pendant le montage, il faut vérifier la position verticale et longitudinale d'après les repères topographiques afin de garantir un bétonnage répondant aux exigences du projet.

Mise en place du matériel :

-jeux de coffrage glissant.

-Camion grue.

-Pompe à béton.

-Camion malaxeur.

-Pervibrateur.

Mise en place du personnel :

-Equipe de coffrage.

-Equipe de ferrailage.

- Equipe de bétonnage.

VIII.6. Planification :

VIII.6.1. Définition :

Elle consiste à chercher constamment la meilleur façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à --- entreprendre, elle consiste en :

-installation des postes de travail ;

-observations instantanées ;

-analyse des tâches ;

- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

VIII.6.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

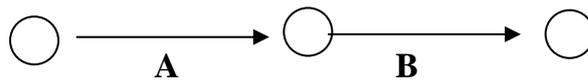
VIII.6.2.1.méthodes basées sur le réseau :

VIII.6.2.1.1.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 :

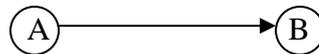
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VIII.6.2.1.2 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 ;

VIII.6.2.1.3.Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VIII.6.2.2.les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VIII.6.2.2.1.collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VIII.6.2.2.2.décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VIII.6.2.2.3.relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VIII.6.3.les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale. Et on a :
$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

VIII.6.3.1. Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

VIII.6.3.2. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ; Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VIII.6.4. les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

VIII.6.4.1. plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VIII.6.4.2. plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VIII.6.4.3. 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).

VIII.7. délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

Le déroulement du travail dans un ordre correcte 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

VIII.7.1.Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.2 symboles des opérations

Travaux	Opérations	Duré (mois)
Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	1
Pré batardeau	C	1
Tunnel de dérivation	D	3
Batardeau	E	3
Excavation du barrage	F	3
Recharges du barrage	G	9
Excavation de l'évacuateur de crue	H	3
Construction de l'évacuateur de crue	I	7
Bassin d'amortissement d'E.C	J	2
Puits des vannes	K	1
Embouchure vidange	L	1
Prise d'eau et conduite	M	3
<i>Travaux de finition</i>	<i>N</i>	<i>3</i>

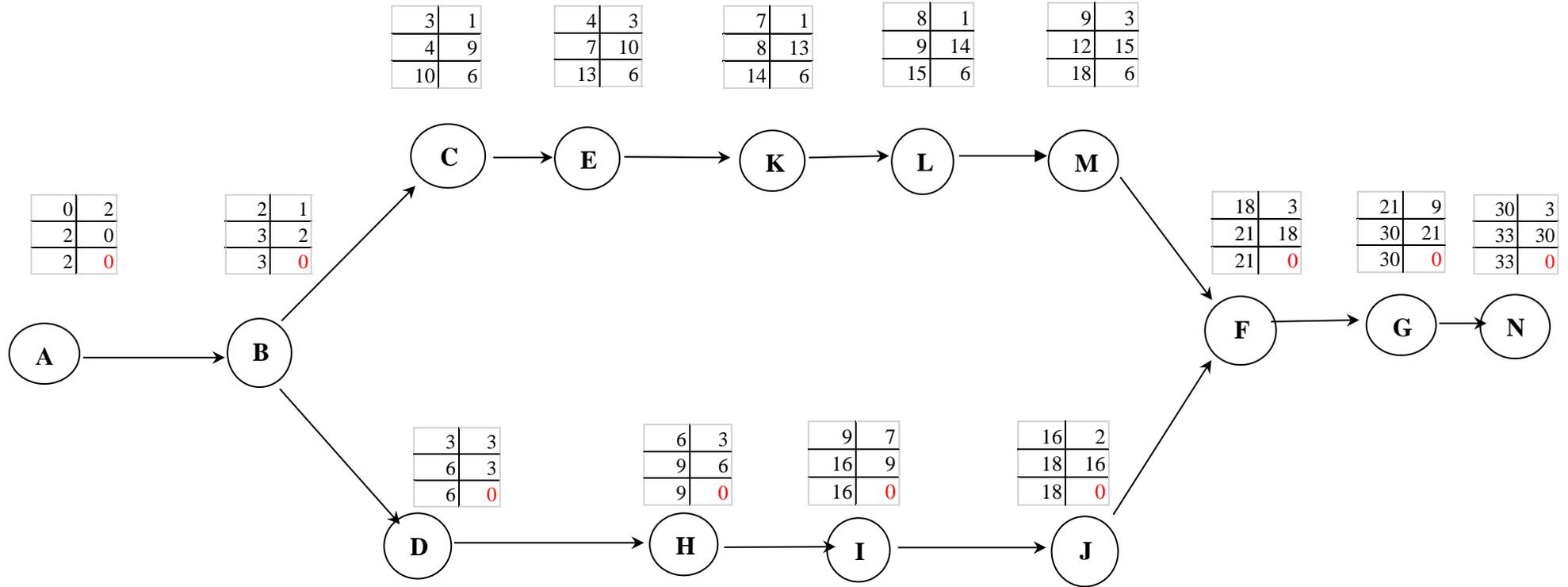


Figure VIII.2: Réseau à nœuds.

VIII.8. Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.3: Détermination des chemins critiques.

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	2	0	2	0	2	0
B	1	2	3	2	3	0
C	1	3	4	9	10	6
D	3	3	6	3	6	0
E	3	4	7	10	13	6
F	3	18	21	18	21	0
G	9	21	30	21	30	0
H	3	6	9	6	9	0
I	7	9	16	9	16	0
J	2	16	18	16	18	0
K	1	7	8	13	14	6
L	1	8	9	14	15	6
M	3	9	12	15	18	6
N	3	30	33	30	33	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à **33** mois.

Donc le chemin critique est : **A-B-D-H-I-J-F-G-N**

Tableau VIII.4 :Diagramme de GANTT

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 (A)	Ordre de déroulement des travaux	2											
Installation de chantier (B)		1											
Pré batardeau (C)		1											
Tunnel de dérivation (D)		3											
Batardeau (E)		3											
Excavation du barrage (F)								3					
Recharges du barrage (G)									9				
Excavation de l'évacuateur de crue (H)				3									
Construction de l'évacuateur de crue (I)					7								
Bassin d'amortissement de E.C (J)							2						
Puits des vannes (K)				1									
Embouchure vidange (L)					1								
Prise d'eau et conduite (M)						3							
Travaux de finition (N)												3	

VIII.9. Technologie des principaux travaux :

Exécution des voies d'accès :

Pour l'accès à tous les ouvrages pendant la période de construction et d'exploitation, on prévoit une piste d'accès.

Exécution des travaux de terrassement :

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès. Creusage et déplacement des terres à l'aide de bulldozer.

Humectage des matériaux, à l'aide d'un camion citerne ou par un asperseur, elle est effectuée dans le cas où les matériaux sont trop secs.

Compactage des matériaux, dans notre cas on utilise un rouleau à pied, car notre sol est argileux.

Nivellement des talus, pour le canal de restitution le nivellement de talus se fait à l'aide d'une pelle niveleuse

Conclusion :

Organiser le barrage de fatsen en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour la construction de ce barrage.

Tel est l'objet de ce chapitre, malgré les problèmes auxquels nous nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), 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.

IX. Protection et sécurité 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.

IX -1- Comite 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.

IX.2.Instructions structurelles sur la sécurité :

IX.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.

IX.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.

IX.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.

IX.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.

IX.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.

IX.6. Causes des accidents de travail :

Les différents facteurs réagissant les causes d'accidents de travail se subdivisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

IX.6.1. Facteurs humains :

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humain qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

*La négligence des travailleurs.

- *La fatigue excessive
- *Manque de concentration.
- *L'agitation
- *La nervosité.
- *Inaptitude mentale ou physique.
- *Taux d'erreur important.

IX.6.2.facteurs matériels

Les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- *Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- *Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).
- *Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

IX.6.3.Causes des maladies professionnelles :

Les poussières :

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.

l'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

Le bruit :

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dus à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieurs à une seconde et aigus, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audimétrique bilatéral par lésions cochléaires irréversibles, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

IX.6.4. Conditions dangereuses dans le chantier :

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outils, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

IX.6.5. Méthode et moyens de prévention :

- Assurer une protection individuelle.
- Assurer un entretien continu.
- Prudence demandée.
- Eviter toute cadence supérieure à la normale.
- Assurer aux installations des protections.
- Utiliser des protections (gardes corps).
- Assurer un stockage rationnel

IX.6.6. Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

IX.7 : Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- 1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- 2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- 3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m³ d'air frais par personne et par heure.

Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m³/h).

A_m : L'alimentation Minimum (A_m = 30 m³ / h / personne)

N: Nombre de personne dans le lieu à aérer.

IX.7.1 : Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :

Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

Etude détaillée des plans des ouvrage à aérer et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.

Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.

Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

1. La méthode dynamique :

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau (IX-01).

Tableau IX.1 vitesse de l'air dans les différentes canalisations suivant les normes internationales :

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

2. Méthode d'équifriction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s) a la canalisation dérivée.

IX.7.2 : Calcul du diamètre des canalisations

On à la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \text{ (m}^2\text{)}.$$

Q: Débit d'air (m³/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a encore :

$$Q = \frac{\pi.V.D^2}{4} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}} \text{ (m)}.$$

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.

Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

X. Conclusion générale

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de traiter et d'étudier la faisabilité d'un petit barrage sur l'oued FATSEN commune de SEBT AZIZ dans la wilaya de MEDEA qui est destiné à l'irrigation.

Un petit barrage doit rester un ouvrage de conception simple, de réalisation simple, D'entretien simple. Mais ce critère de simplicité doit toujours laisser le pas au critère de sécurité.

On a fait une étude géologique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction ensuite on a étudié l'hydrologie de la région pour voir si le réservoir se remplira ou pas en se basant sur les données hydrologiques de plusieurs années d'observation malgré le manque des données hydrométriques sur la région.

Le choix de la variante a été fait, en fonction de l'étude technico-économique, et des sols avoisinant, et on a opté pour une digue à noyau en argile vu la disponibilité suffisante des sols fins, et vu sa simplicité de la réalisation.

La dérivation de la crue de chantier sera assurée par une Galerie de 1.5m de diamètre qui jouera le rôle de l'ouvrage de vidange de fond en phase d'exploitation du barrage.

Des calculs technico-économiques ont été faits pour choisir toujours l'optimum et faire le choix le plus économique pour la largeur de l'évacuateur de crues et la digue.

Le prélèvement de l'eau se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort et de diamètre 250mm.

En fin d'après l'étude géologique, hydrologique, étude des variantes et l'étude des ouvrages annexes on peut dire que notre barrage est faisable de point de vue technique et économique.

Références bibliographiques

Cox, R. G. (1973) «Spillway Water Surface Profiles, » Miscellaneous Paper H-73-4, Jun 1973, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.

DESIGN OF SMALL DAMS USBR (1987) a water resources technical publication

JEAN MAURICE DURAND(1999) (Techniques des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale)

KHATSURIA.R.M (2005) Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators .Georgia Institute of Technology Atlanta ,Georgia

Layan, Dridri, Benaabidate, Zemzami :Détermination des crues de projet par les aspects du débit de pointe et l'hydrogramme de crue au niveau de la commune Ain Boukhellal, Bassin versant de l'oued LARBAA, Maroc.

Luis E. Rosete Gamboa, & Agustín Alvarez García Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs de crues ; ANBT.

Schleiss, A. J., & Pougatsch, H. (2011). Les barrages: du projet à la mise en service (Vol. 17). Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne

TOUAIBIA. B (2004) Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

TOUAIBIA. B(2002). Polycopie de cours de régularisation des débits.

USACE Engineering and Design; Hydraulic design of Spillway, Engineer Manual EM 1110-2-1603, January 1990.

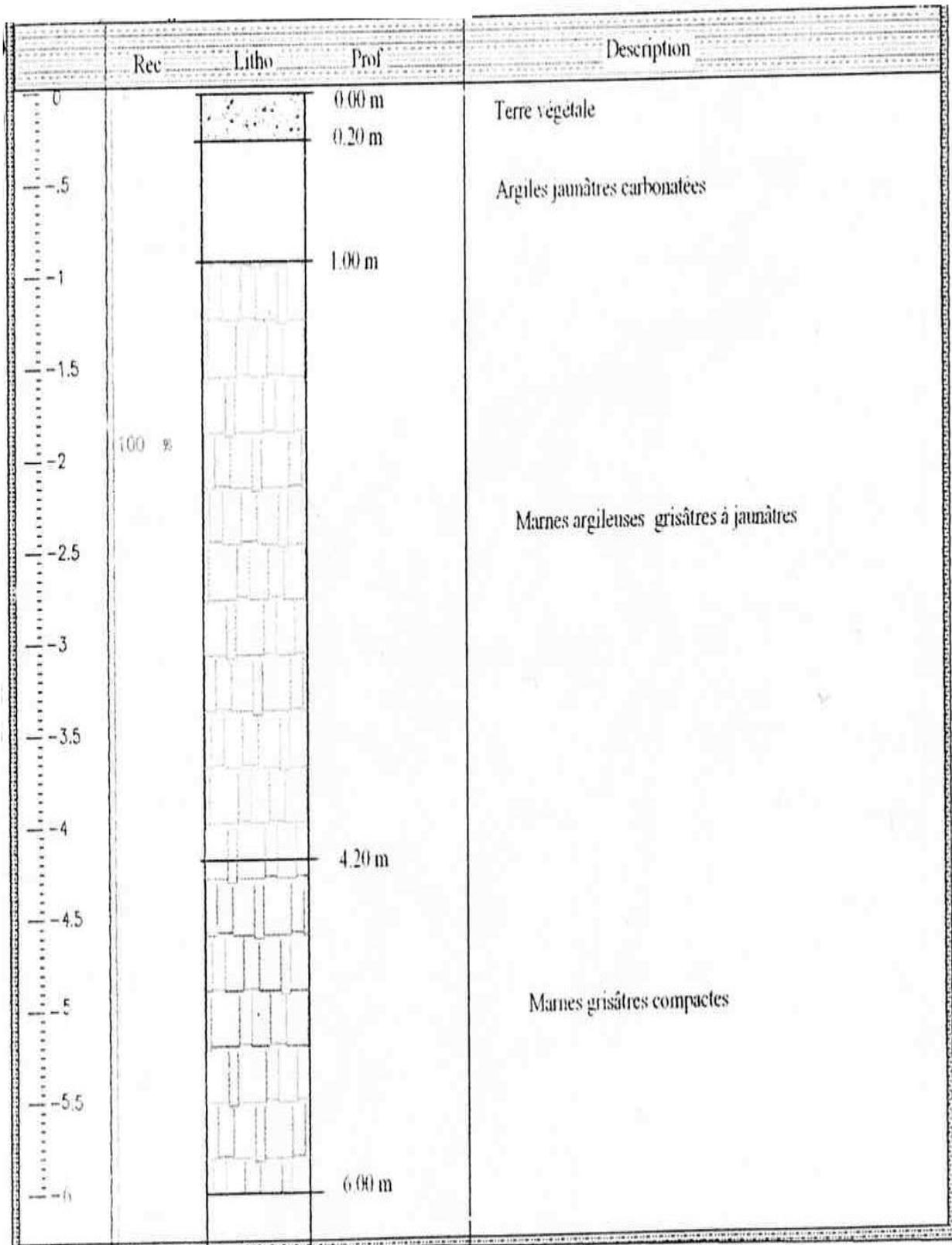
Wili H. Hager & Anton J. Schleiss. (2009). Construction hydraulique, écoulement stationnaires (Vol. 15) Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne.

Sites web :

hmf.enseiht.fr/travaux/CD9900/travaux/optsee/bei/g13/pa05.htm

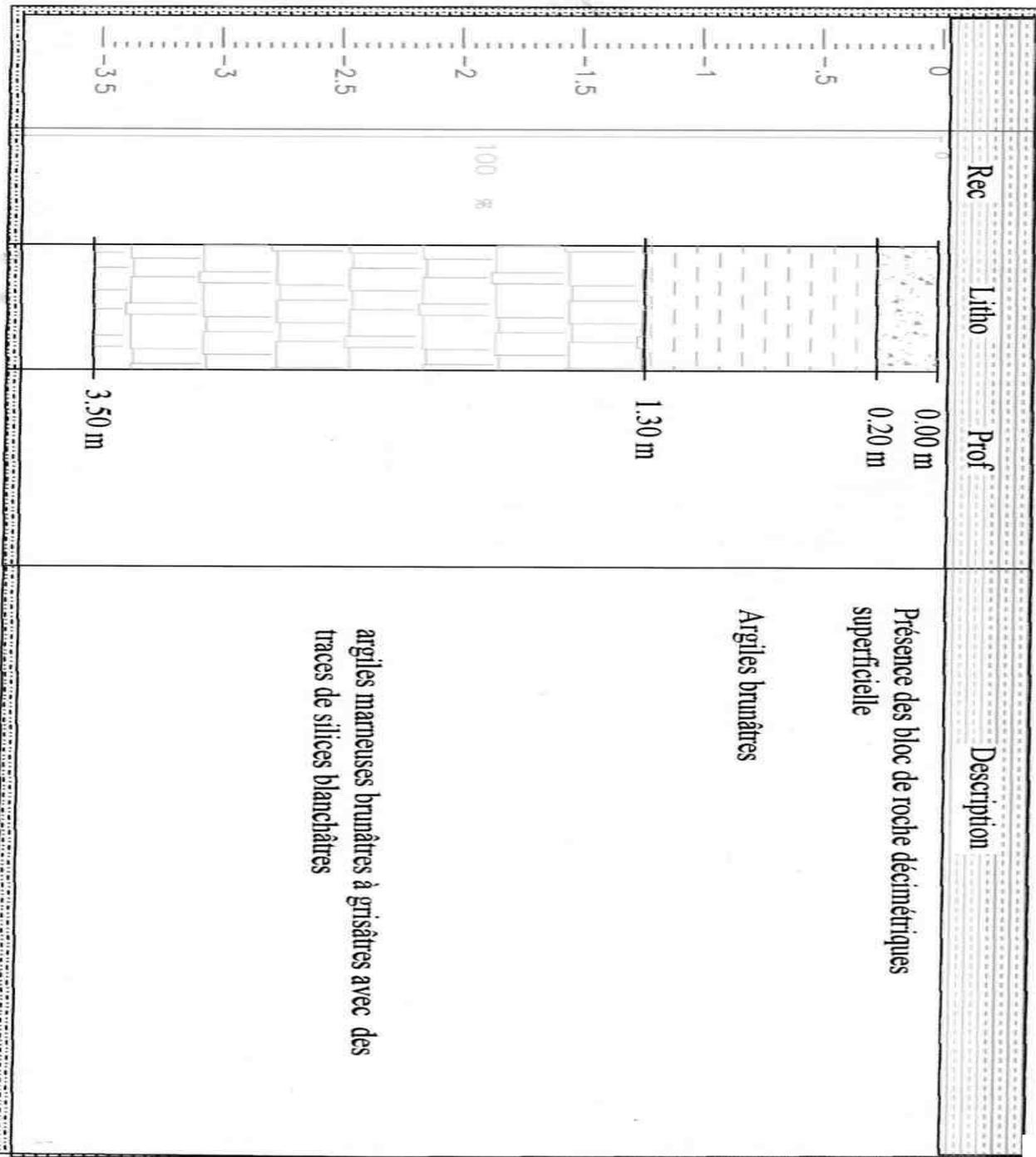
<https://www.isl.fr/fr/activites/projets/barrage-de-kissir>

Annexe A :



Coupe de sondage : P1 (digue).

Annexe A :



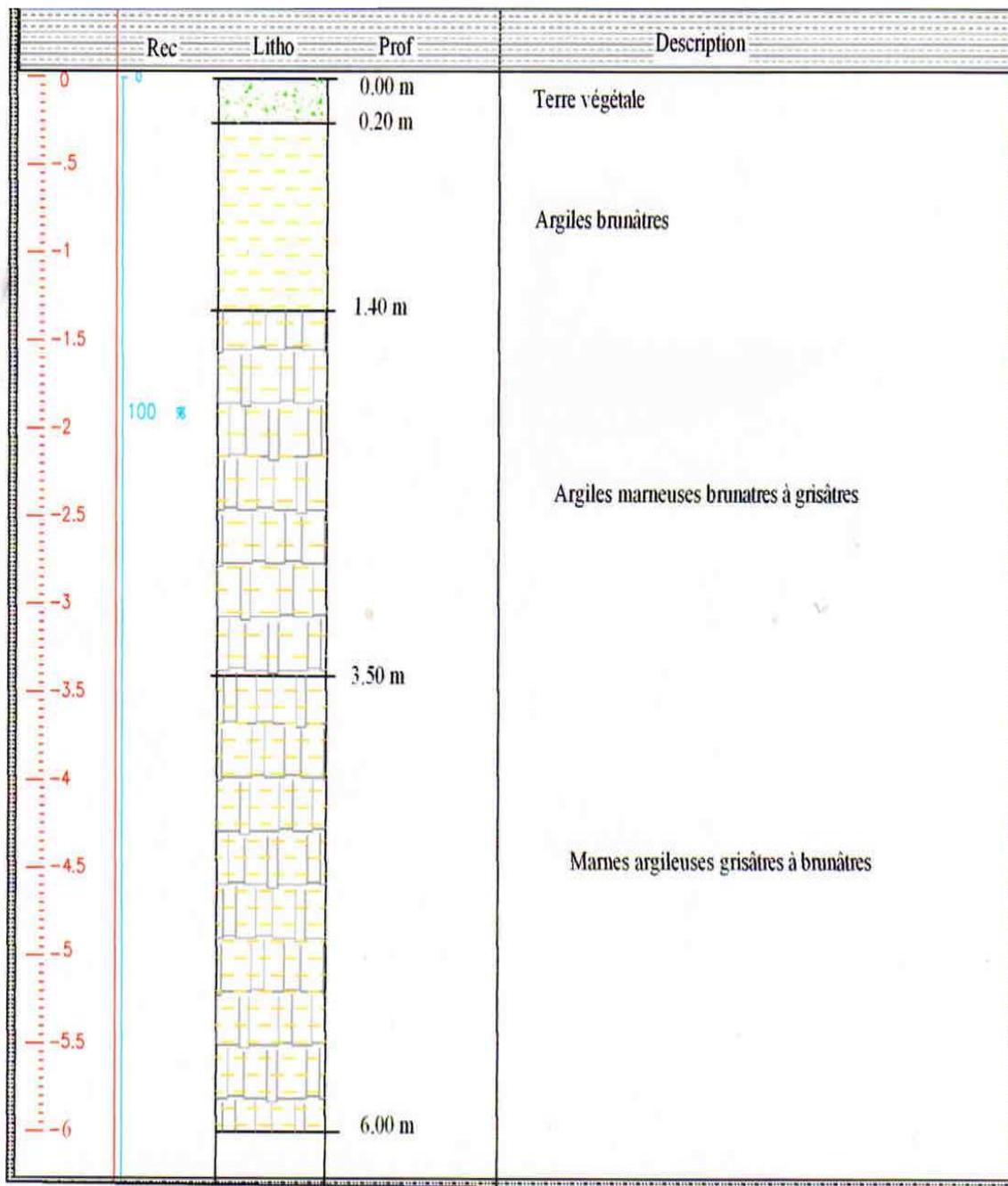
Coupe de sondage : P2 (digue).

Annexe A :

	Rec	Litho	Prof	Description
0			0.00 m	Terre végétale Argiles marneuses brunâtres
0.10			0.10 m	
0.30			0.30 m	
0.5				
1				
1.5				
2				
2.5				Marnes brunâtres à grisâtres
3				
3.5				
4				
4.5				
5				
5.5				
6			6.00 m	

Coupe de sondage : P4 (zone d'emprunt).

Annexe A :



Coupe de sondage : P5 (zone d'emprunt).

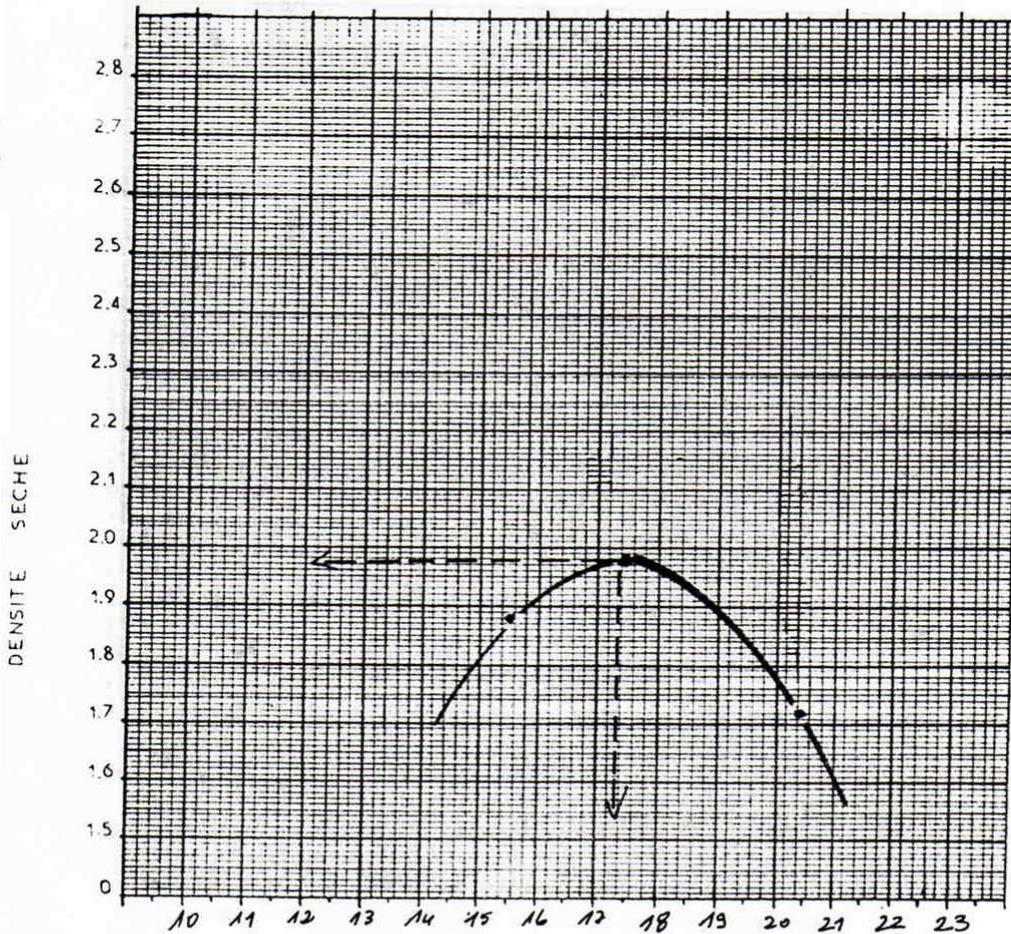
Annexe A :

ESSAI PROCTOR

Normal

~~Modifié~~

DATE D'ESSAI : 25/08/04 N° D'ÉCHANTILLON : 09 PUIS-ZONE : P2
LIEU DE PRELEVEMENT : Digue DATE DE PRELEVEMENT : 28/07/04
Profondeur 3.00m



TENEUR EN EAU W

TENEUR EN EAU OPTIMALE : 17,4%

DENSITE SECHE OPTIMALE : 1,97 g/cm³

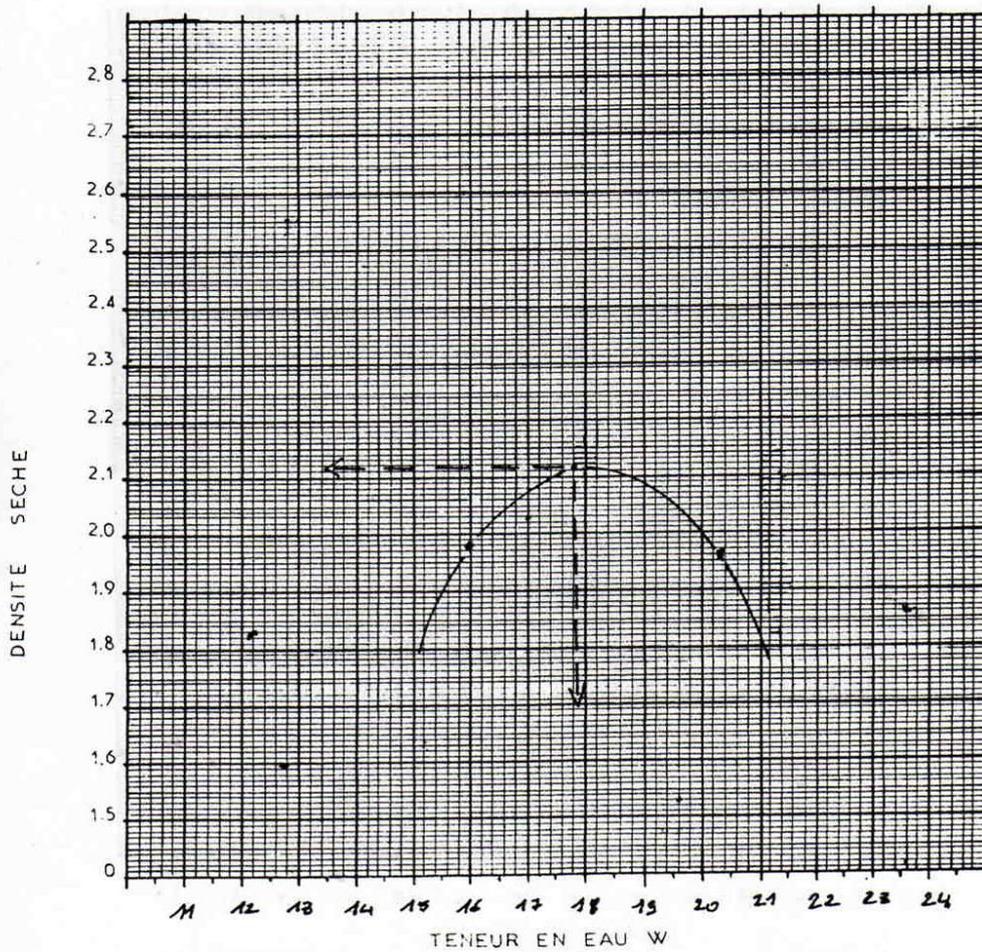
Annexe A :

ESSAI PROCTOR

Norm J.

Modifié

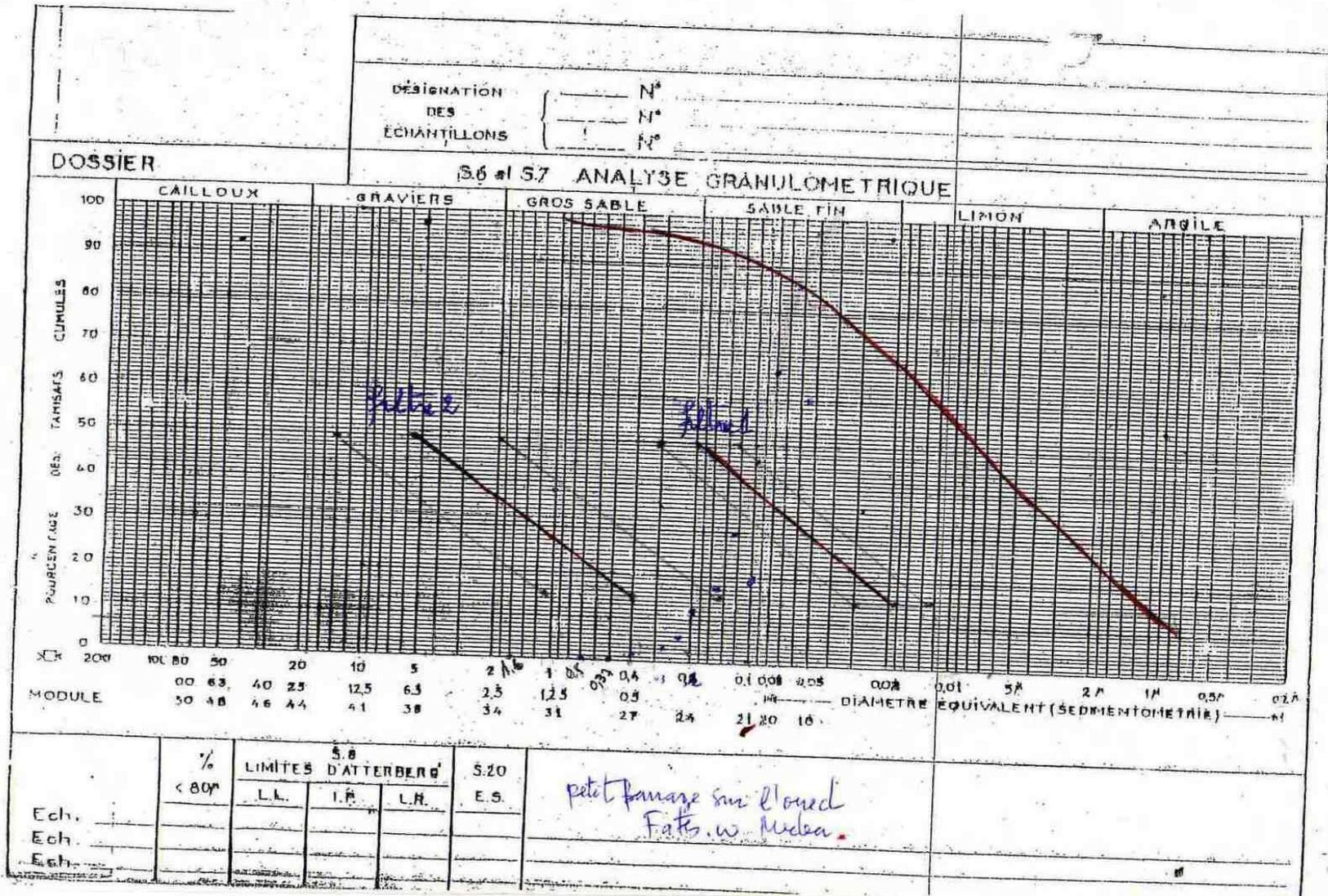
DATE D'ESSAI : 22.10.104 N° D'ECHANTILLON : 091 PUIS - ZONE : PH.
LIEU DE PRELEVEMENT : zone d'emprunt DATE DE PRELEVEMENT : 28.10.104
Profondeur 3.00m



TENEUR EN EAU OPTIMALE : 17.8%

DENSITE SECHE OPTIMALE : 2.11 g/cm³

Annexe A :



ANNEXE C :

$\gamma_d(t/m^3)$	1,81	$\theta(^{\circ})$	15,75	a	0,15							(r=33,15m)	coef de sécurité
		$C(t/m^2)$	4,15	$R(m)$	40,22	ETAT : DE FIN DE CONSTRUCTION						K_{ss}	
											K	1,36	
											as		
N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	G	T=GSin α	N=GCos α	li	C li	Tang θ	N Tang θ	a G r/R
-4	1,31	0,6	0	-0,4	0,91	1,42	-0,57	1,30	1,43	5,93	0,28	0,37	0,18
-3	4,022	2,2	0	-0,3	0,95	16,01	-4,80	15,28	4,22	17,50	0,28	4,28	1,98
-2	4,022	4,8	0	-0,2	0,97	34,94	-6,99	34,24	4,10	17,04	0,28	9,59	4,32
-1	4,022	7,13	0	-0,1	0,99	51,90	-5,19	51,64	4,04	16,78	0,28	14,46	6,42
0	4,022	9,05	0	0	1,00	65,88	0,00	65,88	4,02	16,69	0,28	18,45	8,15
1	4,022	9,95	0	0,1	0,99	72,43	7,24	72,07	4,04	16,78	0,28	20,18	8,96
2	4,022	11,06	0	0,2	0,97	80,5	16,10	78,89	4,10	17,04	0,28	22,09	9,95
3	4,022	11,73	0	0,3	0,95	85,3	25,62	81,46	4,22	17,50	0,28	22,81	10,56
4	4,022	11,95	0	0,4	0,91	86,99	34,80	79,73	4,39	18,21	0,28	22,32	10,76
5	4,022	11,63	0	0,5	0,86	84,66	42,33	73,32	4,64	19,27	0,28	20,53	10,47
6	4,022	10,58	0	0,6	0,80	77,02	46,21	61,62	5,03	20,86	0,28	17,25	9,52

ANNEXE C :

7	4,022	7,72	0	0,7	0,71	56,2	39,34	40,13	5,63	23,37	0,28	11,24	6,95	
8	3,75	3,13	0	0,8	0,60	21,24	17,00	12,75	6,25	25,94	0,28		2,63	
							211,0892				232,8985	183,559		90,82

$\gamma d(t/m^3)$	1,81	$\theta(^{\circ})$	15,75	a	0,15	(r=32,11m)						coef de	
		C	4,15	R(m)	37,25	ETAT : DE FIN DE						K ss	2,07
		(t/m²)				CONSTRUCTION (R=37,25 m)							
										K	1,46		
										as			
N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	G	T=GSinα	N=GCosα	li	C li	Tangθ	N Tangθ	a G r/R
-3	3,51	1,44	0	-0,3	0,95	9,14	-2,74	8,73	3,68	15,27	0,28	2,44	1,18
-2	3,725	3,55	0	-0,2	0,97	23,93	-4,79	23,45	3,80	15,78	0,28	6,57	3,09
-1	3,725	5,49	0	-0,1	0,99	37,01	-3,70	36,83	3,74	15,54	0,28	10,31	4,79
0	3,725	7,27	0	0	1,00	49,01	0,00	49,02	3,73	15,46	0,28	13,72	6,34
1	3,725	8,56	0	0,1	0,99	57,71	5,77	57,42	3,74	15,54	0,28	16,08	7,46
2	3,725	9,31	0	0,2	0,97	62,77	12,55	61,50	3,80	15,78	0,28	17,22	8,12
3	3,725	9,75	0	0,3	0,95	65,73	19,72	62,71	3,90	16,21	0,28	17,56	8,50

ANNEXE C :

4	3,725	9,92	0	0,4	0,91	66,88	26,75	61,30	4,06	16,87	0,28	17,16	8,65	
5	3,725	9,6	0	0,5	0,86	64,72	32,36	56,05	4,30	17,85	0,28	15,70	8,37	
6	3,725	8,69	0	0,6	0,80	58,59	35,15	46,87	4,66	19,32	0,28	13,12	7,58	
7	3,725	6,99	0	0,7	0,71	47,12	32,99	33,66	5,22	21,65	0,28	9,42	6,09	
8	3,725	4,38	0	0,8	0,60	29,53	23,62	17,72	6,21	25,76	0,28	4,96	3,82	
9	1,42	1,08	0	0,9	0,43	2,7		1,21	3,26	13,52	0,28	0,34	0,36	
							177,698				224,533			74,34
											144,61			

yd(t/m ³)		1,81	ø(°)	15,75	a	0,15	(r=32,43m)					coef de sécurité	
			C	4,15	R(m)	39,35	ETAT : DE FIN DE CONSTRUCTION (R=39,35 m)					K	2,05
			(t/m ²)									ss	
												as	1,41
N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	G	T=GSinα	N=GCosα	li	C li	Tangø	N	a G r/R
-4	0,93	0,74	0	-0,4	0,9165	1,246	-0,50	1,14	1,01	4,21	0,28	0,32	0,15
-3	3,935	2,01	0	-0,3	0,9539	14,316	-4,29	13,66	4,13	17,12	0,28	3,82	1,77
-2	3,935	4,35	0	-0,2	0,9798	30,982	-6,20	30,36	4,02	16,67	0,28	8,50	3,83
-1	3,935	6,63	0	-0,1	0,9950	47,221	-4,72	46,98	3,95	16,41	0,28	13,16	5,84

ANNEXE C :

0	3,935	8,4	0	0	1,0000	59,828	0,00	59,83	3,94	16,33	0,28	16,75	7,40	
1	3,935	9,34	0	0,1	0,9950	66,523	6,65	66,19	3,95	16,41	0,28	18,53	8,22	
2	3,935	10,32	0	0,2	0,9798	73,503	14,70	72,02	4,02	16,67	0,28	20,16	9,09	
3	3,935	11,06	0	0,3	0,9539	78,773	23,63	75,14	4,13	17,12	0,28	21,04	9,74	
4	3,935	11,22	0	0,4	0,9165	79,913	31,97	73,24	4,29	17,82	0,28	20,51	9,88	
5	3,935	10,8	0	0,5	0,8660	76,921	38,46	66,62	4,54	18,86	0,28	18,65	9,51	
6	3,935	10,02	0	0,6	0,8000	71,366	42,82	57,09	4,92	20,41	0,28	15,99	8,82	
7	3,935	7,83	0	0,7	0,7141	55,768	39,04	39,83	5,51	22,87	0,28	11,15	6,89	
8	3,88	3,32	0	0,8	0,6000	23,316	18,65	13,99	6,47	26,84	0,28	3,92	2,88	
								181,5561				200,892	172,50	84,02

$\gamma d(t/m^3)$	1,81	$\theta(^{\circ})$	15,75	a	0,15	(r=30,01m)						coef de sécurité	
		C (t/m²)	4,15	R(m)	36,92	ETAT : DE FIN DE CONSTRUCTION (R=36,92 m)						K ss	2,09
												K as	1,45
N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	G	T=GSinα	N=GCosα	li	C li	Tangθ	N Tangθ	a G r/R
-4	2,35	1	0	-0,4	0,9165	4,254	-1,70	3,90	2,56	10,64	0,28	1,09	0,52
-3	3,692	2,82	0	-0,3	0,9539	18,845	-5,65	17,98	3,87	16,06	0,28	5,03	2,30
-2	3,692	5,26	0	-0,2	0,9798	35,150	-7,03	34,44	3,77	15,64	0,28	9,64	4,29
-1	3,692	7,41	0	-0,1	0,9950	49,517	-4,95	49,27	3,71	15,40	0,28	13,80	6,04

ANNEXE C :

0	3,692	9,21	0	0	1,0000	61,546	0,00	61,55	3,69	15,32	0,28	17,23	7,50	
1	3,692	10	0	0,1	0,9950	66,825	6,68	66,49	3,71	16,40	0,28	20,62	8,15	
2	10,95	10,95	0	0,2	0,9798	217,024	43,40	212,64	11,18	48,38	0,28	59,54	26,46	
3	3,692	11,58	0	0,3	0,9539	77,384	23,22	73,82	3,87	16,06	0,28	23,67	9,44	
4	3,692	11,74	0	0,4	0,9165	78,453	31,38	71,90	4,03	16,72	0,28	20,13	9,57	
5	3,692	11,46	0	0,5	0,8660	76,582	38,29	66,32	4,26	17,69	0,28	18,57	9,34	
6	3,692	10,5	0	0,6	0,8000	70,166	42,10	56,13	4,62	19,15	0,28	15,72	8,56	
7	3,692	8,74	0	0,7	0,7141	58,405	40,88	41,71	5,17	23,45	0,28	11,68	7,12	
8	3,692	4,48	0	0,8	0,6000	29,938	23,95	17,96	6,15	25,54	0,28	6,03	3,65	
9	1,02	1,74	0	0,9	0,4359	3,212	2,89	1,40	2,34	10,71	0,28	0,39	0,39	
							233,46				267,165	223,14		103,31

$\gamma d(t/m^2)$	1,81	$\theta(^{\circ})$	15,75	a	0,15	(r=34,87m)						Coef de sécurité	
		C (t/m²)	4,15	R(m)	42,55	ETAT : DE FIN DE CONSTRUCTION (R=42,55m)						Kss	2,24
												Kas	1,44
N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	G	T=GSinα	N=GCosα	li	C li	Tangθ	N Tangθ	a G r/R
-4	4,255	1,31	0	-0,4	0,9165	10,089	-4,04	9,25	4,64	19,27	0,28	2,59	1,24
-3	4,255	3,54	0	-0,3	0,9539	27,263	-8,18	26,01	4,46	18,51	0,28	3,28	3,35
-2	4,255	5,19	0	-0,2	0,9798	39,971	-7,99	39,16	4,34	15,02	0,28	6,97	4,91

ANNEXE C :

-1	4,255	6,8	0	-0,1	0,9950	52,371	-5,24	52,11	4,28	14,75	0,28	14,59	6,44	
0	4,255	8,06	0	0	1,0000	62,074	0,00	62,07	4,26	14,66	0,28	13,24	7,63	
1	4,255	8,14	0	0,1	0,9950	62,691	9,27	62,38	4,28	14,75	0,28	13,47	7,71	
2	4,255	8,37	0	0,2	0,9798	64,462	16,33	63,16	4,34	15,02	0,28	13,68	7,92	
3	4,255	8,04	0	0,3	0,9539	61,920	24,29	59,07	4,46	15,35	0,28	14,54	7,61	
4	4,255	7,06	0	0,4	0,9165	54,373	28,75	49,83	4,64	16,27	0,28	9,93	6,68	
5	4,255	5,1	0	0,5	0,8660	39,278	24,69	34,02	4,91	17,39	0,28	6,13	4,83	
6	3,03	2,74	0	0,6	0,8000	15,027	18,02	12,02	3,79	13,72	0,28	2,37	1,85	
							111,9041				154,705	96,79		60,17

$\gamma_d(t/m^3)$	1,81	$\phi(^{\circ})$	15,75	a	0,15	(r=33,15m)						coef de sécurité	
$\gamma_{sat}(t/m^2)$	1,97	C	4,15	R(m)	40,22	ETAT : DE SERVICE						K _{ss}	1,98
		(t/m ²)				(R=40,22m)						K _{as}	1,37
N ^o	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	G	T=GSin α	N=GCos α	li	C li	Tang ϕ	N Tang ϕ	a G r/R
-4	1,31	0,6	0	-0,4	0,9165	1,423	-0,569	1,304	1,429	5,93	0,28	0,37	0,18
-3	4,022	2,2	0	-0,3	0,9539	16,016	-4,805	15,278	4,216	17,50	0,28	4,28	1,98
-2	4,022	4,8	0	-0,2	0,9798	34,943	-6,989	34,237	4,105	17,04	0,28	9,59	4,32
-1	4,022	7,13	0	-0,1	0,9950	51,905	-5,191	51,645	4,042	16,78	0,28	14,46	6,42
0	4,022	9,05	0	0	1,0000	65,882	0,000	65,882	4,022	16,69	0,28	18,45	8,15

ANNEXE C :

1	4,022	9,95	0	0,1	0,9950	72,434	7,243	72,071	4,042	16,78	0,28	20,18	8,96	
2	4,022	11,06	0	0,2	0,9798	80,515	16,103	78,888	4,105	17,04	0,28	22,09	9,95	
3	4,022	11,73	0	0,3	0,9539	85,392	25,618	81,459	4,216	17,50	0,28	22,81	10,56	
4	4,022	11,95	0	0,4	0,9165	86,994	34,798	79,731	4,388	18,21	0,28	22,32	10,76	
5	4,022	7,71	3,93	0,5	0,8660	85,507	42,754	74,052	4,644	19,27	0,28	20,73	10,57	
6	4,022	6,45	4,21	0,6	0,8000	77,175	46,305	61,740	5,028	20,86	0,28	17,29	9,54	
7	4,022	6,17	1,54	0,7	0,7141	56,200	39,340	40,135	5,632	23,37	0,28	11,24	6,95	
8	3,75	3,13	0	0,8	0,6000	21,245	16,996	12,747	6,250	25,938	0,28	3,57	2,63	
							211,6034				232,8985	187,367		90,95

$\gamma_d(t/m^3)$	1,81	$\theta(^{\circ})$	15,75	a	0,15	ETAT : DE SERVICE (R=37,25 m) , (r=32,11m)						coef de sécurité		
$\gamma_{sat}(t/m^2)$	1,97	C (t/m ²)	4,15	R(m)	37,25							K_{ss}		2,03
					K_{as}							1,45		
N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	G	T=GSinα	N=GCosα	li	C li	Tangθ	N Tangθ	a G r/R	
-3	3,51	1,44	0	-0,3	0,9539	9,148	-2,74	8,727	3,679	15,27	0,28	2,44	1,18	
-2	3,725	3,55	0	-0,2	0,9798	23,935	-4,79	23,451	3,802	15,78	0,28	6,57	3,09	
-1	3,725	5,49	0	-0,1	0,9950	37,015	-3,70	36,829	3,744	15,54	0,28	10,31	4,79	

ANNEXE C :

0	3,725	7,27	0	0	1,0000	49,016	0,00	49,016	3,725	15,46	0,28	13,72	6,34
1	3,725	8,56	0	0,1	0,9950	57,714	5,77	57,424	3,744	15,54	0,28	16,08	7,46
2	3,725	9,31	0	0,2	0,9798	62,770	12,55	61,502	3,802	15,78	0,28	17,22	8,12
3	3,725	9,75	0	0,3	0,9539	65,737	19,72	62,709	3,905	16,21	0,28	17,56	8,50
4	3,725	9,92	0	0,4	0,9165	66,883	26,75	61,299	4,064	16,87	0,28	17,16	8,65
5	3,725	9,6	0	0,5	0,8660	64,726	32,36	56,054	4,301	17,85	0,28	15,70	8,37
6	3,725	8,69	0	0,6	0,8000	58,590	35,15	46,872	4,656	19,32	0,28	13,12	7,58
7	3,725	6,16	0,92	0,7	0,7141	47,128	32,99	33,656	5,216	21,65	0,28	9,42	6,09
8	3,725	4,38	0	0,8	0,6000	29,531	23,62	17,719	6,208	25,76	0,28	4,96	3,82
9	1,42	1,08	0	0,9	0,4359	2,776	2,50	1,210	3,258	13,52	0,28	0,34	0,36
							180,197						74,34
										224,533	144,61		

ANNEXE C :

$\gamma_d(t/m^3)$		1,81	$\phi(^{\circ})$	15,75	a	0,15	ETAT : DE SERVICE (R=39,35 m) , (r=32,43m)						coef de sécurité	
$\gamma_{sat}(t/m^2)$		1,97	C	4,15	R(m)	39,35							K ss	2,06
			(t/m ²)										K as	1,4
N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	G	T=GSin α	N=GCos α	li	C li	Tang ϕ	N Tang ϕ	a G r/R	
-4	0,93	0,74	0	-0,4	0,9165	1,246	-0,50	1,142	1,015	4,21	0,28	0,32	0,154	
-3	3,935	2,01	0	-0,3	0,9539	14,316	-4,29	13,657	4,125	17,12	0,28	3,82	1,770	
-2	3,935	4,35	0	-0,2	0,9798	30,982	-6,20	30,356	4,016	16,67	0,28	8,50	3,830	
-1	3,935	6,63	0	-0,1	0,9950	47,221	-4,72	46,984	3,955	16,41	0,28	13,16	5,838	
0	3,935	8,4	0	0	1,0000	59,828	0,00	59,828	3,935	16,33	0,28	16,75	7,396	
1	3,935	9,34	0	0,1	0,9950	66,523	6,65	66,189	3,955	16,41	0,28	18,53	8,224	
2	3,935	10,32	0	0,2	0,9798	73,503	14,70	72,018	4,016	16,67	0,28	20,16	9,086	
3	3,935	11,06	0	0,3	0,9539	78,773	23,63	75,145	4,125	17,12	0,28	21,04	9,738	
4	3,935	11,22	0	0,4	0,9165	79,913	31,97	73,241	4,293	17,82	0,28	20,51	9,879	
5	3,935	9,36	1,58	0,5	0,8660	77,142	38,57	66,807	4,544	18,86	0,28	18,71	9,536	
6	3,935	6,31	3,73	0,6	0,8000	71,366	42,82	57,093	4,919	20,41	0,28	15,99	8,822	
7	3,935	6,42	1,41	0,7	0,7141	55,768	39,04	39,826	5,510	22,87	0,28	11,15	6,894	
8	3,88	3,32	0	0,8	0,6000	23,316	18,65	13,989	6,467	26,84	0,28	3,92	2,882	
							181,6663			200,892		172,56	84,050	

ANNEXE C :

$\gamma_d(t/m^3)$		1,81	$\theta(^{\circ})$		15,7 5	a		0,15		ETAT : DE SERVICE (R=36,92 m), (r=30,01m)				coef de sécurité	
$\gamma_{sat}(t/m^2)$		1,97	C (t/m ²)		4,15	R(m)		36,92						K	2,04
														K	1,42
N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	G	T=GSin α	N=GCos α	li	C li	Tang θ	N Tang θ	a G r/R		
-4	2,35	1	0	-0,4	0,9165	4,254	-1,701	3,898	2,564	10,64	0,28	1,09	0,52		
-3	3,692	2,82	0	-0,3	0,9539	18,845	-5,653	17,977	3,870	16,06	0,28	5,03	2,30		
-2	3,692	5,26	0	-0,2	0,9798	35,150	-7,030	34,440	3,768	15,64	0,28	9,64	4,29		
-1	3,692	7,41	0	-0,1	0,9950	49,517	-4,952	49,269	3,711	15,40	0,28	13,80	6,04		
0	3,692	9,21	0	0	1,0000	61,546	0,000	61,546	3,692	15,32	0,28	17,23	7,50		
1	3,692	10	0	0,1	0,9950	66,825	6,683	66,490	3,711	15,40	0,28	18,62	8,15		
2	10,95	10,9 5	0	0,2	0,9798	217,02 4	43,405	212,639	11,176	46,38	0,28	59,54	26,46		
3	3,692	11,5 8	0	0,3	0,9539	77,384	23,215	73,819	3,870	16,06	0,28	20,67	9,44		

ANNEXE C :

4	3,692	11,7 4	0	0,4	0,9165	78,453	31,381	71,903	4,028	16,72	0,28	20,13	9,57
5	3,692	9.61	1.89	0,5	0,8660	77,184	38,592	66,843	4,263	17,69	0,28	18,72	9,41
6	3,692	6.28	4.28	0,6	0,8000	70,267	42,160	56,214	4,615	19,15	0,28	15,74	8,57
7	3,692	6.55	2.19	0,7	0,7141	58,405	40,884	41,710	5,170	21,45	0,28	11,68	7,12
8	3,692	4,48	0	0,8	0,6000	29,938	23,950	17,963	6,153	25,54	0,28	5,03	3,65
9	1,02	1,74	0	0,9	0,4359	3,212	2,891	1,400	2,340	9,71	0,28	0,39	0,39
							233,824				261,16 5	217,31	103,3 9

γd(t/m³)	1,81	ø(°)	15,75	a	0,15	ETAT : DE SERVICE (R=42,55m) , (r=34,87m)						Coef de sécurité			
γsat(t/m²)	1,97	C (t/m²)	4,15	R(m)	42,55							Kss		2,17	
												Kas		1,43	
N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	G	T=GSina	N=GCosa	li	C li	Tangø	N Tangø	a G r/R		
-4	4,255	1,31	0	-0,4	0,9165	10,089	0,504	9,247	4,64	17,27	0,28	2,59	1,24		
-3	4,255	3,54	0	-0,3	0,9539	27,263	-8,179	26,008	4,46	15,51	0,28	5,27	3,35		
-2	4,255	5,19	0	-0,2	0,9798	39,971	-7,994	39,163	4,34	15,02	0,28	7,97	4,91		
-1	4,255	6,8	0	-0,1	0,9950	52,371	-5,237	52,108	4,28	14,75	0,28	9,33	6,44		
0	4,255	8,06	0	0	1,0000	62,074	0,000	62,074	4,26	14,66	0,28	13,38	7,63		

ANNEXE C :

1	4,255	8,14	0	0,1	0,9950	62,691	10,269	62,376	4,28	14,99	0,28	13,47	7,71	
2	4,255	8,37	0	0,2	0,9798	64,462	23,368	63,160	4,34	15,02	0,28	13,68	7,92	
3	4,255	8,04	0	0,3	0,9539	61,920	29,576	59,068	4,46	15,51	0,28	13,54	7,61	
4	4,255	7,06	0	0,4	0,9165	54,373	34,749	49,834	4,64	15,27	0,28	8,95	6,68	
5	4,255	5,1	0	0,5	0,8660	39,278	26,369	34,016	4,91	16,39	0,28	2,52	4,83	
6	3,03	2,74	0	0,6	0,8000	15,027	15,247	12,022	3,79	10,72	0,28	1,57	1,85	
							118,6713				165,110	92,27		60,17

$\gamma_d(t/m^3)$	1,81	$\phi(^{\circ})$	15,7	a	0,15	ETAT : DE vidange rapide ,(r=34,47m) (R=40,19 m)						coef de sécurité			
$\gamma \cdot (t/m^2)$	0,97	C	4,15	R(m)	40,19							K ss		2,58	
		(t/m²))								K		1,85	
												as			
N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	G	T=GSin α	N=GCos α	li	C li	Tangϕ	N Tangϕ	a G r/R		
-4	1,95	0	0,75	-0,4	0,9165	1,4186	-0,567	1,3002	2,1276	8,83	0,28	0,364	0,18		
-3	4,019	0	2,66	-0,3	0,9539	10,3698	-3,111	9,8922	4,2131	17,48	0,28	2,770	1,33		
-2	4,019	0	4,79	-0,2	0,9798	18,6735	-3,735	18,2962	4,1019	17,02	0,28	5,123	2,40		
-1	4,019	0	6,82	-0,1	0,9950	26,5873	-2,659	26,4540	4,0392	16,76	0,28	7,407	3,42		

ANNEXE C :

0	4,019	0	8,59	0	1,0000	33,4875	0,000	33,4875	4,0190	16,68	0,28	9,377	4,31	
1	4,019	0	9,33	0,1	0,9950	36,3724	5,637	36,1900	4,0392	16,76	0,28	10,133	4,68	
2	4,019	0	10,0 7	0,2	0,9798	39,2572	9,851	38,4640	4,1019	17,02	0,28	10,770	5,05	
3	4,019	0	10,4 4	0,3	0,9539	40,6996	14,210	38,8250	4,2131	17,48	0,28	10,871	5,24	
4	4,019	0	10,3 4	0,4	0,9165	40,3098	17,124	36,9445	4,3851	18,20	0,28	9,344	5,19	
5	4,019	0	9,73	0,5	0,8660	37,9317	18,966	32,8498	4,6407	19,26	0,28	8,198	4,88	
6	4,019	0	4.14	0,6	0,8000	33,8118	21,287	27,0495	5,0238	19,85	0,28	7,574	4,35	
7	4,019	3.12	3.16	0,7	0,7141	41,3077	29,915	29,4996	5,6277	23,36	0,28	8,260	5,31	
8	3,4	3,22	0	0,8	0,6000	19,8159	18,853	11,8895	5,6667	23,52	0,28	3,329	2,55	
							125,772				232,226	93,520		48,89

ANNEXE C :

$\gamma d(t/m^3)$		1,81	$\theta(^{\circ})$	15,75	a	0,15	ETAT : DE vidange rapide ,(r=36,35m) (R=42,78m)						coef de sécurité			
$\gamma \cdot (t/m^2)$		0,97	C	4,15	R(m)	42,78							K ss		2,66	
			(t/m ²)										K as		1,9	
N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	G	T=GSin α	N=GCos α	li	C li	Tang θ	N Tang θ	a G r/R			
-4	1,64	0	0,61	-0,4	0,9165	0,9704	-0,3882	0,8894	1,7894	7,43	0,28	0,249	0,12			
-3	4,278	0	2,23	-0,3	0,9539	9,2537	-2,7761	8,8275	4,4846	18,61	0,28	2,472	1,18			
-2	4,278	0	4,57	-0,2	0,9798	18,9639	-3,7928	18,5808	4,3662	18,12	0,28	5,203	2,42			
-1	4,278	0	6,65	-0,1	0,9950	27,5952	-2,7595	27,4569	4,2996	17,84	0,28	7,688	3,52			
0	4,278	0	8,53	0	1,0000	35,3966	0,0000	35,3966	4,2780	17,75	0,28	8,911	4,51			
1	4,278	0	9,32	0,1	0,9950	38,6748	3,8675	38,4810	4,2996	17,84	0,28	9,775	4,93			
2	4,278	0	10,12	0,2	0,9798	41,9946	9,3989	41,1461	4,3662	18,12	0,28	11,521	5,35			
3	4,278	0	10,05	0,3	0,9539	41,7041	12,5112	39,7832	4,4846	18,61	0,28	11,139	5,32			
4	4,278	0	10,41	0,4	0,9165	43,1980	18,2792	39,5916	4,6677	19,37	0,28	11,086	5,51			
5	4,278	0	9,75	0,5	0,8660	40,4592	22,2296	35,0387	4,9398	20,50	0,28	9,811	5,16			
6	4,278	1.82	4.14	0,6	0,8000	41,7375	25,0425	33,3900	5,3475	21,19	0,28	9,349	5,32			
7	4,278	7.16	1.28	0,7	0,7141	48,2400	35,7680	34,4503	5,9904	23,86	0,28	9,646	6,15			
8	3,56	2,17	0	0,8	0,6000	13,9826	11,1861	8,3896	5,9333	23,62	0,28	2,349	1,78			
							128,5664				242,8741			99,198	51,26	

ANNEXE C :

$\gamma d(t/m^3)$	1,81	$\phi(^{\circ})$	15,75	a	0,15	ETAT : DE vidange rapide ,(r=34,90m) (R=41,14 m)						coef de sécurité	
γ' (t/m ²)	0,97	C (t/m ²)	4,15	R(m)	41,14							K _{ss}	2,51
					K _{as}							1,81	
N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	G	T=GSin α	N=GCos α	li	C li	Tang ϕ	N Tang ϕ	a G r/R
-4	1,71	0	0,76	-0,4	0,9165	1,2606	-0,5042	1,1554	1,8658	7,74	0,28	0,324	0,16
-3	4,114	0	2,57	-0,3	0,9539	10,2558	-3,0767	9,7834	4,3126	17,90	0,28	2,739	1,31
-2	4,114	0	5,02	-0,2	0,9798	20,0327	-4,0065	19,6280	4,1988	17,43	0,28	5,496	2,55
-1	4,114	0	7,15	-0,1	0,9950	28,5326	-2,8533	28,3896	4,1347	17,16	0,28	7,949	3,63
0	4,114	0	8,72	0	1,0000	34,7979	0,0000	34,7979	4,1140	17,07	0,28	8,743	4,43
1	4,114	0	9,79	0,1	0,9950	39,0678	3,9068	38,8719	4,1347	17,16	0,28	10,884	4,97
2	4,114	0	10,19	0,2	0,9798	40,6640	9,1328	39,8424	4,1988	17,43	0,28	11,156	5,17
3	4,114	0	10,61	0,3	0,9539	42,3401	12,7020	40,3898	4,3126	17,90	0,28	11,309	5,39
4	4,114	0	10,49	0,4	0,9165	41,8612	18,7445	38,3664	4,4887	18,63	0,28	9,743	5,33
5	4,114	0	9,23	0,5	0,8660	36,8331	21,4165	31,8984	4,7504	19,71	0,28	7,932	4,69
6	4,114	0,97	5,08	0,6	0,8000	39,1916	25,5150	31,3533	5,1425	20,34	0,28	7,779	4,99
7	4,114	4,04	2,43	0,7	0,7141	47,3995	34,1796	33,8500	5,7608	21,91	0,28	8,478	6,03

ANNEXE C :

8	3,98	2,79	0	0,8	0,6000	20,0986	16,0789	12,0592	6,6333	25,53	0,28	3,377	2,56	
							131,2353				235,899	95,908		51,20

ANNEXE C :

$\gamma d(t/m^3)$	1,81	$\phi(^{\circ})$	15,75	a	0,15	(r=34,4m)						Coef de sécurité	
γ (t/m ²)	0,97	C (t/m ²)	4,15	R(m)	38,6	ETAT : DE VIDANGE RAPIDE (R=38,6m)						Kss	2,62
												Kas	1,79
N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	G	T=GSin α	N=GCos α	li	C li	Tang ϕ	N Tang ϕ	a G r/R
-3	3,86	0	2,77	-0,3	0,9539	10,3714	-3,1114	9,8937	4,046	16,79	0,28	2,77	1,39
-2	3,86	0	5,06	-0,2	0,9798	18,9457	-3,7891	18,5629	3,940	16,35	0,28	4,20	2,53
-1	3,86	0	6,95	-0,1	0,9950	26,0222	-2,6022	25,8918	3,879	16,10	0,28	6,25	3,48
0	3,86	0	8,41	0	1,0000	31,4887	0,0000	31,4887	3,860	16,02	0,28	7,82	4,21
1	3,86	0	9,5	0,1	0,9950	35,5699	4,5570	35,3916	3,879	16,10	0,28	9,91	4,75
2	3,86	0	9,73	0,2	0,9798	36,4311	7,2862	35,6950	3,940	16,35	0,28	9,99	4,87
3	3,86	0	10,09	0,3	0,9539	37,7790	12,3337	36,0388	4,046	16,79	0,28	10,09	5,05
4	3,86	0	10,01	0,4	0,9165	37,4794	16,9918	34,3505	4,212	17,48	0,28	8,62	5,01
5	3,86	0	9,43	0,5	0,8660	35,3078	17,6539	30,5775	4,457	18,50	0,28	6,56	4,72
6	3,86	0	8,04	0,6	0,8000	30,1034	21,0620	24,0827	4,825	19,02	0,28	6,74	4,02
7	3,86	4,18	2,1	0,7	0,7141	33,6573	25,5601	24,0361	5,405	21,43	0,28	4,73	4,50
8	3,86	3,2	0	0,8	0,6000	22,3571	18,8857	13,4143	6,433	25,70	0,28	2,76	2,99
9	0,74	0,76	0	0,9	0,4359	1,0179	0,9161	0,4437	1,698	6,05	0,28	0,12	0,14
							115,7438				222,676	80,56	47,66

ANNEXE C :

$\gamma_d(t/m^3)$	1,81	$\phi(^{\circ})$	15,75	a	0,15	(r=32,73m)						coef de sécurité	
γ' (t/m ²)	0,97	C (t/m ²)	4,15	R(m)	39,22	ETAT : DE vidange rapide (R=39,32 m)						K	2,63
												ss	
												K as	1,88
N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	G	T=GSin α	N=GCos α	li	C li	Tang ϕ	N	a G Tang ϕ r/R
-2	3,93	0	3,2	-0,2	0,97980	12,1739	-2,4348	11,9279	4,003	13,612	0,28	3,340	1,52
-1	3,93	0	5,1	-0,1	0,99499	19,4021	-1,9402	19,3049	3,942	14,385	0,28	3,400	2,43
0	3,93	0	6,6	0	1,00000	25,1086	0,0000	25,1086	3,922	15,273	0,28	5,030	3,14
1	3,93	0	7,71	0,1	0,99499	29,3315	3,9300	29,1844	3,942	16,358	0,28	6,170	3,67
2	3,93	0	8,42	0,2	0,97980	32,0325	8,4060	31,3854	4,003	16,612	0,28	7,788	4,01
3	3,93	0	8,22	0,3	0,95394	31,2717	9,3815	29,8313	4,111	17,062	0,28	10,360	3,91
4	3,93	0	8,13	0,4	0,91652	30,9293	15,3700	28,3472	4,279	17,759	0,28	8,930	3,87
5	3,93	0	7,54	0,5	0,86603	28,6847	20,3400	24,8417	4,529	18,794	0,28	7,965	3,59
6	3,93	0	6,33	0,6	0,80000	24,0815	21,3500	19,2652	4,903	18,960	0,28	5,394	3,01
7	3,93	0	4,35	0,7	0,71414	16,5489	15,5800	11,8183	5,492	19,791	0,28	2,309	2,07
8	3..93	1.07	0,78	0,8	0,60000	8,4887	11,7900	5,0932	5,100	20,165	0,28	1,426	1,06

ANNEXE C :

9	3.93	4.14	0.17	0.9	0.4359	5.,236	9.4578	4.125	5.21	21.23	0.28	1.02	0.97	
10	1.64	1.52	0	1.0	0.3128	3.450	7.321	0.4247	5.34	22.01	0.28	0.56	0.77	
							100,8284				202,214	62,952		32,70

Annexe D:

Volume des travaux de l'évacuateur de crue :

Coupes	Surface (m ²)					Surface moyenne (m ²)					Longueur (m)	Volume (m ³)				
	Déblai	remblai	sable	Béton de propriété	Béton armé	Déblai	remblai	sable	Béton de propriété	Béton armé		Déblai	remblai	sable	Béton de propriété	Béton armé
0-0	0	0	0	0	0	36,110	19,467	1,180	0,230	4,930	9,645	348,273	187,754	11,381	2,218	47,549
A-A	72.2192	38.9334	2.36	0.46	9.86											
						48,599	38,933	2,360	0,390	9,855	10,046	488,202	391,105	23,707	3,918	98,998
B-B	24.9789	38.9334	2.36	0.32	9.85											
						24,360	34,569	1,890	0,250	8,129	7,572	184,460	261,768	14,312	1,891	61,556
C-C	23.7401	30.204	1.42	0.1795	6.408											
						36,521	28,120	1,640	0,262	7,028	13,586	496,164	382,041	22,281	3,563	95,482
D-D	49.3009	26.0368	1.86	0.345	7.648											
						61,367	22,212	1,610	0,391	6,688	15,970	980,013	354,725	25,711	6,238	106,797
E-E	73.4332	18.388	1.36	0.4362	5.727											
						150,327	15,859	1,360	0,674	5,558	48,237	7251,289	765,008	65,602	32,507	268,077
F-F	473..2416	13.3308	1.36	0.9116	5.388											
						171,759	13,303	1,460	0,758	5,675	14,819	2545,226	197,138	21,635	11,230	84,088
G-G	116.2978	13.276	1.56	0.604	5.961											
						67,082	13,117	1,575	0,426	5,936	22,290	1495,272	292,381	35,107	9,484	132,303
H-H	17.8669	12.9582	1.59	0.247	5.91											
						8,933	6,479	0,795	0,1235	2,955	6,88	61,462	44,576	5,470	0,850	20,330
0-0	0	0	0	0	0											
											total (m3)	13850,362	2876,498	225,206	71,898	915,181

Annexe D:

Volumes des travaux de la vidange du fond et prise d'eau.

Coupes	Surface (m ²)						Surface moyenne (m ²)						Longueur (m)	Volume (m ³)					
	Déblai	remblai	enrochemen t	Béton de propreté	Béton armé	Béton d'anrobage	Déblai	remblai	enrochement	Béton de propreté	Béton armé	Béton d'enrobage		Déblai	remblai	enrochement	Béton de propreté	Béton armé	Béton d'enro bage
0	0	0	0	0	0	0	2,525	2,01	3,465	0,095	2,21	0	7,93	20,02	15,94	27,48	0,75	17,53	0,00
A- A	5,05	4,02	6,93	0,19	4,42	0	5,595	3,925	3,465	0,19	4,195	0,425	5	27,98	19,63	17,33	0,95	20,98	2,13
B- B	6,14	3,83	0	0,19	3,97	0,85	3,625	2,525	0	0,15	1,985	0,925	24,96	90,48	63,02	0,00	3,74	49,55	23,09
C- C	1,11	1,22	0	0,11	0	1	0,565	0,616	0	0,11	0	1	40,045	22,63	24,67	0,00	4,40	0,00	40,05
D- D	0,02	0,012	0	0,11	0	1	3,975	0,621	0	0,195	5,575	0,5	58,92	234,2	36,59	0,00	11,49	328,48	29,46
E- E	7,93	1,23	0	0,28	11,15	0	3,965	0,615	0	0,14	5,575	0	1,54	6,11	0,95	0,00	0,22	8,59	0,00
0	0	0	0	0	0	0						total (m³)	401,4	160,79	44,80	21,56	425,11	94,72	

Annexe D:

1. Protection amont de la digue :

Coupes	Surface (m ²)			Surface moyenne (m ²)			Longueur (m)	Volume (m ³)		
	enrochement Rip-Rap	gravier	Sable	roche	gravier	Sable		roche	gravier	Sable
0-0	0	0	0	2,9	1,18	1,03	12,42	35,40	14,59	12,73
1--1	5.7	2.35	2.05	7,6	3,49	3,29	13,74	103,94	47,88	45,14
				10,9	5,34	5,19	14,2	155,28	75,83	73,63
2--2	9.43	4.62	4.52	14,7	6,85	6,02	21,71	319,14	148,60	130,69
				19,4	9,06	7,95	23,94	463,36	216,90	190,20
3--3	12.44	6.06	5.85	24,7	11,60	10,02	22,63	559,19	262,51	226,64
				27,3	12,97	10,76	20,93	571,91	271,36	225,21
4--4	16.96	7.63	6.19	26,0	12,90	10,96	15,74	409,40	203,05	172,43
				19,4	9,06	7,95	23,94	463,36	216,90	190,20
5--5	21.75	10.49	9.70	27,3	12,97	10,76	20,93	571,91	271,36	225,21
				24,7	11,60	10,02	22,63	559,19	262,51	226,64
6--6	27.67	12.71	10.33	27,3	12,97	10,76	20,93	571,91	271,36	225,21
				27,3	12,97	10,76	20,93	571,91	271,36	225,21
7-7	26.98	13.22	11.19	27,3	12,97	10,76	20,93	571,91	271,36	225,21
				27,3	12,97	10,76	20,93	571,91	271,36	225,21

Annexe D:

8-8	25.04	12.58	10.72							
				24,6	11,94	10,80	16,36	403,19	195,26	176,61
9-9	24.25	11.29	10.87							
				22,1	10,53	10,00	22,61	499,34	237,97	226,10
10.10	19.92	9.76	9.13							
				17,3	8,46	8,09	24,06	415,52	203,43	194,53
11.11	14.62	7.15	7.04							
				12,8	6,25	6,09	15,27	195,76	95,44	92,99
12.12	11.02	5.35	5.14							
				5,5	2,68	2,57	19,93	109,81	53,31275	51,22
0--0	0	0	0					4241,24	2026,12	1818,11
				total (m3)						

Annexe D:

2. Prisme de drainage et tapis drainant :

Coupes	Surface (m ²)				Surface moyenne (m ²)				Longueur (m)	Volume (m ³)			
	pierre	roche	gravier	Sable	pierres	roche	gravier	Sable		pierres	roche	gravier	Sable
o-o	0	0	0	0	0	0,1785	0,1035	0,1285	12,42	0	2,22	1,29	1,60
1-1	0	0.357	0.207	0.257	0	0,9035	1,5985	0,633	13,74	0	12,41	21,96	8,70
2-2	0	1.45	2.99	1.009	0	1,775	3,93	1,4795	14,2	0	25,21	55,81	21,01
3-3	0	2.10	4.87	1.95	0	2,475	6,085	2,315	21,71	0	53,73	132,11	50,26
4-4	0	2.85	7.30	2.68	0	3,14	8,375	2,97	23,94	0	75,17	200,50	71,10
5-5	0	3.43	9.45	3.26	15,7	8,785	22,35	8,58	22,63	355,52	198,80	505,78	194,17
6-6	31.42	14.14	35.25	13.90	31,5	11,31	34,335	11,125	20,93	658,35	236,72	718,63	232,85
7-7	31.49	8.48	33.42	8.35	31,2	11,305	34,31	11,125	15,74	490,38	177,94	540,04	175,11
8-8	30.82	14.13	35.20	13.90	15,4	8,935	22,95	8,735	16,36	252,11	146,18	375,46	142,90

Annexe D:

9-9	0	3.74	10.70	3.57									
					0	3,47	9,635	3,3	22,61	0	78,46	217,85	74,61
10-	0	3.20	8.57	3.03									
10					0	2,865	7,41	2,705	24,06	0	68,93	178,28	65,08
11--	0	2.53	6.25	2.38									
11					0	2,18	5,16	2,025	15,27	0	33,29	78,79	30,92
12--	0	1.83	4.07	1.67									
12					0	0,92	2,04	0,84	19,93	0	18,24	40,56	16,64
0--0	0	0	0	0									
						total (m3)				1756,36	1127,29	3067,05	1084,95

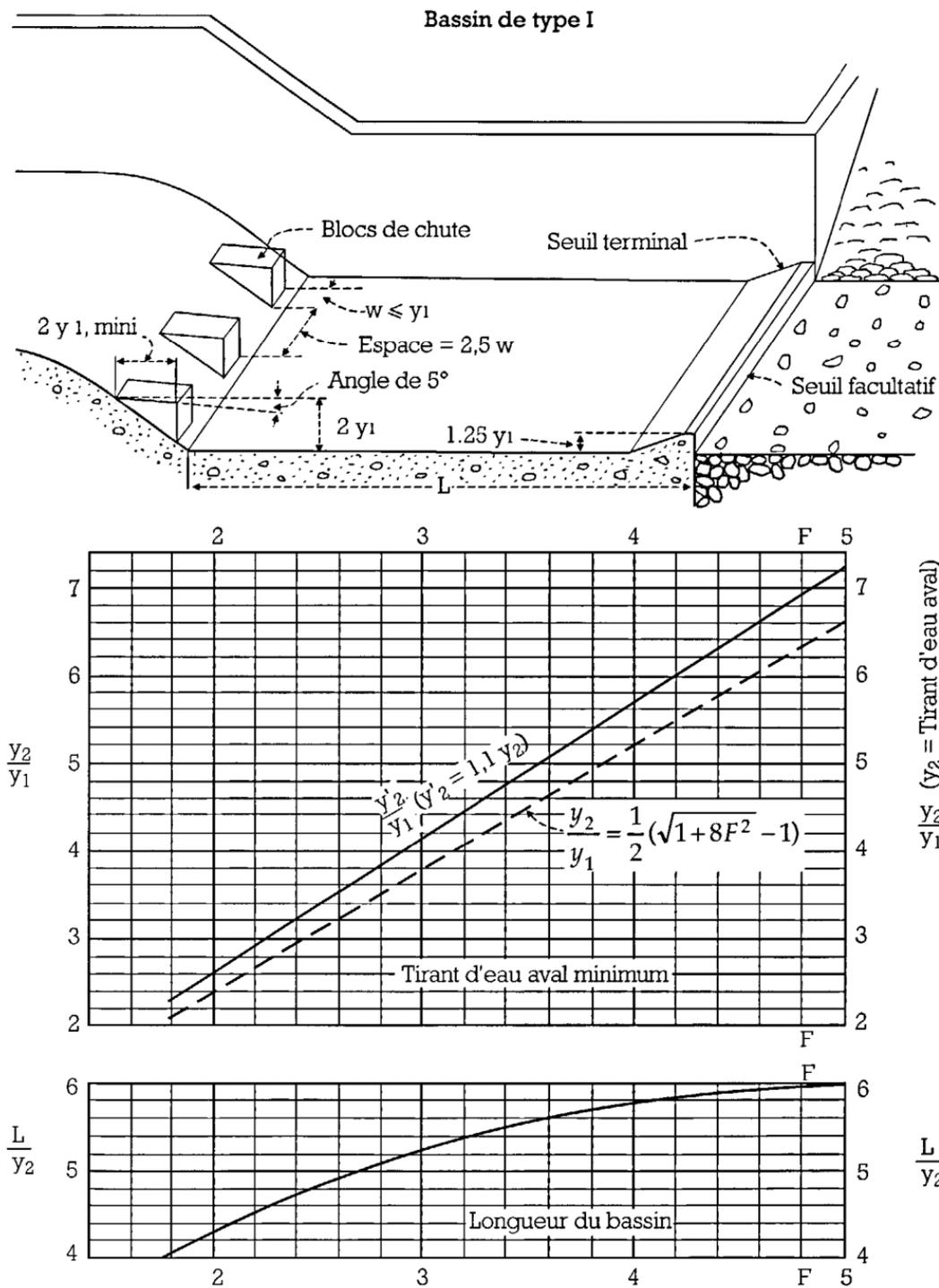


Figure 2.32 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude compris entre 2,5 et 4,5 (traduit de [5]).