

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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

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

THÈME DU PROJET :

**ETUDE DE RESIMONSIONNEMENT D'UN PETIT
BARRAGE SUR OUED TOUILA
(WILAYA DE MEDEA)**

RESENTÉ PAR : ZAOUI Lynda

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
A.HADJ SADOK	Maître de Conférences (A)	Président
S.TOUMI	Maître de Conférences (B)	Examineur
D.DJOUDAR	Maître de Conférences (B)	Examinatrice
M.BOUZIANE	Maître Assistant (A)	Examineur
M.HASSANE	Maître de conférences (B)	Promoteur

Promotion 2015/2016

Dédicace

*A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie,
on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui
ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence,*

Maïs surtout les mauvais.....

Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur dire,

Soutenus sans réserve, aimés sans compter.....

*ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à
qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.....*

A tous ma famille

Z.LYNDIA

Remerciements

*J'adresse en premier lieu ma reconnaissance à notre **DIEU** tout puissant, de m'avoir donné le courage et la volonté pour bien mener à ce travail, Car sans leur volition rien n'est possible.*

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à tous ceux qui m'ont apportés un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, ma famille : mes parents et mes frères.

*Toutes mes gratitudes et mes reconnaissances au monsieur **MOHAMED HASSEN** pour ses judicieux conseils ainsi que ses disponibilités tout au long de l'élaboration de ce travail.*

Mes pensées vont pareillement à tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation du début jusqu'à ce moment.

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

*Je tiens à remercier toute l'équipe du bureau d'étude **BET BELHADJ OTHMANE à MEDEA** pour leur aide et leurs orientations.*

Ces remerciements ne seraient pas complets si je ne citais pas les personnes qui ont eu à supporter tous les hauts et les bas qui se sont succédé tout au long de notre cursus à l'ENSH, qu'ils trouvent ici l'expression de mes respects.

Je n'oublie pas et non plus tous mes ami(e)s qui m'aiment, qui m'ont toujours encouragé pour atteindre mes objectifs

*À tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin vous êtes tous dans un coin spécial au cœur, je vous dis **MERCI**.*

Z.LYNDA

التوحد هو نتيجة لعملية التآكل ونقل التربة في الحوض التجميعي للسد، و بالتالي فإن معرفة خصائص هذا الأخير أصبح ضروريا قبل المشروع نفسه.

تدخل هذه الدراسة في إطار إعادة بناء سد مائي على واد تويلة بولاية المدية و الذي تعرض لظاهرة التوحد.

الدراسة المعمقة لمختلف الجوانب (جيولوجية، هيدرولوجية و طبوغرافية)، مكنتنا من اختيار النموذج المناسب لإعادة هذا الهيكل ودراسة ثباته، أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح معمق ودقيق يضم مختلف أطواره.

RESUME

Le phénomène d'envasement est le résultat de deux processus, érosion et transports solides qui se manifestent à l'amont de la retenue et au niveau du bassin versant, pour cette raison la connaissance des caractéristiques de ce dernier devient nécessaire avant de procéder à l'étude de la retenue elle-même.

La présente étude s'inscrit dans le cadre de la surélévation du petit barrage d'oued Touila (W.MEDEA) qui est touché par ce phénomène.

L'étude approfondie des différentes phases (géologique, hydrologique et topographique) nous a permis de choisir la variante la plus adéquate au redimensionnement de cet ouvrage et de vérifier sa stabilité. Pour la réalisation, nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract

The siltation is the result of two processes, erosion and sediment transport that occur of restraint and watershed level, therefore the knowledge of the characteristics of the latter become necessary before the study of the reservoir itself.

The present study belongs to the general topic to raise the Touila Dam (W.MEDEA) who is affected by this phenomenon.

The choice of the most adequate alternative to the dam resizing and its stability verification were made after a deepened study of the various phases (geological, hydrological and topographic). For the realization, we prepared an explanatory note containing the various stages of calculation.

Sommaire

Introduction générale :	16
Chapitre I: Problématique de L'Envasement des Barrages.....	17
Introduction.....	18
I.1 Facteurs induisant l'envasement des barrages :.....	18
I.1.1 Processus naturels.....	18
I.2 Définition de la vase :.....	20
I.3 Processus de décantation et de tassement des vases	20
I.4 Les modèles d'estimation de l'envasement	20
I.4.1 Bathymétrie par nivellement	20
I.4.2 Bathymétries par sondeurs: «Echosondeur bathymétrique».....	21
I.5 Les Moyens de lutte contre l'envasement	21
I.5.1 La conservation des sols.....	22
I.5.2 Le soutirage des courants de densité	22
I.5.3 la surélévation des digues	22
I.5.4 Extraction par siphonnement.....	22
I.5.5 le dragage des barrages.....	23
ChapitreII : présentation du barrage existant et ses ouvrages annexes.....	24
Introduction :	25
II.1 Situation administrative et géographique de la commune :.....	25
II.2 Rappel sur l'étude initial du petit barrage sur OUED TOUILA :.....	25
II.2.1 Le bassin versant :	25
II.2.2 La digue et la retenue :	26
II.2.3 Les ouvrages annexes :.....	27
II.3 Etat actuel du barrage Touila :.....	28
II.3.1 La digue et la retenue.....	28
II.3.2 Les ouvrages annexes :	29
Conclusion	30
Chapitre III: Etude Topographique, Géologique et Géotechnique	31
III.1 Etude Topographique :.....	32
III.1.1 Documentation topographique :.....	32
III.1.2 Généralités sur la région étudiée	32
III.1.3 Le Levé bathymétrique	33
III.2 Etude Géologique :.....	34
III.2.1 Contexte géologique régional:.....	34
III.2.2 Stratigraphie :	34
III.2.3 Géologie de la zone d'étude :	37
III.2.4 La sismicité :.....	38

III.2.6	Matériaux de construction :	39
III.3	Etude Géotechnique.....	40
III.3.1	Prospection géotechnique	40
III.3.2	Résultats géotechniques du terrain et de laboratoire	42
III.3.3	Matériaux de construction de la digue.....	43
III.3.4	Enrochement et perré :.....	43
III.3.5	Agrégats par concassage pour béton et filtre :.....	43
	Conclusion et recommandations :	44
	Chapitre IV: Etude hydrologique.....	48
	Introduction :.....	46
IV.1	Données de base de l'étude :	46
IV.2	Définition du bassin versant :	46
IV.3	Etude des caractéristiques physiques et géomorphométriques du bassin versant :	46
IV.3.1	Présentation du bassin versant :.....	46
IV.3.2	Caractéristique hydromorphologique du bassin versant :.....	47
IV.3.3	Hypsométrie du bassin versant :.....	48
IV.4	Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :.....	53
IV.4.1	Chevelu hydrographique :.....	53
IV.4.2	Le profil en long du cours d'eau :	53
IV.4.3	La pente moyenne d'un cours d'eau :.....	54
IV.4.4	La densité de drainage :.....	54
IV.4.5	La densité hydrographique et coefficient de torrentialité :.....	54
IV.4.6	Le temps de concentration :.....	55
IV.4.7	Vitesse moyenne de ruissellement :.....	55
IV.5	Caractéristiques Climatologiques de la Région :.....	56
IV.5.1	Répartition des pluies annuelles et mensuelles sur l'ensemble du bassin versant :.....	56
IV.5.2	Humidité relative de l'air :.....	57
IV.5.3	Evapotranspiration.....	57
IV.5.4	Climat :	58
IV.5.5	Température de l'air :	58
IV.5.6	Vitesse du vent.....	59
IV.6	Étude des précipitations :.....	59
IV.6.1	Généralités :.....	59
IV.6.2	Répartition moyenne mensuelle de la pluie annuelle :	60
IV.6.1	Précipitations maximales journalières (ANNEXE 2.3) :	60
IV.6.2	Ajustement des pluies maximales journalières :.....	61
IV.7	Etude des apports :.....	70

IV.7.1	Apports liquides :.....	70
IV.7.1.1.	<i>Apport moyen interannuel (A0)</i>	70
IV.7.2	Estimation de l'apport fréquentiel :.....	74
IV.7.3	Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.....	75
IV.8	Etude des crues :.....	76
IV.8.1	Détermination des débits maxima fréquents par les formules empiriques :.....	76
IV.8.2	Construction de l'hydrogramme de crues :.....	78
IV.8.3	Choix de la crue de projet :.....	81
IV.8.4	Choix de la crue de chantier :.....	82
IV.8.5	Apport solide et l'estimation du volume mort.....	83
IV.9	Etude de régularisation :.....	84
IV.9.1	Courbes caractéristiques de la retenue:.....	85
IV.9.2	Détermination de la restitution garantie	88
IV.9.3	Calcul du volume utile.....	89
IV.9.4	Laminage des crues	94
Chapitre V: Etude de surélévation de la digue.....		101
V.1	Type de barrage existant :.....	102
V.2	Détail constructif de la nouvelle digue :.....	103
V.2.1	Calcul de la revanche :.....	103
V.2.2	Le tassement	103
V.2.3	Côte en crête et hauteur du barrage :.....	104
V.2.4	La longueur en crête :.....	104
V.2.5	La largeur en crête :.....	104
V.2.6	Calcul du volume de renforcement de la digue :.....	105
V.2.7	Les parements :.....	105
V.2.8	La crête :.....	108
V.3	Étanchéité et drainage :.....	108
V.3.1	Drainage de la digue :.....	108
V.3.2	Les filtres :.....	110
Conclusion :.....		115
Chapitre VI: Etude de fiabilité de la digue		116
VI.1	Étude des Infiltrations :.....	117
VI.1.1	Introduction :.....	117
VI.1.2	Généralités :.....	117
VI.1.3	Ligne de saturation :.....	117
VI.1.4	Calcul du débit de fuite par infiltration :.....	119
VI.1.5	Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :.....	120
VI.2	Étude de stabilité :.....	121
VI.2.1	Généralités :.....	122

VI.2.2	Ordre de calcul (Méthode des tranches) :	123
VI.2.2.1	Calcul des forces appliquées à chaque tranche :	125
VI.2.2.2	Classement des forces :	126
VI.2.2.3	Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :	126
VI.2.3	Calcul de stabilité	127
	Conclusion :	128
	Chapitre VII: Etude des ouvrages annexes	129
	Introduction :	130
VII.1	L'évacuateur de crue :	130
VII.1.1	Description des organes d'ouvrage existant :	130
VII.1.2	Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues :	131
VII.2	Ouvrages de vidange de fond et de dérivation :	141
VII.2.1	Calcul hydraulique :	141
VII.2.2	Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :	141
VII.2.3	Correction de la valeur de coefficient μ :	142
VII.2.4	Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :	142
VII.3	Ouvrage de prise d'eau :	142
VII.2.5	Correction de la valeur de coefficient μ :	143
VII.2.6	Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :	143
	Commentaire :	143
	Chapitre VIII: Organisation de Chantier.....	145
	Organisation de Chantier	145
	Introduction :	146
VIII.1	Organisation technique de préparation :	146
VIII.2	Type de chantier :	146
VIII.3	Les intervenants sur chantier :	146
VIII.4	Travaux préparatoire et installation de l'entreprise :	147
VIII.5	Ordre d'exécution des travaux :	147
VIII.6	Les moyens de chantier :	148
VIII.7	L'implantation de l'ouvrage :	149
VIII.8	Planification :	150
VIII.8.1	Définition:	150
VIII.8.2	Techniques de la planification :	150
VIII.8.3	Attribution des durées de chaque opération.....	151
VIII.9	Devis estimatif et quantitatif :	154
	Conclusion :	154
	Chapitre IX : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL	155
	Introduction :	156
IX.1	Cause des accidents de travail	156

IX.2 Causes des maladies professionnelles	156
IX.3 Conditions dangereuses dans le chantier	157
IX.4 Actions dangereuses	157
IX.5 Mesures préventives	157
IX.6 Méthode et moyens de prévention.....	158
IX.7 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	158
Conclusion Générale.....	160
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	162
ANNEXES.....	164

Liste des figures :

Figure I.1: Modes de transport solide	19
Figure I.2: Mode d'envasement.....	19
Figure I.3: Schématisation de la bathymétrie par nivellement	21
Figure I.4: Schématisation de la bathymétrie par échosondeur.	21
Figure I.5: Représente de façon schématique la disposition de "l'hydro aspirateur".....	23
Figure II.2 : Vue aérienne représente le petit barrage d'oued Touila (google earth)	27
Figure II.3 : Vue de l'évacuateur de crue (HYDRO PROJET, SARL .Décembre2015).....	27
Figure II.4 : Vue de la digue du barrage (HYDRO PROJET, SARL .Décembre2015).....	28
Figure II.5 : Vue l'état de l'évacuateur de crue (HYDRO PROJET, SARL .Décembre2015)	29
Figure III.1 : Vue aérienne représente situation du petit barrage d'oued Touila (google earth).....	33
Figure IV.1 : Bassin versant de Touila extrais des cartes topographiques de BERROUAGHIA (NJ-31-III-8) et BNI SLIMANE (NJ-31-IV-7) à echelle (1/50000) (ANRH BLIDA).....	47
Figure IV.2: Répartition de la courbe hypsométrique du bassin versant.....	50
Figure IV.4 : Carte pluviométrique de la wilaya de Médéa (source : DRE MEDEA).....	57
Figure IV.6: Graphique d'ajustement à la loi de Galton (log normale)	62
Tableau IV.18: Comparaison entre les résultats de la loi de Galton et de l'échantillon	63
Tableau IV.19 : les résultats d'ajustement à la loi de Gumbel.....	64
Figure IV.7 : Graphique d'ajustement à la loi de Gumbel.....	64
Tableau IV.20 : La comparaison entre les résultats de la loi de Gumbel et l'échantillon	65
Figure IV.8 : Comparaison graphique entre les deux lois	65
Figure IV.9 : Pluies de Courte durée pour différentes périodes de retour.....	68
Figure IV.10 : Les intensités des pluies de courtes durées pour différentes périodes de retour	69
Figure IV.12: Répartition mensuelle de l'apport 80 %	75
Figure IV.13: Hydrogrammes des crues probables pour différentes périodes de retour par la méthode de SOKOLOVSKY.....	81
Figure IV.14 : Hydrogrammes de crues (projet/chantier)	83
Figure IV.16 : courbe - capacité Surface – hauteur	87
Figure IV.17 : Courbe des débits déversants	98
Figure IV.18 : Hydrogramme des débits entrants et sortants selon la méthode de Hildenblat	100
Figure V.1 : Coupe transversale d'une digue homogène	102
Figure VI.1 : Schéma de calcul de stabilité.....	124
Figure VI. 2 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche	124
selon la méthode de Fellenius	124
Figure VII.1 : Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir	132
Figure VII.2 : Profil Creager de déversoir	133
Figure VIII.1 : Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier.....	147
Figure VIII.2 : Réseau à nœud	152

Liste des tableaux :

Tableau II.1: caractéristique du bassin versant	25
Tableau II.2: caractéristique de la digue et de la retenue	26
Tableau II.3: caractéristiques de l'évacuateur de crue.....	27
Tableau II.4:caractéristiques prise d'eau et vidange de fond.....	28
Tableau II.5: destination du barrage	28
Tableau III.1 : Coordonnées du site.....	32
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des essais de laboratoire	42
Tableau IV.1 : Coordonnées UTM à l'axe de la digue du petit barrage d'oued Touila	47
Tableau IV.2. : Coordonnées de la courbe hypsométrique	49
Tableau IV.3 : Détermination des altitudes	51
Tableau IV.4 : Evaluation de la pente moyenne.....	51
Tableau IV.5: Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.....	52
Tableau IV.6 : Détermination de la pente de Roche Ip	51
Tableau IV.8: répartition des cours d'eau	54
Tableau IV.9 : Résultats récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant .	56
Tableau IV.10 : Distribution mensuelle de l'humidité de l'air relative en %	57
Tableau IV.11 : Répartition mensuelle de l'évapotranspiration au site du petit barrage d'oued Touila	58
Tableau IV.12 : Distribution mensuelle de la température en C°	58
Tableau IV.13 : Distribution mensuelle de la vitesse de vent en m/s	59
Tableau IV.14: Caractéristiques de la station pluviométrique.....	60
Tableau IV.15: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de sidi Bakhti	60
Tableau IV.16: les caractéristiques empiriques de la série.....	60
Tableau IV.17:les résultats d'ajustement à la loi de Galton	62
Tableau IV.18: Comparaison entre les résultats de la loi de Galton et de l'échantillon	63
Tableau IV.19 : les résultats d'ajustement à la loi de Gumbel.....	64
Tableau IV.20 : La comparaison entre les résultats de la loi de Gumbel et l'échantillon.....	65
Tableau IV.21 : résultats de calcul de la pluie de courte durée de différentes fréquences et leurs intensités	67
Tableau IV.22: Récapitulatif des résultats de calcul des apports	72
Tableau IV.23 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.....	72
Tableau IV.24 : Caractéristiques de l'écoulement	73
Tableau IV.25 : Récapitulatif des Cv.....	74
Tableau IV.26: Les apports pour les différentes fréquences	75
Tableau IV.27: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	75
Tableau IV.28 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier	76
Tableau IV.29: Résultats de calcul de la formule de GIANDOTTI.....	77
Tableau IV.30 : valeur de γ en fonction de bassin versant.	77

Tableau IV.31 : Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.....	77
Tableau IV.32 : Récapitulatif des résultats de la formule TURRAZA.....	78
Tableau IV.33 : Récapitulatif des résultats de calcul es crues Formule	78
Tableau IV.34 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue	79
Tableau IV.35 : Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.....	79
Tableau IV.36 : Valeurs de débits de crues en fonction du temps selon la méthode de SOKOLOVSK ..	80
Tableau IV.37 : Valeurs de débits de crues en fonction de temps selon la méthode de SOKOLOVSKY	80
Tableau IV.38 : Crue de projet recommandée	82
Tableau IV.39 : valeur de α en fonction de la perméabilité.....	84
Tableau IV.40: Caractéristiques topographiques de la retenue.....	86
Tableau IV.41 : Répartition mensuelle de l'apport annuel 80%.....	88
Tableau IV.42: Valeurs des besoins mensuels pour l'irrigation.....	88
Tableau IV.43: Volume utile de la retenue	89
Tableau IV.44: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	91
Tableau IV.45: Evaporation mensuelle	92
Tableau IV.46 : Valeurs du coefficient δ	92
Tableau IV.47: Les volumes des pertes dans la retenue.....	93
Tableau IV.48: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	94
Tableau IV.49 : Données de départ.....	97
Tableau IV.50 : Volumes et débits déversant ($b=17m$)	97
Tableau IV.51 : résultats de calcul de Laminage des crues dans la retenue ($b=17 m$)	99
Tableau V.1 : Résultats de calcul	103
Tableau V.2 : Variation de la largeur en crête en fonction de la charge déversante et la hauteur du barrage	104
Tableau V.3 : Volume de la recharge.....	105
Tableau V.4 : Valeurs indicatives des pentes des talus.	106
Tableau V.5 : Épaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	106
Tableau V.6 : Volume du rip-rap.....	107
Tableau V.7 : Volume du sable.....	107
Tableau V.8 : Volume du gravier	107
Tableau V.9 : Volume de la terre végétale	108
Tableau V.10 : Dimensions du prisme aval.....	110
Tableau V.11 : Volume du prisme (aval).....	110
Tableau V.12 : Résultats de la courbe granulométrique de la première couche de filtre	112
Tableau V.13 : Résultats de la courbe granulométrique de la deuxième couche de filtre	113
Tableau V.14 : Résultats récapitulatif de détail constructif de la digue	114
Tableau VI.1 : Coordonnées de la ligne de saturation selon KOZENY	118
Tableau VI.2 : Débit de fuite à travers la digue	119
Tableau VI.3 : Débit de fuite de la Fondation.....	120

Tableau VI. 4 : Débit de fuite de barrage.....	120
Tableau VI.5 : Gradient hydraulique admissible	120
Tableau VI.6 : Détermination du gradient d'infiltration admissible.....	121
Tableau VI.7 : Détermination du coefficient de sécurité.....	121
Tableau VI.8 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	122
Tableau VI.9 : Valeurs de K1 et K2.....	123
Tableau VI.10 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles	127
Tableau VI.11 : Valeurs de variantes utilisées dans le calcul de stabilité	127
Tableau VI.12 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	128
Tableau VII.1 : Coordonnées du profil de Creager	133
Tableau VII.2 : Récapitulatif des données de départ	135
Tableau VII.3 :Récapitulatif de dimensions des blocs.....	138
Tableau VII.5 : Récapitulatif de calcul des murs bajoyers pour le coursier	140
Tableau VII.6 : Coefficients de pertes de charge singulières.....	142
Tableau VII.7 : Récapitulatif de résultats pour la vidange de fond et la dérivation	142
Tableau VII.8 : Récapitulatif de résultats pour la prise d'eau.....	143
Tableau VII.9 : Dimensions des différents organes.....	144
Tableau VIII.1: Types de chantier.....	146
Tableau VIII.2: Symboles des opérations.....	152
Tableau VIII.3 : Planning de travaux.....	153
Tableau VIII. 4 : Récapitulatif du coût des travaux	154

Listes des planches

<i>Planche 1: vue en plan de la cuvette et des ouvrages</i>	<i>1/5</i>
<i>Planche 2: Coupe transversale détaillée de la digue</i>	<i>2/5</i>
<i>Planche 3: profil en long de l'évacuateur de crues</i>	<i>3/5</i>
<i>Planche 4 : coupes en travers de l'évacuateur de crue</i>	<i>4/5</i>
<i>Planche 5: Schéma de calcul de stabilité de la digue.....</i>	<i>5/5</i>

Introduction Générale

Dans de nombreux barrages en Algérie, Les barrages de stockage sont exposés à une perte de capacité due au phénomène d'envasement. Un phénomène qui peut s'exprimer par d'autres termes tels que, l'alluvionnement des retenues et la sédimentation des particules transportées par les cours d'eau que ce soit le transport par charriage ou en suspension. Il est la conséquence naturelle de la dégradation des bassins versants.

Ce phénomène constitue actuellement une préoccupation aux exploitants et aux responsables de la mobilisation des ressources hydrauliques, devant les difficultés trouvées pour la maîtrise de l'alluvionnement des barrages en Algérie du nord, l'analyse d'état d'envasement est obligatoirement demandée pour définir le degré de gravité au niveau des barrages.

Non seulement la capacité utile est progressivement réduite au fur et à mesure que les sédiments se déposent dans la retenue mais encore l'enlèvement de la vase est une opération délicate et difficile, qui bien souvent exige que la retenue soit hors service, ce qui est pratiquement impossible dans les pays arides et semi-arides. Dans l'un et l'autre cas, il en résulte des dommages considérables à l'environnement et une mise en péril de l'économie du projet.

Ce travail permet de faire une étude de surélévation d'un petit barrage sur oued Touila dans la commune de Zoubiria wilaya de Médéa, qui est touché par ce phénomène.

Cet ouvrage hydraulique est localisé dans les chaînes telliennes à forte érosion et s'envase à un rythme rapide, la quantité des sédiments se trouvant actuellement au fond de la retenue du barrage oued Touila est plus de 0.9 millions de m³ [Levé Bathymétrique par DRE MEDEA rapport technique barrage oued Touila août 2015].

La surélévation du barrage de Touila augmentera les capacités de stockage de la retenue et permettra de récupérer sa capacité de stockage et satisfaire les besoins.

Au cours de cette étude, nous avons analysé les caractéristiques du site du point de vue hydrologique, géologique, géotechnique, topographique et hydrotechnique. Nous avons proposé la solution technico-économique la plus favorable pour notre site d'étude.

Chapitre I
Problématique de
L'Envasement des
Barrages

Introduction

Le présent chapitre donne un aperçu traitant le phénomène d'envasement des barrages, ces causes, ces conséquences ainsi que les techniques modernes de lutte contre ce phénomène.

L'envasement des retenues est classé parmi l'un des facteurs les plus importants de la perte en capacité. La réduction de la réserve de stockage des ouvrages hydrauliques se voit croître sans cesse au fil de ces derniers temps et ce pour les deux raisons essentielles suivantes: la première, d'origine naturelle, est favorisée par l'agressivité du climat, l'alternance des périodes sèches et humides, la fragilité des formations géologiques et l'absence du couvert végétale suffisant ; la seconde, due d'une part aux mauvaises études et évaluations du problème avant l'implantation du barrage permettant de prévoir des solutions avant que le phénomène est fait ses effets, et d'autre part à une mauvaise exploitation des ouvrages annexes, tels que les vannes de vidange et les ouvrages de soutirage.

La réduction des potentialités hydrauliques de l'Algérie par suite de l'envasement est estimée annuellement à près de 20 millions de m³. A cet effet l'envasement pose d'énormes problèmes à savoir :

- **La réduction de la capacité** : chaque année le fond vaseux évolue et se consolide avec occupation d'un volume considérable de la retenue.

- **La sécurité de l'ouvrage** : l'indépendamment du problème de la diminution de la capacité du réservoir. L'envasement pose un problème sur la stabilité de l'ouvrage, on sait que pour une variation linéaire de la hauteur de la vase, la poussée progresse au carré de la hauteur .

- **Obturation des organes de vidange** : un autre danger présenté par l'envasement est celui du non fonctionnement des organes de vidange de fond.

- **Envasement des canaux d'irrigation** : l'irrigation se fait généralement par de l'eau chargée en sédiments, c'est ainsi que ces particules fines vont se déposer dans les canaux réduisant leurs sections mouillées ceci pose le problème de comblement du réseau des canaux d'irrigation se trouvant à l'aval du barrage.

- **Dégradation de la qualité de l'eau** : les sédiments véhiculent des produits chimiques (nitrates, sulfates) provenant en particulier des apports en éléments fertilisants pour les cultures, et se déposant dans les réservoirs entraînant ainsi une dégradation de la qualité de l'eau

I.1 Facteurs induisant l'envasement des barrages :

I.1.1 Processus naturels

L'envasement des retenues est le résultat d'un processus complexe qui se caractérise par trois étapes successives : érosion, transport et sédimentation.

I.1.1.1. Erosion des sols :

L'érosion des sols est l'enlèvement des particules solides de ces sols par le fait de la précipitation. Ce phénomène est le premier processus conduisant vers l'envasement des retenues. C'est un phénomène complexe, très répandu dans la zone méditerranéenne, touchant particulièrement Les pays du Maghreb arabe dont il menace gravement les potentialités en eau et en sol.

Le calcul du transport solide et la prévision du volume d'envasement nécessitent une bonne compréhension des phénomènes de leur genèse, et plus particulièrement celui de l'érosion des sols.

I.1.1.2. Transports solides:

Ce phénomène est le principal élément moteur après l'érosion, conduisant au processus d'envasement des barrages. Ce processus fait le lien entre les sols du bassin versant et la retenue du

barrage. Il est défini par un écoulement biphasique caractérisé d'une phase liquide (eau) et d'un autre solide (granulats, sol).

Dans les cours d'eau naturels, les particules solides vont être transportées en suspension ou en charriage (figure I.1).

Dans le transport en suspension les particules solides élémentaires se déplacent en suspension au sein de l'écoulement avec une vitesse de même ordre de grandeur que celle du fluide, où la turbulence maintient des éléments fins en suspension.

Dans le transport par charriage une partie de gros granulats se déplace sur le fond des lits des cours d'eau, soit par glissement (ou roulement), soit par saltation.

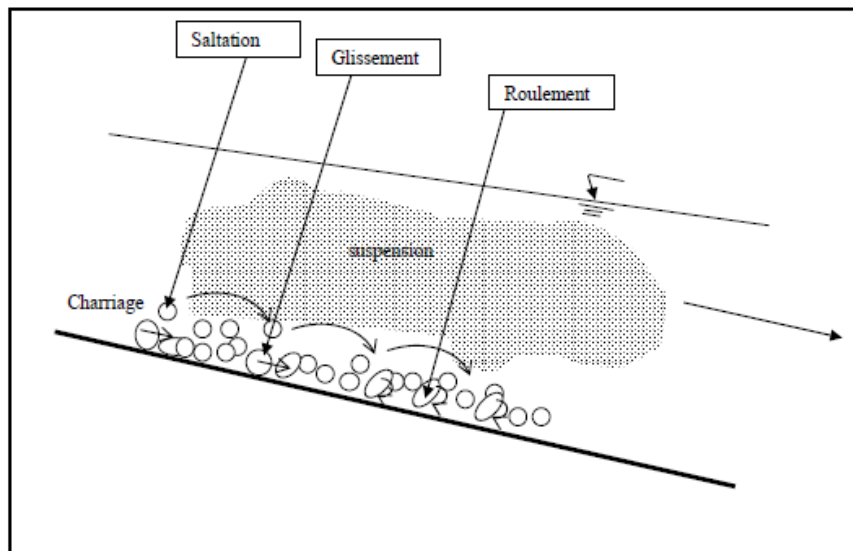


Figure I.1: Modes de transport solide

I.1.1.3. Sédimentation et envasement :

C'est l'étape finale de l'envasement des retenues. A l'état naturel les oueds transportent progressivement des quantités importantes de sédiments, soit par charriage soit par suspension. Les eaux chargées de matériaux fins forment un courant de densité qui s'écoule sur le long de la retenue et transportent ainsi la vase jusqu'au pied du barrage. Dans ce trajet, les sédiments se déposent, des plus grandes particules aux plus petites, de l'amont vers l'aval de la retenue (figure I.2). Les différents mécanismes de l'envasement dépendent du type de retenues (morphologie) et les conditions de sédimentation existant à l'amont de la retenue (érosion et transport solide).

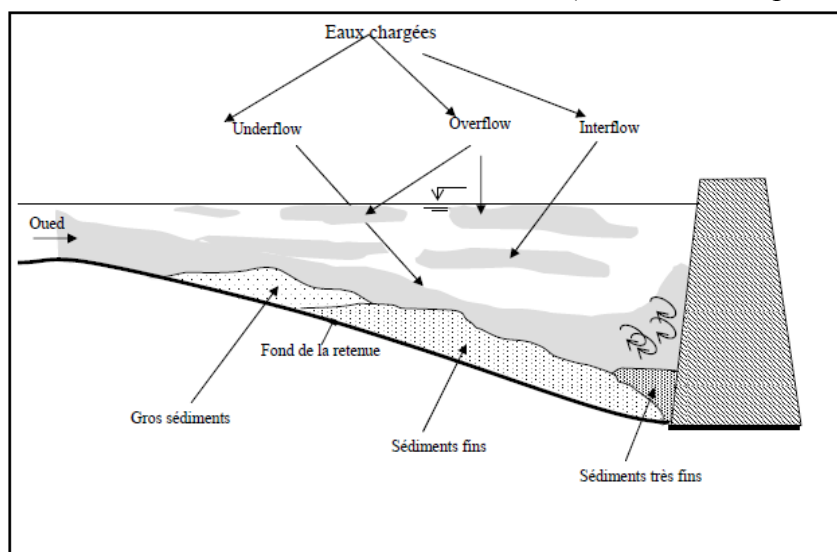


Figure I.2: Mode d'envasement

I.2 Définition de la vase :

Le nom de vase (mot emprunté au Néerlandais) est la désignation d'une large famille de sédiments fins, argileux, plus ou moins organiques, pouvant atteindre des teneurs en eau importantes. Elles contiennent une phase minérale dont la granulométrie s'étend des sables, aux argiles et aux colloïdes, une phase organique et une phase liquide. La vase peut se présenter aussi bien à l'état de suspension (crème de vase) que de sol cohérent (sédiment cohésif) présentant alors un caractère plastique et compressible. Elle contient souvent l'habitat d'une faune riche et diversifiée (vers, mollusques, bactéries).

Les vases sont des sols contenant plus de 90% de particules inférieures à 0,2 mm, dont la matière organique M.O est comprise entre 2 et 10%. Elles sont composées de sable, limon, argile et de colloïdes organiques. Elles sont en particulier très abondantes dans les estuaires. Elles sont fréquemment thixotropes.

I.3 Processus de décantation et de tassement des vases

Une retenue de barrage est une zone d'eau calme où les courants sont atténués c'est-à-dire la présence de la retenue entraîne des hauteurs d'eau temporaires pour les rivières qui s'y jettent et qui deviennent propices au dépôt de sédiments dans des zones d'eau relativement calme.

De plus, une retenue joue le rôle d'entonnoir vis-à-vis des masses d'eaux provenant des bassins versants, auquel s'ajoute un effet de stagnation des eaux dans un espace semi clos.

Elle est donc un territoire privilégié pour le dépôt des particules fines, et joue à l'évidence le rôle de piéger la vase. Les processus physico-chimiques de floculation, agrégation et de décantation participent aussi à l'accumulation des sédiments sur le fond. La caractérisation physico-chimique des sédiments est donc primordiale pour la compréhension des phénomènes de sédimentation et de transport des sédiments c'est-à-dire les propriétés physique-chimiques du cours d'eau ont également une influence sur la sédimentation.

I.4 Les modèles d'estimation de l'envasement

L'accumulation des sédiments véhiculés par les eaux pluviales et venantes se déposer dans la cuvette des barrages, constitue une préoccupation essentielle pour les méthodes d'évaluation du volume des vases. On distingue deux méthodes de mesure .

I.4.1 Bathymétrie par nivellement

Cette méthode présente l'avantage de tenir compte de toute la hauteur des sédiments et est intéressante à mettre en œuvre dans les projets où le toit du substrat n'est pas connu. Il y a plusieurs méthodes utilisées pour le levé bathymétrie par nivellement.

La méthode de bathymétrie par nivellement :

Elle permet soit de mesurer simplement la hauteur totale de vases par enfoncement, soit de mesurer la hauteur d'eau avant et après les travaux, une résistance plus soutenue permet d'apprécier le haut du substrat. Les mesures sont composées de profils en travers qui pour être représentatifs, doivent être judicieusement localisés et dénombrés.

La définition du volume extrait ou à retirer est établie par extrapolation entre deux profils à partir du produit entre la section envasée et la distance (Figure1.6).

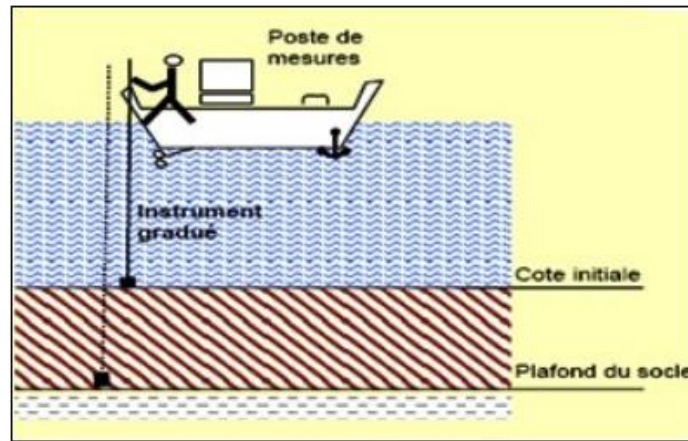


Figure I.3: Schématisation de la bathymétrie par nivellement

Le nivellement n'est généralement pas précis et admet une erreur de 20 %. Le volume de sédiment se fait ensuite par extrapolation entre deux profils.

$$V = S \times L \dots (I.1)$$

Avec :

- V : volume de sédiments en mètres cubes.
- S : section envasée en mètres carrés.
- L : distance entre deux points de mesure en mètre.

I.4.2 Bathymétries par sondeurs: «Echosondeur bathymétrique»

Le dernier appareil à mesurer la profondeur par échosondeur, une véritable révolution dans la mesure de l'eau profonde.

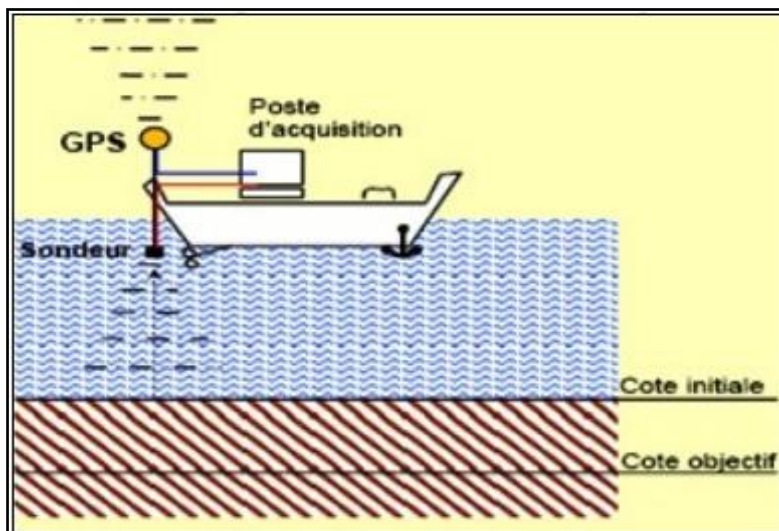


Figure I.4: Schématisation de la bathymétrie par échosondeur.

I.5 Les Moyens de lutte contre l'envasement

La lutte contre l'envasement des barrages en Algérie doit revêtir une dimension nationale tant les enjeux sont énormes. Tous les spécialistes s'accordent à dire que l'Algérie, d'ici à 2025. Connaîtra des problèmes aigus d'eau. Autant, dès maintenant, penser à une stratégie globale de préservation de nos barrages contre ce grave problème de l'envasement, beaucoup d'efforts ont été

déployés par les services de l'hydraulique dans la lutte contre l'envasement, plusieurs solutions sont proposées:

I.5.1 La conservation des sols

Comme moyen de minimiser la pénétration de matériaux solides dans une retenue, deux méthodes de conservation des sols utilisées pour freiner l'érosion :

- L'implantation de structures anti-érosion.
- L'aménagement des bassins versants et des cours d'eau.

Il s'agit de l'aménagement des bassins versants par la réalisation de la correction torrentielle des thalwegs, et l'aménagement de cours d'eau : en créant des ouvrages de correction dans la gorge du torrent, ouvrages qui arrêteront les matériaux et diminueront la pente, qui sont des aménagements déterminants, réduisant l'érosion à sa source.

I.5.2 Le soutirage des courants de densité

Une méthode pratique qui consiste à évacuer les sédiments drainés par les courants de densité sur le fond de la retenue en utilisant des pertuis de vidange (vannettes de dévasement ou vanne de fond) du barrage. Les opérations de chasses et le soutirage des courants de densité doivent être maîtrisés afin d'arriver à évacuer le maximum de vase avec un minimum d'eau.

En Algérie, D'après, La technique du soutirage peut être un moyen efficace de lutte contre l'envasement des retenues de barrages en Algérie compte tenu de son faible coût et surtout de la présence des courants de densité dans l'ensemble des retenues. Son rendement peut atteindre 70 % des apports solides totaux entrants dans la retenue, c'est à dire que la durée de vie de l'ouvrage sera augmentée d'un tiers.

I.5.3 la surélévation des digues

La surélévation constitue l'une des techniques qui permettent de prolonger la vie d'un barrage. L'augmentation de la hauteur de la digue permet de compenser le volume d'eau perdu en profondeur occupé par la vase. Cette opération est très encourageante.

En Algérie, neuf barrages ont été surélevés. Toutes les opérations de surélévation en Algérie ont permis de récupérer jusqu'en 2007 une capacité de 100 millions de m³.

I.5.4 Extraction par siphonnement

L'ingénieur Jandin a développé et utilisé cette méthode entre 1892 et 1894, pour évacuer des sédiments avec un siphon à travers le barrage de Djidiowia en Algérie. 1,4 x 106 m³ de limons et d'argile ont été évacués en trois ans .

L'appareil de Jandin se composait d'un tuyau flexible d'un diamètre de 61 cm, avec une capacité d'évacuation de 1,53 m³/s dans des conditions normales d'opération. A partir d'une ouverture dans le bas du barrage, il était relié à des pontons flottants en tôle, ce qui permettait de déplacer le tuyau dans la retenue dans un rayon d'environ 1.6 km. Une turbine installée près de l'embouchure du tuyau, et actionnée par l'écoulement dans le tuyau, était reliée à un appareil à roues coupantes près de la prise d'eau du tuyau, qui était conçu pour remuer les sédiments.

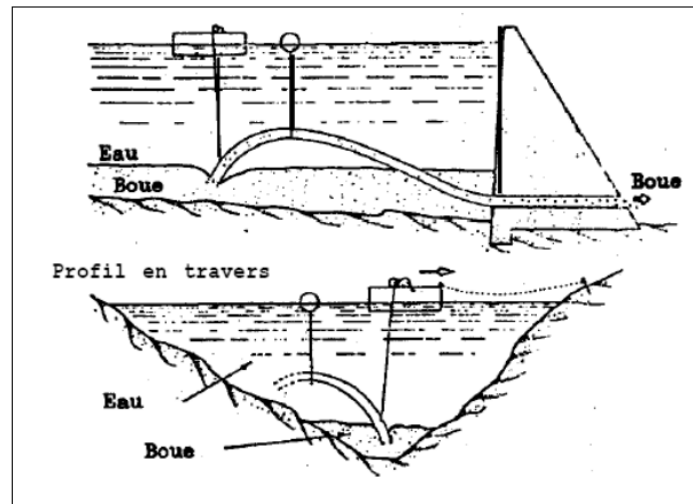


Figure I.5: Représente de façon schématique la disposition de "l'hydro aspirateur".

I.5.5 le dragage des barrages

Le dragage est une opération ayant pour objet le prélèvement de matériaux, notamment boues, limons, sables et graviers, au fond d'un cours d'eau ou d'un plan d'eau à l'aide de moyens mécanique, hydraulique ou pneumatique dans un but d'aménagement ou d'entretien, c'est-à-dire tous travaux nécessaires pour rétablir un cours d'eau dans sa largeur et sa profondeur naturelle. Cela exclut un approfondissement ou un élargissement du lit.

La récupération de la capacité de stockage par dragage est une opération très coûteuse qui n'est pas économique pour les grandes retenues. Un nombre important de barrages ont été récupérés par la technique de dragage et leur durée de vie se trouvent prolonger de plusieurs années.

Conclusion :

A la fin de ce premier chapitre, L'envasement est un phénomène naturel très complexe qu'il faut étudier de l'amont à l'aval du barrage, il est devenu actuellement une réelle menace pour l'infrastructure hydraulique, tant au niveau de la réduction rapide de la capacité utile du barrage qu'à celui de la sécurité de l'ouvrage lui-même.

En Algérie la durée de vie d'un barrage est calculée en fonction du taux d'envasement. La plupart des barrages en Algérie ont une durée de vie de l'ordre d'une trentaine d'années à cause de phénomène de l'envasement, Ils sont dans une situation critique, leur exploitation reste en dessous de leur capacité réelle. La surélévation de la digue est devenue une solution indispensable pour prolonger la durée de vie de cet ouvrage, l'envasement de la retenue augmente d'une année à l'autre.

Chapitre II
Présentation du
Barrage Existant et ses
Ouvrages

Introduction :

Dans ce chapitre, nous ferons un rappel complet sur le projet initial de ce petit barrage sur oued Touila, Il a aussi pour objectif la description générale de l'aménagement existante et la présentation d'un exposé justificatif et descriptif de la solution adoptée pour l'éventuelle surélévation

II.1 Situation administrative et géographique de la commune :

Zoubiria est une commune qui se situe à 30 km au sud de la wilaya de Médéa, elle est distante de la ville de Berrouaghia de moins de 10 km. Elle est située dans l'axe Alger-Djelfa sur la route national N°1 à 130 km de la capitale Avec une population de 9264 hab (estimation 2009) et une superficie de 21800 ha, elle a une densité très faible d'habitation à l'hectare 45 hab. /km²

Ses limites administratives sont formées :

- Au Nord par les communes de Sidi Mahdjoub & Berrouaghia.
- A l'Est par les communes Ouled Deid & Seghouane.
- A l'Ouest par la commune Ouled Bouachra.
- Au Sud par les communes de Seghouane, Moudjbeur & Ouled Antar.

II.2 Rappel sur l'étude initial du petit barrage sur OUED TOUILA :

L'étude du barrage fut réalisée par l'élément mêmes de la DHW de Médéa en **1985**, tandis qu'il a réalisé dans le cadre du programme quinquennal **1985-1988** par **HYDRO-transfert** pour un montant de **23.370.000**.

II.2.1 Le bassin versant :

Tableau II.1: caractéristique du bassin versant (DRE MEDEA)

Surface de bassin versant	32.25	km ²
Longueur du talweg principal	9.2	km
Altitude max	1251	m
Altitude min	755	m
Pluviométrie moyenne	515	mm
Evaporation	1400	mm /an
Transport solide	642	t/km ² /h

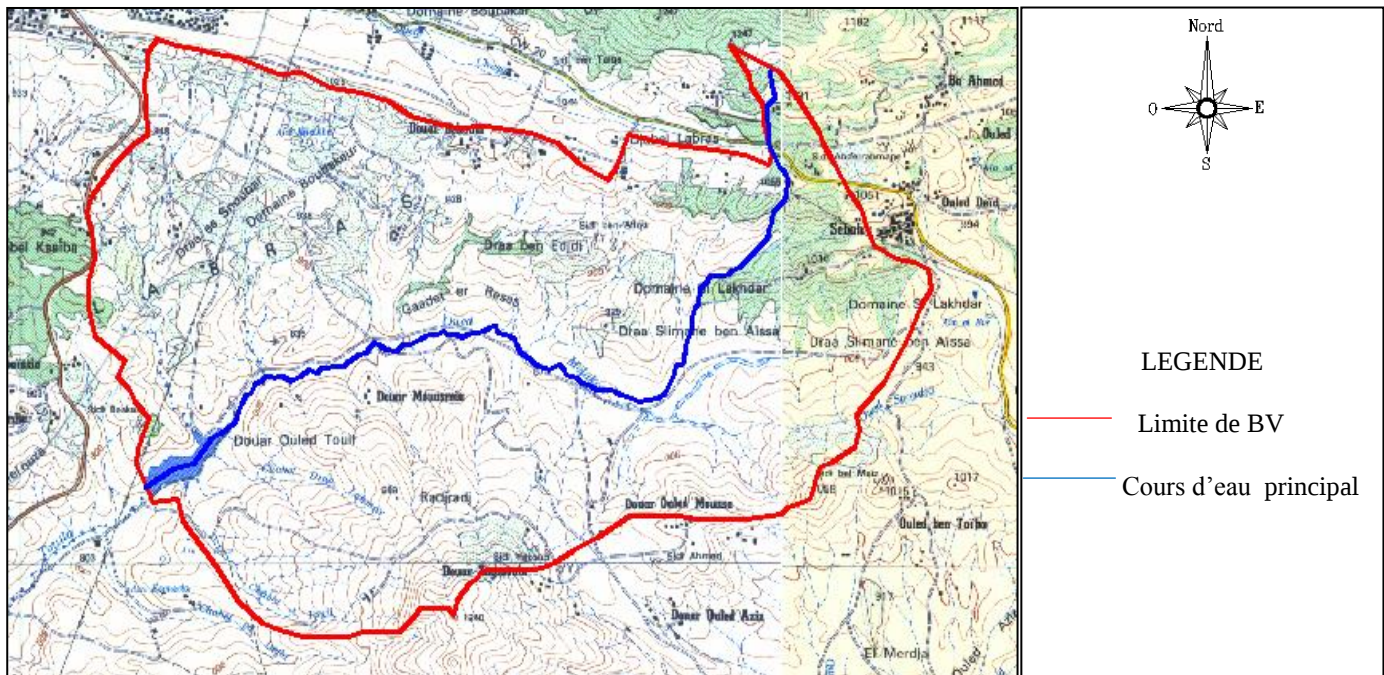


Figure II.1: Bassin versant de Touila Extrait de carte d'état-major BERROUAGHIA (NJ-31-III-8) et BNI SLIMANE (NJ-31-IV-7) à échelle (1/50.000) (ANRH BLIDA)

II.2.2 La digue et la retenue :

Tableau II.2: caractéristique de la digue et de la retenue (DRE MEDEA)

La digue		
Type de digue	En terre homogène	
Hauteur	21	m
Longueur en crête	275	m
Largeur en crête	5	m
Volume de la digue	192.000	m ³
Talus amont	1/3	
Talus aval	1/2.5	
Superficie du plan d'eau	0.346	km ²
Cote normal de la retenue	779.70	m
Cote des plus hautes eaux	780,90	m
Cote de crête	781,85	m
Revanche	1	m
La retenue		
Capacité de la retenue	2.300.000	m ³
Volume utile	2.160.000	m ³
Volume régularisé	1.847.170	m ³
Volume mort	140.000	m ³



Figure II.2 : Vue aérienne représente le petit barrage d'oued Touila (google earth)

II.2.3 Les ouvrages annexes :

A. L'évacuateur de crue

Tableau II.3: caractéristiques de l'évacuateur de crue (DRE MEDEA)

Type	Latérale	
Largeur	18	m
Crue de projet	83	m ³ /s
Débit évacué $f_{1\%}$	42.61	m ³ /s
Matériaux	En béton armé	



Figure II.3 : Vue de l'évacuateur de crue (HYDRO PROJET, SARL .Décembre2015)

B. L'ouvrage de prise et vidange de fond :**Tableau II.4:** caractéristiques prise d'eau et vidange de fond (DRE MEDEA)

Matériau	
Diamètre conduite prise	500 mm
Diamètre conduite vidange	500 mm
Longueur	135 m
Débit	1.47 m ³ /s
Nombre de vannes	03

C. Utilisation :**Tableau II.5:** destination du barrage (DRE MEDEA)

Superficie irriguée	80 ha
Autre utilisation	AEP
Culture pratique	Maraichage, Arboriculture, Fruitière
Mode irrigation	Aspersión, Goutte à goutte

II.3 Etat actuel du barrage Touila :

Afin de connaître l'état réel du barrage et pouvoir décrire avec précision leur contexte actuel, plusieurs visites faites par le **B.E.T HYDRO PROJET ingénieurs conseils, SARL (décembre 2015)** ont été nécessaires pour bien cerner cette problématique. Ces visites ont permis de diagnostiquer l'état de chaque ouvrage du barrage et de se prononcer les travaux qui seront nécessaires pour sa réhabilitation ou le cas échéant de les remplacer.

II.3.1 La digue et la retenue**A. La digue :**

Malgré l'âge du barrage, la digue ne montre aucun indice d'instabilité ou fragilité, les appuis sont solides et il n'y a aucun indice d'infiltration à l'aval immédiat du barrage ou au niveau de la cuvette.

**Figure II.4 :** Vue de la digue du barrage (HYDRO PROJET, SARL .Décembre 2015)

B. La retenue :

La retenue montre des signes d'envasement assez prononcés au niveau de l'amont du barrage avec un taux d'envasement de 50 % et sa capacité initial est réduit de 2.300.000 m³ jusqu'au 1.700.000 m³, mais ne montre pas d'indices d'instabilité au niveau des talus qui la bordent.

II.3.2 Les ouvrages annexes :**A. L'évacuateur de crues :**

L'évacuateur de crues du barrage est en bon état, mais vu l'état d'envasement du barrage, il sera préférable de redimensionner cet ouvrages pour bien fonctionner en cas des crues.



Figure II.5 : Vue l'état de l'évacuateur de crue (HYDRO PROJET, SARL .Décembre2015)

B. la vidange et la prise d'eau :

À cause de l'état d'envasement du barrage, il sera préférable de remplacer ces ouvrages obstrués par la vase ainsi que les prolongeront au-delà de la nouvelle emprise de la digue en aval.

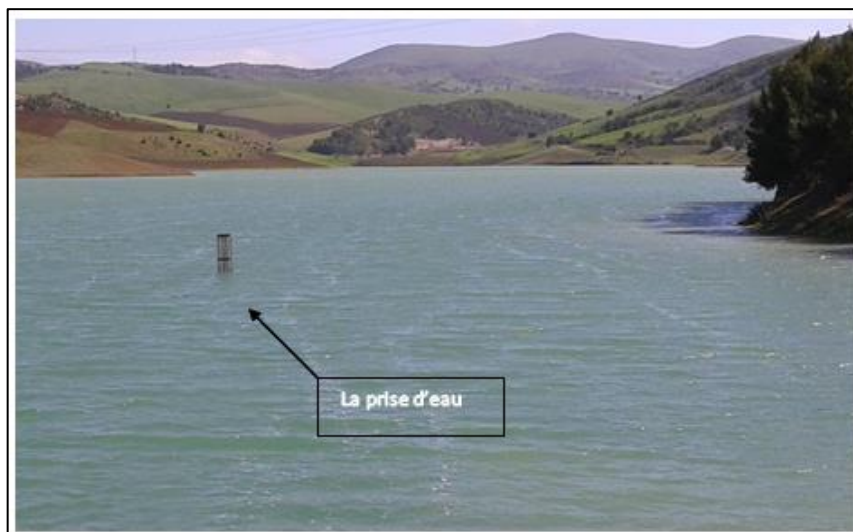


Figure II.6 : Vue l'état de la prise d'eau (HYDRO PROJET, SARL .Décembre2015)

La chambre des vannes aussi nécessite une rénovation ainsi que ses équipements (vannes).

Conclusion

Le diagnostic mené sur le site du barrage et ses ouvrages annexes, afin de reconnaître l'état actuel du site.

Le barrage d'oued Touila est un petit barrage de capacité totale initial de 2.300.000 m³, cette capacité a été réduite par le phénomène d'envasement important qui le touche et donc l'ouvrage devient ne répond plus aux fonctions initiales pour lesquelles il fut conçu.

Son historique met en évidence l'importance vitale de l'ouvrage de retenue d'eau pour la région à caractère agricole et pastoral et impose la nécessité de récupération des volumes perdus par la surélévation de la digue.

Chapitre III
Etude Topographique,
Géologique et
Géotechnique

III.1 Etude Topographique :

L'étude topographique a pour but de connaître les potentialités topographiques du site et établir les documents nécessaires pour l'étude du projet (cartes, plans et profils) qui permettent d'apprécier les potentialités du site pour la surélévation de la digue.

III.1.1 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 de la surélévation du barrage et pour justifier les conceptions de l'étude est basée sur les documents cartographiques suivants :

- La carte géologique à l'échelle 1/500.000 ;
- Levé topographique du site au 1/500e et levé bathymétrique du plan d'eau.
- Levé topographique de la cuvette au 1/1.000^e
- Levé bathymétrique du plan d'eau.
- Carte géologique de Berrouaghia n° 110 au 1/50.000e.

Carte d'état-major de Berrouaghia n° NJ – 31 – III – 8 – EST à l'échelle du 1/50.000^e (Nouvelle édition).

III.1.2 Généralités sur la région étudiée

III.1.2.1. Accès au site et localisation

Le site du petit barrage d'oued Touila est situé dans la commune de Zoubiria, Daïra de Seghouane, wilaya de Médéa, il est limité à l'ouest par la RN1, au sud par la ville de Zoubiria, à l'Est par la CW20 et au nord par la ville de Berrouaghia.

III.1.2.2. Situation géographique du site

La vallée d'oued Touila a fait l'objet d'une étude détaillée pour la surélévation de petit barrage qui se situe sur la carte d'état-major de Berrouaghia n° 110 à l'échelle du 1/50.000e) aux points de coordonnées suivants :

Tableau III.1 : Coordonnées du site (DRE MEDEA)

Coordonnées	X	Y	Z
Lambert	520,88 km	310,11 km	764 m
UTM	493,736 m	3993,658 m	764 m



Figure III.1 : Vue aérienne représente situation du petit barrage d'oued Touila (google earth)

III.1.3 Le Levé bathymétrique

Un levé bathymétrique de la cuvette de barrage Touila s'est effectué en 2016, c'est pour déterminer le taux d'envasement.

A partir des courbes capacité-hauteur on a déterminé la capacité totale de la retenue d'oued Touila correspondant à l'année 2016. Cette dernière est de $V_1 = 1\,357\,400.00 \text{ m}^3$ (cote NNR), par contre la capacité initiale lors de la mise en service en 1988 était de $V_1 = 2\,300\,000.00 \text{ m}^3$.

De ces données, on déduit le volume de la vase qui correspond à la différence des volumes V_1 (initial) et V_2 (final), il est de $942\,600.00 \text{ m}^3$.

Donc le taux d'envasement de la retenue d'oued Touila est de 50%.

III.2 Etude Géologique :

Les études géologiques sont des stades très important dans la conception des barrages, basée essentiellement sur les données recueillies in situ grâce à des observations faites sur le site, après plusieurs campagnes de reconnaissance faite sous forme de prospection, par sondages et puits en différents endroits de la retenue (zone d'emprunt de la digue) et aussi avec l'analyse descriptive (la lithologie) des formations géologiques constituent le relief.

III.2.1 Contexte géologique régional:

La région d'étude fait partie de la carte géologique de Berrouaghia n° 110 au 1/50.000^e (ancienne édition) et la carte d'état-major de Berrouaghia n° NJ – 31 – III – 8 – EST à l'échelle du 1/50.000^e (nouvelle édition) et comprend la région de Zoubiria, qui se situe à quelques kilomètres au Sud de Berrouaghia. Elle appartient, d'un point de vue structural, à l'Atlas Tellien, comme on peut le voir sur l'esquisse structurale en page suivante. A l'Est de Berrouaghia, une dépression topographique correspondant aux marnes du Crétacé supérieur sépare les Biban de la zone Sud-Tellienne.

Cette partie de l'Atlas Tellien appartient au domaine structural « Rifain – Tellien » qui court le long de la Méditerranée, d'une extrémité à l'autre du Maghreb. Ce domaine structural est marqué par une complexité particulièrement accusée avec des affleurements et des contacts anormaux, chevauchements, écaillés et nappes de charriage.

III.2.2 Stratigraphie :

Notre région d'étude est caractérisée par deux styles tectoniques différents, d'une part l'autochtone marneux, là où se trouve implanté le barrage d'oued Touila, et l'allochtone, beaucoup plus à l'Est de la feuille géologique de Berrouaghia. Nous pouvons y distinguer deux formations géologiques principales, en allant de la plus récente à la plus ancienne, dans les séries autochtones :

- Quaternaire de symbole a : Outre quelques placages d'éboulis sur les pentes, il est constitué essentiellement de remplissage d'alluvions plus ou moins fines dans les lits des oueds, avec localement des restes de terrasses plus anciennes témoignant d'une reprise d'érosion actuelle. Un ensemble grossier de cailloutis existe au Nord du village de Zoubiria. Quelques tufs de source, d'extension très réduite existent çà et là. Oued Touila coule sur des terrains d'âge Quaternaire de symbole **a** sur la carte géologique, probablement sur des alluvions fines provenant de l'érosion des terrains crétacés environnants.
- Sénonien de symbole C4-7 :
 - Coniacien C^{4a} :

Epaisse série (460 m) de marnes gris bleutées, à petites intercalations calcaires (calcaire sublithographique brun clair et calcaire argileux gris), avec, au milieu de la série, une passée

(70 m) de marnes grises à boudins et miches calcaires abondants ; les marnes sont ferrugineuses au-dessus de cette passée. Une cuesta de calcaires bien lités, fins, gris-clair dont l'épaisseur varie de 8 à 15 m du Sud au Nord. Au sommet de cette cuesta apparaît au Nord un niveau de calcaires organogènes.

○ Sénonien supérieur – Santonien – Coniacien supérieur C⁴⁻⁷ :

- Série monotone (240 m) de marnes gris à gris-olivâtre, ferrugineuses, à rares bancs métriques de calcaires très durs, gris à beiges.
- Une importante série de marnes gris à bruns, laissant apparaître dans sa partie inférieure de nombreux bancs métriques de calcaires blancs.
- Au-dessus, une épaisse série monotone de marnes gris-bruns, dont l'épaisseur est impossible à définir, est tronquée vers le haut par les nappes telliennes.

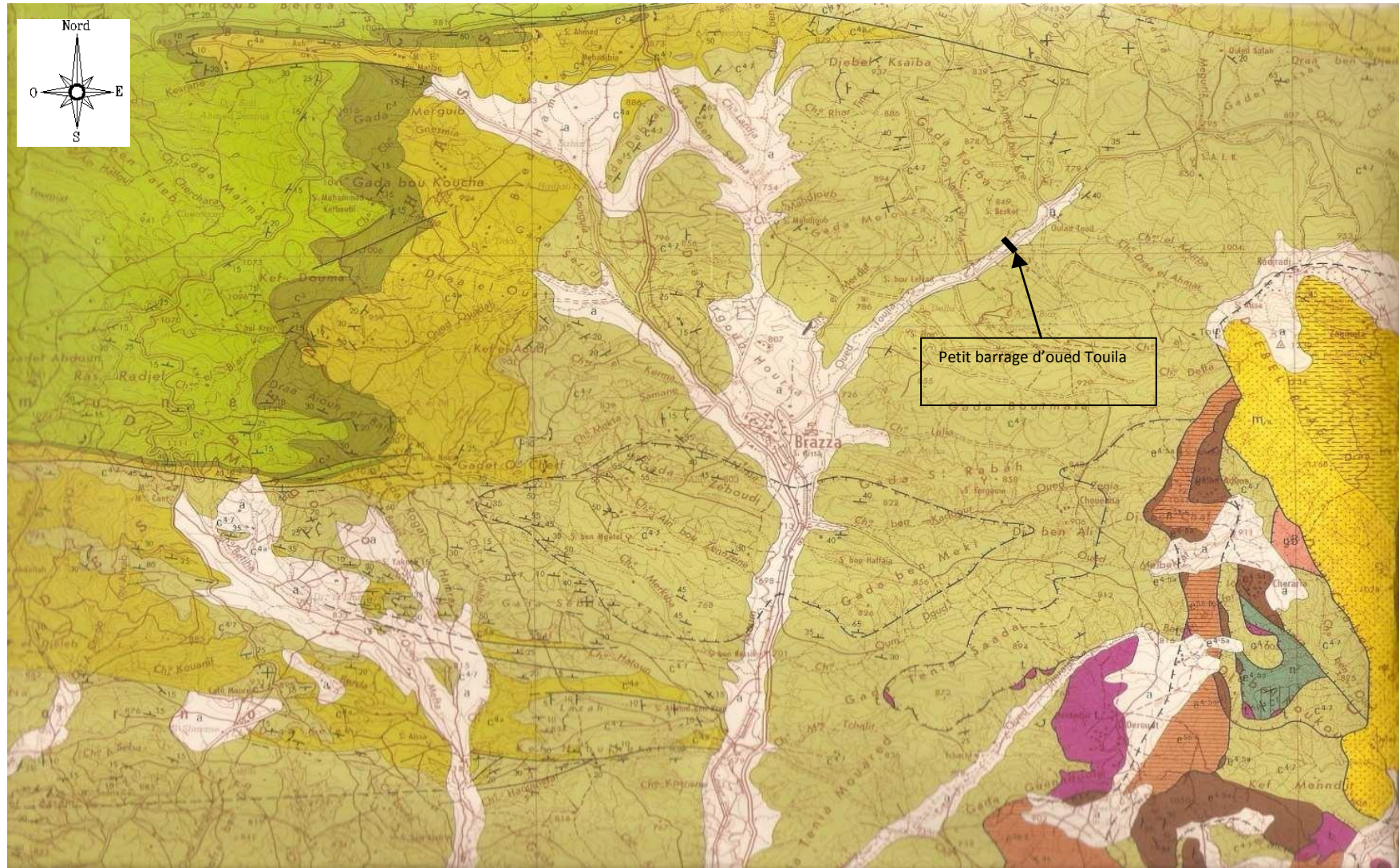


Figure III.3 : Extrait de la carte géologique de Berrouaghia n° 110 à l'échelle 1/50.000°

(La Société Nationale de la Recherches et d'Exploitation des Pétroles en Algérie (S.N.Repal))

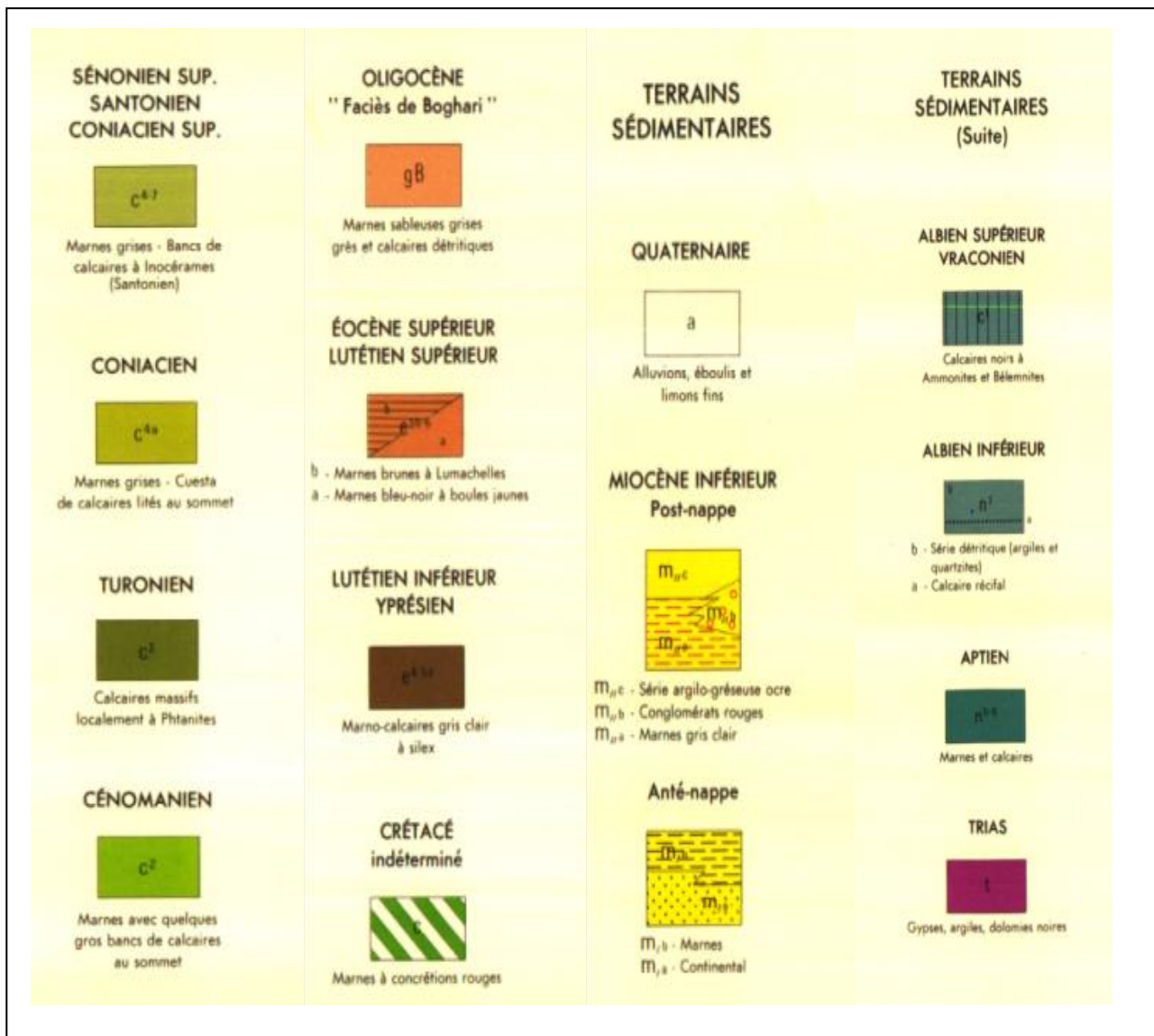


Figure III.4: Extrait de la légende de la carte géologique de Berrouaghia n° 110 à l'échelle 1/50.000^e

(La Société Nationale de la Recherche et d'Exploitation des Pétroles en Algérie (S.N.Repal))

III.2.3 Géologie de la zone d'étude :

Les formations géologiques rencontrées au niveau du site de l'oued Touila se trouvent dans une vallée très large et ouverte, avec des pentes relativement faibles sur tout le pourtour du bassin. En amont de la digue du barrage, en rive droite de la cuvette, les marnes grises appartenant au Sénonien, comportant des passées calcaires avec de minces bancs, pouvant devenir plus importants. Nous sommes en zone peu accidentée puisque les reliefs ne sont pas très élevés et constitués de terrains marneux plutôt souples et non pas cassants.

L'eau du barrage recouvrait pratiquement toute la cuvette, Il est fort probable que les dépôts au niveau de la cuvette soient constitués de vase et de limons argileux sur une grande partie de la cuvette. Les dépôts d'alluvions grossières devraient se trouver au niveau de la queue de la cuvette, beaucoup plus en amont.

Les marnes grises à intercalations de bancs calcaires durs du Sénonien devraient affleurer sur les deux rives mais sont recouvertes par des dépôts d'alluvions fines comme les limons au niveau du lit de l'oued Touila et par des argiles limoneuses au niveau des terrasses alluviales qui longent la cuvette du barrage.

Le lit de l'oued Touila en aval de la digue est parsemé d'alluvions plutôt fines, comprenant surtout du sable fin mélangé à des limons. Plusieurs affluents se déversent dans l'oued Touila provenant des reliefs septentrionaux qui longent la ville de Berrouaghia dans sa partie orientale.

Ils recourent les épaisses couches de marnes grises du Sénonien et mettent à nu les bancs calcaires à fort pendage. Au niveau du barrage, les marnes ont un pendage qui varie de 25 à 40° de direction générale Sud-Est formant ainsi de petits anaclinaux.

III.2.4 La sismicité :

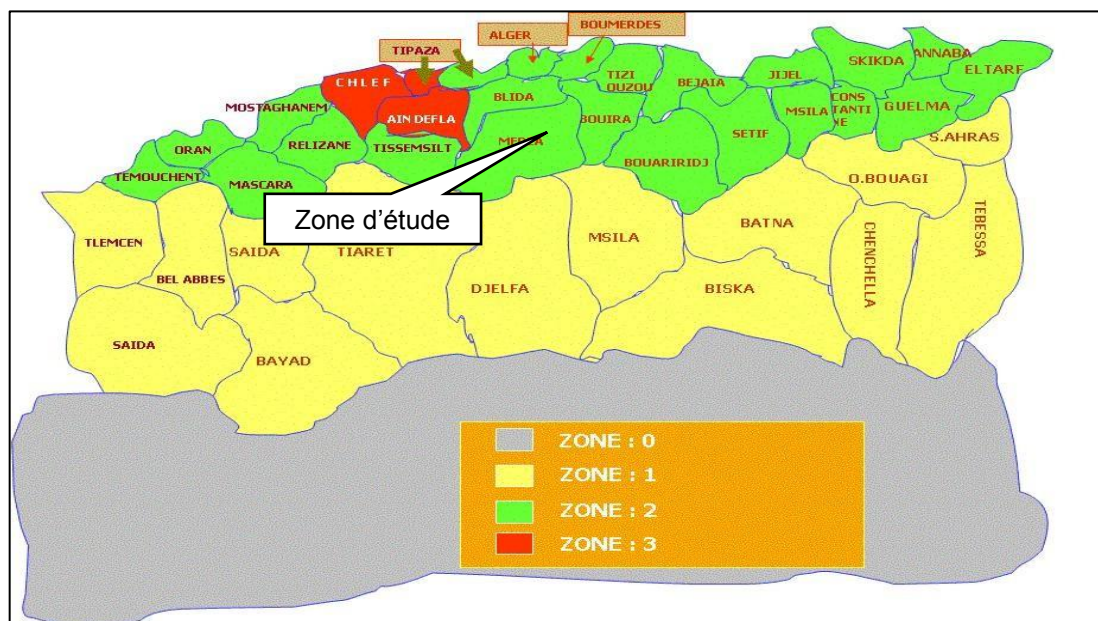


Figure III.5 : Carte de zonage sismique du territoire national. (RPA 2003)

- **Zone 0 : sismicité négligeable ;**
- **Zone 1(I) : sismicité faible ;**
- **Zone 2(IIa et IIb) : sismicité moyenne ;**
- **Zone 3(III) : sismicité élevée.**

La carte des zones sismiques du document officiel, édité par le Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, intitulé « Règles Parasismiques Algériennes RPA 1999 / version 2003 », montre que le site d'oued Touila est classée en zone IIa d'où une activité sismique moyenne.

L'ouvrage déjà réalisé se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 1B, comme défini dans le RPA 2003 et de ce fait, le coefficient d'accélération **A** sera de **0,20** pour le calcul de la force sismique totale et de la stabilité de l'ouvrage.

III.2.5 Tectonique :

La région de Zoubiria (ex Brazza) qui se situe à environ 7 kilomètres au Sud de Berrouaghia, fait partie de l'autochtone Crétacé qui correspond à des reliefs orientés généralement E-W, parallèles aux axes et aux replis tectoniques. Cet ensemble est dominé par la terminaison occidentale des Bibans dont la masse de flysch culmine à 1.249 m.

De façon très schématique, on peut distinguer, dans la région de Berrouaghia deux styles tectoniques différents longuement étudiés par les géologues :

- Celui de l'autochtone de la chaîne des Bibans et de l'autochtone plus méridional d'une part,
- Celui des nappes telliennes, à l'Est, à tectonique très complexe, d'autre part.

III.2.6 Matériaux de construction :

Il est indispensable pour les besoins de surélévation de la digue d'oued Touila que les matériaux fins soient prélevés sur les pourtours de la cuvette pour que le volume de terre soit remplacé par l'équivalent en eau, ce qui ne serait pas négligeable et pour que le coût de transport de ces matériaux soit le moins cher possible, ce qui donnerait un meilleur rapport qualité/prix.

- **Matériaux du remblai de la digue :**

Les matériaux du remblai de la digue (argiles) seront exploités au niveau de la cuvette.

- **Matériaux de filtres, drains et transitions :**

Les matériaux nécessaires au filtre, drain et transition peuvent être exploités des carrières existantes sur le site après leur triage.

- **Matériaux pour le rip-rap :**

Sachant que la surélévation de la digue ne se fera que sur 3 ou 4 mètres, le volume en rip-rap ne sera pas très important. Il faudra les prélever suivant le calibre imposé par les calculs contre la force des vagues. Ceux qui protègent actuellement la digue sur le talus amont sont de nature calcaire de teinte grise à verte et même brune.

III.2.7 Conclusion

On peut dire donc que toutes les conditions géologiques et hydrogéologiques sont favorablement réunies pour la réalisation d'une digue sur le site.

III.3 Etude Géotechnique

L'étude géotechnique a pour principal objectif l'étude de sol pour la construction d'ouvrages tels que les barrages ou les retenues collinaires. Elle permet d'expliquer et quantifier le comportement des matériaux aussi divers et hétérogènes que ceux engendrés par la nature. Il est indispensable de connaître leurs propriétés physiques et mécaniques dans le cas où ils sont destinés à la construction d'un barrage en terre.

III.3.1 Prospection géotechnique

III.3.1.1. Prospection géotechnique du terrain

Des échantillons ont été prélevés au moment de la réalisation des fouilles et des sondages carottés sur plusieurs zones d'emprunt de la retenue collinaire afin de déterminer les caractéristiques géotechniques pour les matériaux de construction et la structure géo-mécanique du terrain d'assise et de fondation de la digue :

- 03 sondages carottés de 10 m de profondeur au niveau de l'axe de la digue.
- 04 fouilles de 03 m de profondeur sous les argiles limoneuses des terrasses alluviales, au niveau des zones d'emprunt (cuvette).

Sur les zones d'emprunts potentielles des matériaux nécessaires à la construction de la surélévation de la digue, 04 fouilles ont été réalisées. Ils se répartissent comme suit :

- F1 : dans la zone d'emprunt en dehors de la cuvette ;
- F2 : dans la zone d'emprunt rive droite ;
- F3 : dans la zone d'emprunt rive droite ; (n'a pas été concernée par les prélèvements d'échantillons puisque nous y avons trouvé des marnes schisteuses grises du Sénonien)
- F4 : dans la zone d'emprunt rive droite ;

III.3.1.2. Prospection géotechnique de laboratoire et in-situ :

Les essais au laboratoire ont concerné trois (03) échantillons remaniés pour F1, F2 et F4, et le prélèvement d'échantillons intacts paraffinés lors des fouilles pour des mesures de densités et de teneur en eau réelles afin qu'elles reflètent les caractéristiques de l'échantillon in-situ dans son état naturel. Il s'agit des mêmes échantillons de fouilles.

➤ Echantillons remaniés et intacts (fouilles) : F1, F2 et F4

- Essais physiques :
 - Analyse granulométrique et sédimentométrique.
 - Teneur en eau.
 - Densité sèche.
 - Densité humide.
 - Degré de saturation S_r .
- Essais physiques :
 - Limites d'Atterberg.

- Essai oedométrique.
- Perméabilité à l'oedomètre.
- Essai proctor normal.
- Essai de cisaillement rectiligne (UU).
- Analyse chimique :
 - Teneur en matières organiques (MO).
 - Teneur en sulfates.

III.3.2 Résultats géotechniques du terrain et de laboratoire

Caractéristiques physiques et mécaniques des échantillons (matériaux fins) :

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des essais de laboratoire

Fouille	Identification visuelle	Paramètres physiques				Limites d'Atterberg		Analyse granulométrique et sédimentométrie			Cisaillement UU		Essai Oedométrique			Perméabilité à l'oedomètre	Proctor normal		Analyse chimique des sols	
		W (%)	γ _d (t/m ³)	γ _h (t/m ³)	Sr (%)	W _r (%)	l _p (%)	< 2mm (%)	< 80μ (%)	< 2μ (%)	C _{uu} (bars)	φ(°)	C _c (%)	P _c (bars)	C _g (%)	K (cm/s)	γ _{dmax} (t/m ³)	W _{opt} (%)	Sulfates (%)	MO (%)
F1	Argile limono sableuse et graveleuse brunâtre	21	1,60	1,94	86,42	50	21	85,79	79,73	58,10	1,22	26	18,26	1,06	3,16	4,0. 10 ⁻⁷	2,0	11,3	0,218	3,36
F2	Argile limoneuse brun-claire finement sableuse	24,3	1,51	1,88	85,4	58	23	99,55	96,58	66,89	0,9	22	25,25	0,47	5,09	7,93.10 ⁻⁸	1,6	15,6	0,717	5,59
F3	Argile limono-sablo-graveleuse beige	20,2	1,52	1,83	72,0	56	23	91,05	79,92	56,34	0,84	22	20,93	0,98	5,90	2,49.10 ⁻⁷	1,64	14,6	0,185	3,32

Source : HYDRO PROJRT, SARL

III.3.3 Matériaux de construction de la digue

- L'échantillon prélevé dans la fouille F1 a montré les meilleures caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques et que de ce fait, on utilisera ce matériau fin en premier pour le rehaussement de la digue (voir résultats des essais en annexe du rapport). Cependant, si le volume mis en évidence autour de la fouille F1 en rive gauche de la cuvette ne suffit pas à concrétiser le projet, nous pourrions utiliser le matériau représentatif de la fouille F2 (zone B) en complément mais en employant une énergie de compactage beaucoup plus rigoureuse afin de pallier à la tendance au gonflement puisque l'indice de gonflement à l'oedomètre a été mesuré à 0,05. Le matériau de la zone C représenté par la fouille F4 sera utilisé en dernier puisque nous y avons trouvé un indice de gonflement à 0,059. Là également, l'énergie de compactage sera davantage importante pour combler cette moyenne tendance au gonflement. D'ailleurs, leur I_p est inférieur à 25% ce qui implique qu'ils sont moyennement gonflants et les courbes ne se recoupent pas ce qui aurait été l'exemple d'une argile gonflante. Il faudrait exploiter les matériaux respectifs de F2 et F4 en dernier ressort et faire en sorte qu'il soit déposé au-dessus de la première couche représentée par F1.

- Tous les autres essais géotechniques ont été concluants, à savoir la densité, le cisaillement pour le calcul de stabilité, la perméabilité, etc....

- Sachant que les échantillons prélevés n'étaient pas très éloignés les uns des autres, nous avons pu nous rendre compte de visu de leur similitude lors de l'interprétation des essais et de leur description par l'analyse granulométrique. Effectivement, les courbes de F1 et F4 sont semblables et qu'ils diffèrent seulement par leur aptitude mécanique. On peut admettre qu'il s'agit de la même terrasse alluviale tout le long du lac mais que les épaisseurs peuvent varier puisqu'à hauteur de la fouille F3, elle n'est que de 1m.

III.3.4 Enrochement et perré :

Pour la protection du talus amont contre les vagues, il sera essentiel de ramener des blocs d'environ 40 cm de diamètre de carrières existantes et. Sachant que la surélévation de la digue ne se fera que sur 3 ou 4 mètres, le volume en rip-rap ne sera pas très important. Il faudra les prélever suivant le calibre imposé par les calculs contre la force des vagues. Ceux qui protègent actuellement la digue sur le talus amont sont de nature calcaire de teinte grise à verte. Les blocs pourraient être récoltés en aval du barrage dans le lit de l'oued Touila, à contours arrondis.

III.3.5 Agrégats par concassage pour béton et filtre :

Pour la confection du béton qui servira à la reconstruction de l'évacuateur de crues, le gravier et le sable seront ramenés d'une station de concassage existante dans les environs du site afin que le coût de transport soit le moins cher possible.

Conclusion et recommandations :

- La zone A constituera la zone de prélèvement en tant que matériau fin pour le rehaussement de la digue déjà existante. Il s'agit d'argile limono-sableuse que l'on considère comme faisant partie des terrasses alluviales qui bordent le plan d'eau. Cette formation se continue en amont de la cuvette. Sachant que nous avons pu mettre en évidence ces argiles sur plus de 2,0 m de profondeur, nous avons opté pour cette épaisseur. Nous aurons un volume disponible au niveau de la zone A d'au moins 76.450 m^3 en matériaux fins pour une surface mesurée de 38.227 m^2 . Nous précisons que cette zone de prélèvement a montré de bonnes aptitudes géotechniques pour le rehaussement de la digue.
- Les zones B et C, qui prolongent la même terrasse de la zone A, beaucoup plus en amont de la cuvette et de la digue, et qui ont la même lithologie que la zone A, pourraient être une source potentielle en complément des matériaux de la zone A mais en respectant les recommandations citées en page précédente. D'après les calculs et le métré le volume de **76.450 m^3** devrait suffire largement aux besoins du projet.

Chapitre IV

Etude Hydrologique

Introduction :

L'étude hydrologique a pour but d'étudier le bassin versant de Touila, d'assurer les besoins en eau de la région, d'étudier les crues de Oued Touila et de définir certaines caractéristiques du régime hydrologique tel que :

- Le module et variabilité de l'apport ;
- La répartition de l'écoulement ;
- Le débit maximum de l'écoulement ;
- La prédétermination des crues fréquentielles ;
- Le transport solide.

Ces caractéristiques ainsi que les paramètres techniques de base nous permettront d'envisager la conception et l'étude du projet de barrage.

Il faut signaler qu'avec les données manquantes ou incomplètes, ou bien les certaines irrégularités dans les stations voisines, les méthodes empiriques ont été souvent utilisées pour pouvoir examiner l'évaluation et l'allure des débits des hautes eaux, et de fournir en plus avec un maximum d'informations les débits de projet. Le but de cette étude est la détermination des paramètres hydrologiques nécessaires pour l'étude de la régularisation.

IV.1 Données de base de l'étude :

- Les cartes topographiques de au 1/50.000^{ème} ;
- données pluviométriques ;
- données hydrométriques.

IV.2 Définition du bassin versant :

On appelle bassin versant ou bassin de drainage d'une rivière considérée en un point donné de son cours d'eau, l'aire limitée par le contour à l'intérieur duquel l'eau précipitée se dirige vers ce point de la rivière. Si le sol est imperméable, il est bien évident que les limites du bassin sont définies topographiquement par la ligne de crête le séparant d'un bassin voisin (bassin topographique).

IV.3 Etude des caractéristiques physiques et géomorphométriques du bassin versant :**IV.3.1 Présentation du bassin versant :**

L'utilisation des différents types de paramètres morphométriques a pour but la qualification des facteurs caractéristiques de milieu physique d'un bassin versant.

Les principaux paramètres morphométriques qui agissent sur la variation du régime hydraulique sont :

- le profil en long ;
- la densité de drainage ;
- les rapports de confluence et de longueur.

Les travaux sont effectués à l'aide de logiciel Autocad sur les cartes topographiques de BERROUAGHIA (NJ-31-III-8) et BNI SLIMANE (NJ-31-IV-7) à l'échelle 1/50000.

Tableau IV.1 : Coordonnées UTM à l'axe de la digue du petit barrage d'oued Touila

Site	x	y	z
Oued Touila (axe de la digue)	423.80	3982.95	635

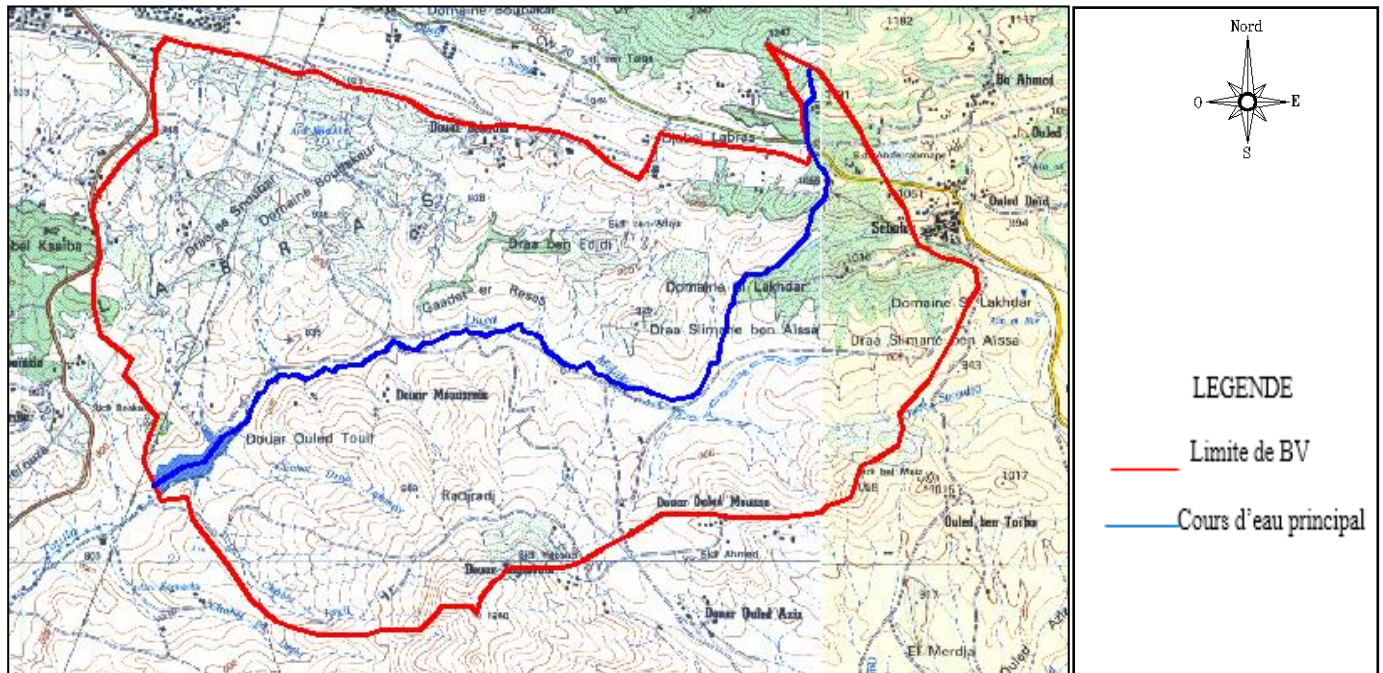


Figure IV.1 : Bassin versant de Touila extraits des cartes topographiques de BERROUAGHIA (NJ-31-III-8) et BNI SLIMANE (NJ-31-IV-7) à échelle (1/50000) (ANRH BLIDA)

IV.3.2 Caractéristique hydromorphologique du bassin versant :

- la superficie: $S = 31.1 \text{ km}^2$
- le périmètre: $P = 26.1 \text{ km}$
- la longueur de talweg principal: $lp = 9.86 \text{ km}$
- Indice de compacité de Gravelius " K_G ":**

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydrogramme résultant d'une BLIDA°averse donnée à l'exutoire du bassin.

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme de bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux seront court. Elle sera allongée dans le cas contraire.

- si $K_G = 1 \Rightarrow$ bassin parfaitement circularise
- si $K_G = 1.128 \Rightarrow$ bassin ramassé
- si $K_G > 1.128 \Rightarrow$ bassin allongé

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0,28 \times \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Où :

K_G : Indice de compacité de Gravelius ;

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

P : périmètre du bassin [km].

A.N : $K_G = 1.311$

$K_G > 1$ donc c'est un bassin versant de forme allongée

e. Coefficient d'allongement :

Il est donné par la formule suivante :

$$K_p = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (IV.2)$$

L : Longueur du talweg principal

S : Superficie du bassin versant

A.N :

$$K_p = 3.13$$

f. Rectangle équivalent:

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré.

On a :

$$L, l = \frac{K_G \sqrt{S}}{1.12} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (IV.3)$$

$$\begin{array}{ll} \text{AN:} & L_r = 9.91 \text{ Km} \\ & l_r = 3.14 \text{ Km} \end{array}$$

IV.3.3 Hypsométrie du bassin versant :**IV.3.3.1. Relief :**

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

Notre but recherché est la détermination de la classe de relief.

A partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après planimétrie des surfaces partielles, utilisant la carte à l'échelle (1/50.000), à l'aide de logiciel Autocad, les courbes de niveaux sont démontrées dans la figure (**ANNEXE 2.1**)

IV.3.3.2. 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 (ou au- dessous) de l'altitude représentée en ordonnée.

Tableau IV.2. : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Courbe de niveau(m)	Altitude moyenne Hi (m)	Surface partielle Si (km ²)	Surface partielle Si (%)	Surfaces cumulée (%)	Si*Hi
1220-1240	1230	0.03	0.096	0.096	36.90
1200-1220	1210	0.07	0.225	0.32	84.70
1180-1200	1190	0.08	0.257	0.58	95.20
1160-1180	1170	0.09	0.289	0.87	105.30
1140-1160	1150	0.11	0.354	1.22	126.50
1120-1140	1130	0.13	0.418	1.64	146.90
1100-1120	1110	0.16	0.514	2.15	177.60
1080-1100	1090	0.17	0.547	2.70	185.30
1060-1080	1070	0.33	1.061	3.76	353.10
1040-1060	1050	0.31	0.997	4.76	325.50
1020-1040	1030	1.1	3.537	8.30	1133.00
1000-1020	1010	2.25	7.235	15.53	2272.50
980-1000	990	1.6	5.145	20.68	1584.00
960-980	970	1.86	5.981	26.66	1804.20
940-960	950	2.71	8.714	35.37	2574.50
920-940	930	3.7	11.897	47.27	3441.00
900-920	910	3.36	10.804	58.07	3057.60
880-900	890	3.1	9.968	68.04	2759.00
860-880	870	3.12	10.032	78.07	2714.40
840-860	850	2.7	8.682	86.75	2295.00
820-840	830	1.98	6.367	93.12	1643.40
800-820	810	1.47	4.727	97.85	1190.70
780-800	790	0.51	1.640	99.49	402.90
780-760	770	0.17	0.547	100.00	130.90
Total		31.1			920.90

D'après le tableau nous pouvons tirer :

Hmax= 1240 m NGA

Hmin = 760 m NGA

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

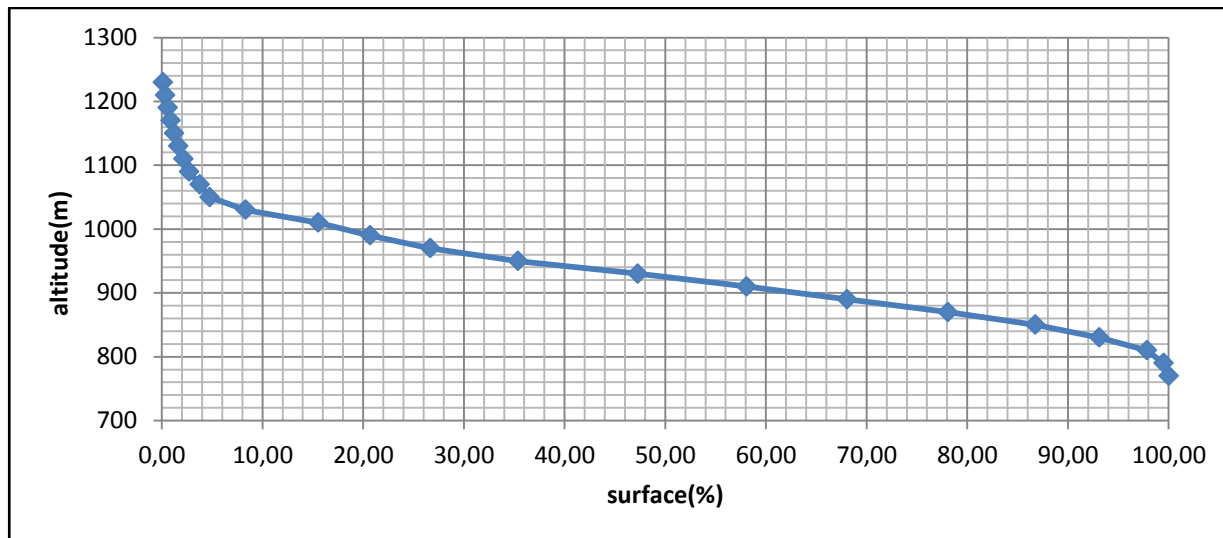


Figure IV.2: Répartition de la courbe hypsométrique du bassin versant

D'après le graphe, nous pouvons tirer :

H5% = 820 m NGA

H95% = 1050 m NGA

a) L'altitude moyenne du bassin versant

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

Elle est Définie comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Où :

H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

S : superficie totale du bassin versant [km²].

A.N : $H_{\text{moy}} = 920.90 \text{ (mNGA)}$

b) L'altitude médiane :

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

On a : $H_{50\%} = 928 \text{ (mNGA)}$

Tableau IV.3 : Détermination des altitudes

Altitude	Valeur (mNGA)
H _{moyenne}	920.90
H _{médiane}	928
H _{95%}	820
H _{5%}	1050
H _{max}	1240
H _{min}	760

c) La pente moyenne du bassin versant :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de concentration Tc et influe directement sur le débit de pointe lors d'une averse.

La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

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

Où :

I_m : pente moyenne [%] ;

l_i : longueur totale de courbes de niveau [km] ;

ΔH : Équidistance entre deux courbes de niveau [m] ;

S : surface du bassin versant [km²].

Tableau IV.4 : Evaluation de la pente moyenne.

N°	Côte de la courbe (m)	ΔH (m)	Longueur (Km)
1	1200	100	0.525
2	1100		2.625
3	1000		21.58
4	900		35.65
5	800		5.335

La pente moyenne du bassin est : **I_m = 2.119%**

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

d) Indice des pentes

 L'indice de pente globale I_g

Cet indice est déterminé par la formule suivante il sert à la classification du relief :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (IV.6)$$

Où :

L_r : la longueur du rectangle équivalent ;

A.N : I_g = 23.21 m /km

I_g = 0.023

Pour la classification du relief, celle d'ORSTOM sera prise comme référence, elle est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.5: Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global

Relief		Valeur de Ig
1	Très faible	$Ig < 0,002$
2	Faible	$0,002 < Ig < 0,005$
3	Assez faible	$0,005 < Ig < 0,01$
4	Modéré	$0,01 < Ig < 0,02$
5	Assez modéré	$0,02 < Ig < 0,05$
6	Fort	$0,05 < Ig < 0,1$
7	Très fort	$0,05 < Ig$

D'après Ig, le relief du bassin Touila est **Assez modéré**

L'indice de pente M.ROCHE Ip

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (IV.7)$$

Avec:

L : Longueur de rectangle équivalent (m);

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

Tableau IV.6 : Détermination de la pente de Roche Ip

$H_i - H_{i-1}$	$D_i = H_i - H_{i-1}$	S_i (Km2)	$A_i = S_i / S$ (%)	$\sqrt{A_i * D_i}$
1240-1200	40	0.1	0.322	3.59
1200-1100	100	0.57	1.833	13.54
1100-1000	100	4.16	13.376	36.57
1000-900	100	13.23	42.54	65.22
900-800	100	12.37	39.775	63.07
800-760	40	0.68	2.186	9.35
Somme		31.1	100	191.34

A.N : $I_p = 0.61\%$

e) Dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tous les bassins versant de déférant surface.

Tableau IV.7: 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 modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (IV.8)$$

$$D_s = 129.43 \text{ m} < 250 \text{ m}$$

Conclusion:

Notre bassin versant est à **relief modéré**.

IV.4 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :**IV.4.1 Chevelu hydrographique :**

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les cartes citées auparavant pour la détermination de l'altitude moyenne.

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est celle de SCHUM. Nous avons 02 types du réseau : subdentrific et dentritic.

Dans cette classification de SCHUM est considéré d'ordre (x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x). Dans notre bassin versant de l'oued Touila, le cours d'eau principal est **de l'ordre 4**.

IV.4.2 Le profil en long du cours d'eau :

On a l'habitude de représenter graphiquement la variation altimétrique du fond du cours d'eau en fonction de la distance à l'émissaire. Le profil en long d'un cours d'eau permet de définir sa pente moyenne.

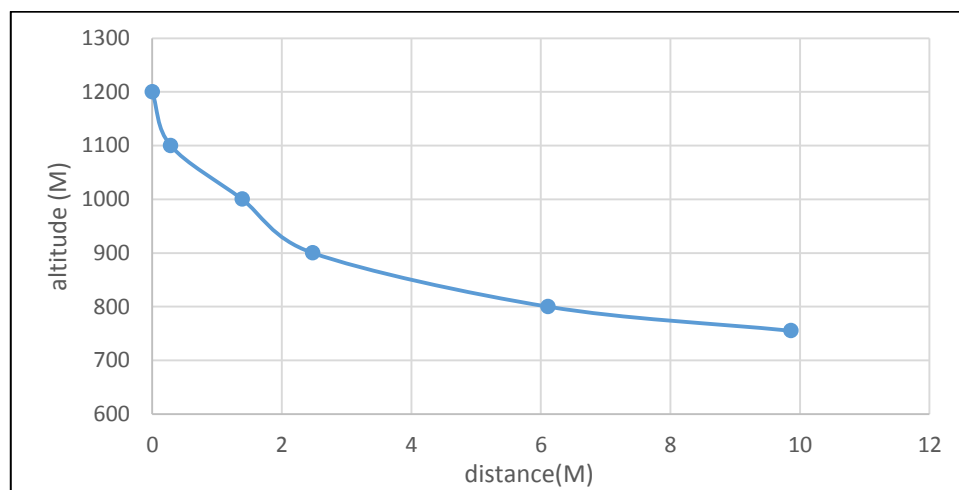


Figure IV.3 : profil en long du cours d'eau principal

IV.4.3 La pente moyenne d'un cours d'eau :

Ce paramètre a pour but la détermination de vitesse d'écoulement jusqu'à arriver à l'exutoire du bassin, donc elle a une influence sur le temps de concentration et par conséquent, elle agit sur le débit maximal observé,

$$I_c = \frac{\Delta H_{\max}}{L} \dots\dots\dots (IV.9)$$

Où :

I_c : pente moyenne du cours d'eau [m/m] ;

$\Delta H_{\max}$: dénivellation maximale de la rivière [m] ;

L : longueur du cours d'eau principal [km].

A.N :

$$I_c = 0.0413 \text{ m/m}$$

$$I_c = 4.13 \%$$

Dans notre cas la pente est douce d'où elle donne à l'eau le temps nécessaire à s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

IV.4.4 La densité de drainage :

La densité de drainage, introduite par Horton, elle dépend de la géologie et des caractéristiques topographiques du bassin versant. Elle est donnée par la formule suivante :

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

Où :

D_d : densité de drainage [km/km²] ;

L_i : la somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i [km] ;

S : surface du bassin versant [km²].

Tableau IV.8: répartition des cours d'eau

Ordre de cours d'eau	nombre	Longueur (km)
1	103	64.92
2	22	20.24
3	7	12.17
4	1	4.39
total		101.72

A.N : $D_d = 3.28 \text{ Km/Km}^2$

IV.4.5 La densité hydrographique et coefficient de torrentialité :

IV.4.5.1. La densité hydrographique : représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S} \dots\dots\dots (IV.11)$$

Où :

F : densité hydrographique [km-2] ;
 Ni : nombre de cours d'eau d'ordre 1.

A.N: **F = 3.32 thalweg/Km²**

IV.4.5.2. Le coefficient de torrentialité:

$$C_t = D_d \cdot F \dots\dots\dots (IV.12)$$

Où :

Dd : Densité de drainage km/km²;
 F : Densité hydrographique.

A.N : **Ct = 10.89**

IV.4.6 Le temps de concentration :

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Il existe plusieurs formules. Dans le contexte Algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de **GIANDOTTI(1937)** :

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (IV.13)$$

Où :

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;
 L : longueur du talweg principale en [Km]
 Hmoy : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA);
 Hmin : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

A.N : **Tc= 3.65 heures**

IV.4.7 Vitesse moyenne de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (IV.14)$$

Où :

L : Longueur de talweg principal en [Km];
 T_c : temps de concentration en [heure].

A.N : **Vr = 2.7 km/h**

Tableau IV.9 : Résultats récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	Km ²	31.1
Périmètre		P	Km	26.1
Longueur du thalweg principal		L	Km	9.86
Pente du thalweg principal		I	%	4.13%
Indice de compacité		K _G	-	1,311
Coefficient d'allongement		Ca	-	3.14
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	Km	9.91
	Largeur	l _r	Km	3.26
Altitudes	Maximale	H _{max}	mNGA	1247
	Moyenne	H _{moy}	mNGA	920.90
	Médiane	H _{med}	mNGA	928
	minimale	H _{min}	mNGA	755
Pente moyenne de B.V		I _m	%	2.119
Indice de pente globale		I _g	m/Km	23.21
Indice de pente de M Roche		I _r	%	0.61
Dénivelée spécifique		Ds	m	129.43
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	3.28
Densité hydrographique		F1	Talweg/Km ²	3.32
Coefficient de torrentialité		Ct	-	10.89
Temps de concentration		T _c	H	4
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	2.7

IV.5 Caractéristiques Climatologiques de la Région :

IV.5.1 Répartition des pluies annuelles et mensuelles sur l'ensemble du bassin versant :

Sur la base de l'effet de l'accroissement de la pluviométrie en fonction de l'altitude, la valeur de la Pluie moyenne annuelle la plus probable est de l'ordre de 531.00 mm sur l'ensemble du bassin versant. Cette valeur est déterminée sur la base des données de la station pluviométrique de Mongorno.

La répartition des pluies mensuelles et interannuelle sur l'ensemble du bassin versant est présentée dans l'ANNEXE 2.2.

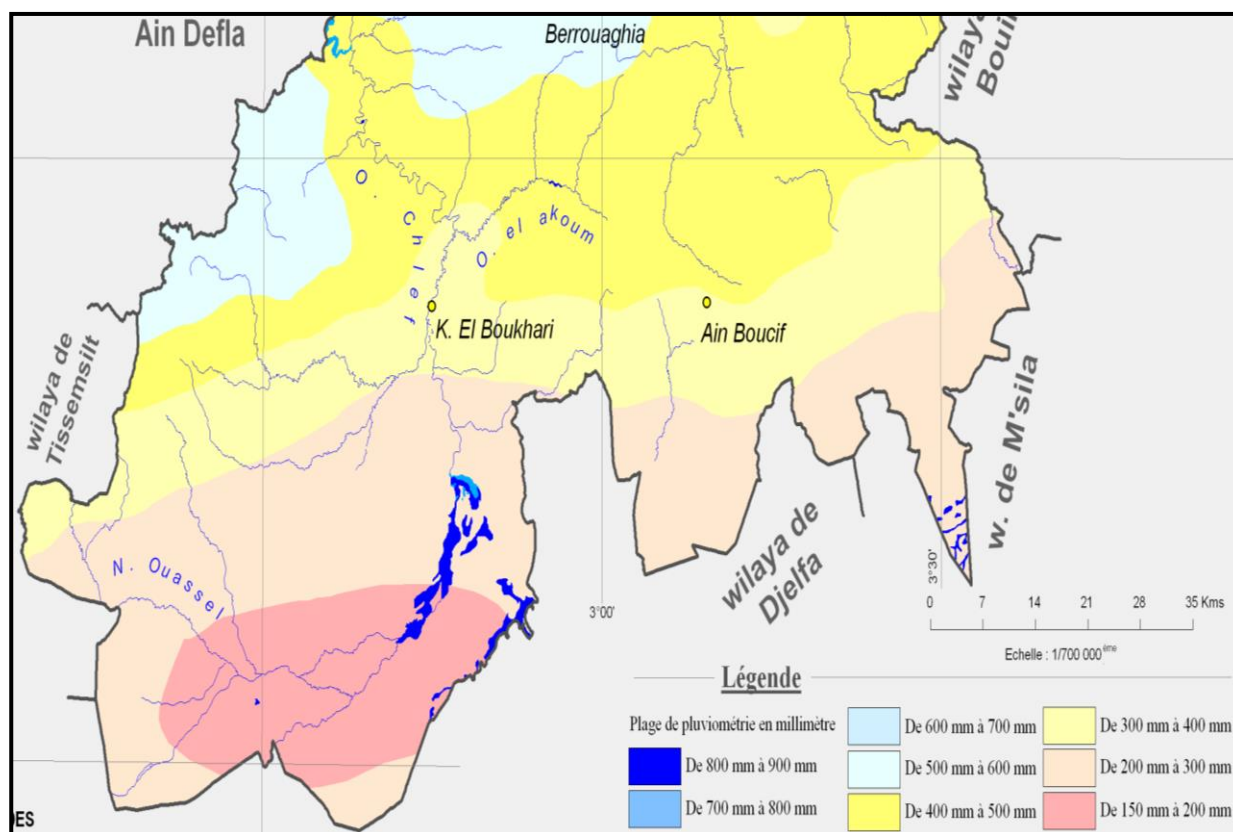


Figure IV.4 : Carte pluviométrique de la wilaya de Médéa (source : DRE MEDEA)

En générale les précipitations au niveau de la zone de Zoubiria sont situées à la zone jaune (de 400mm à 500mm)

IV.5.2 Humidité relative de l'air :

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

Tableau IV.10 : Distribution mensuelle de l'humidité de l'air relative en %

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
H (%)	78	74	70	68	64	54	46	50	62	69	78	74	66

(Source : DRE MEDEA)

L'examen de la répartition mensuelle, montre que l'humidité relative de l'air est généralement plus Elevée en saison hivernal. Les valeurs maximales sont atteintes durant les mois d'hiver (74 – 78%), Lorsque les températures sont minimales. Les valeurs d'humidité les plus faibles sont enregistrées en été (46-54%) ce qui prouve encore une Foix l'aridité durant la période estivale.

IV.5.3 Evapotranspiration

L'évapotranspiration représente un paramètre essentiel dans l'analyse de la ressource en eau. Dans Ce cas, sa bonne estimation est nécessaire dans les calculs de la régularisation des apports au site du Barrage. La carte des évapotranspirations moyennes annuelles de l'Algérie du nord. Etablie par L'ANRH sur la base de calcul de cette caractéristique hydrologique par la formule de Panman.

L'évapotranspiration annuelle de la zone d'étude est de l'ordre 1400 mm, la répartition mensuelle de l'évapotranspiration est représenter dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Répartition mensuelle de l'évapotranspiration au site du petit barrage d'oued Touila

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
E (mm)	28,3	49,2	80,9	111,8	165,2	199,4	253,3	208,9	147,3	82,4	45,9	27,6	1400,0

(Source : DRE MEDEA)

IV.5.4 Climat :

L'absence de station climatologique dans le bassin versant d'oued Touila, nous a amené à retenir la Station climatologique de Médea (observation : 1990-2006), analogue et proche du lieu d'étude, et ce afin d'estimer les différents paramètres climatiques. Cette station est gérée par l'Office National de La Météorologie (ONM d'Algérie).

IV.5.5 Température de l'air :

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

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

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
T _{moy} (°C)	6	7	9.9	11.4	16.5	22.2	25.5	25.4	20.5	16.1	10.3	7	15.02
T _{max} (°C)	8.7	10.1	13.6	15.3	20.9	27.2	31.0	30.9	25.5	20.2	13.4	9.6	18.48
T _{min} (°C)	3.9	4.6	7	8.1	12.9	17.9	21.2	21.2	16.9	13.1	8	5.1	11.66

(Source : DRE MEDEA)

D'après ce tableau, la valeur de la température moyenne est de 15.02°C. La valeur maximale est enregistrée pendant les mois de Juillet et d'Aout avec une de Juillet de 31.0°C. La valeur minimale est de 3.9°C, enregistrée durant le mois de Janvier. Les températures moyennes mensuelles allant de novembre à avril sont inférieures à la moyenne Annuelle, à comparer avec températures des mois de mai à octobre qui sont supérieures à cette dernière. Ceci permet de distinguer deux périodes de l'année : saison froide (de novembre à avril) et saison Relativement chaude (de mai à octobre).

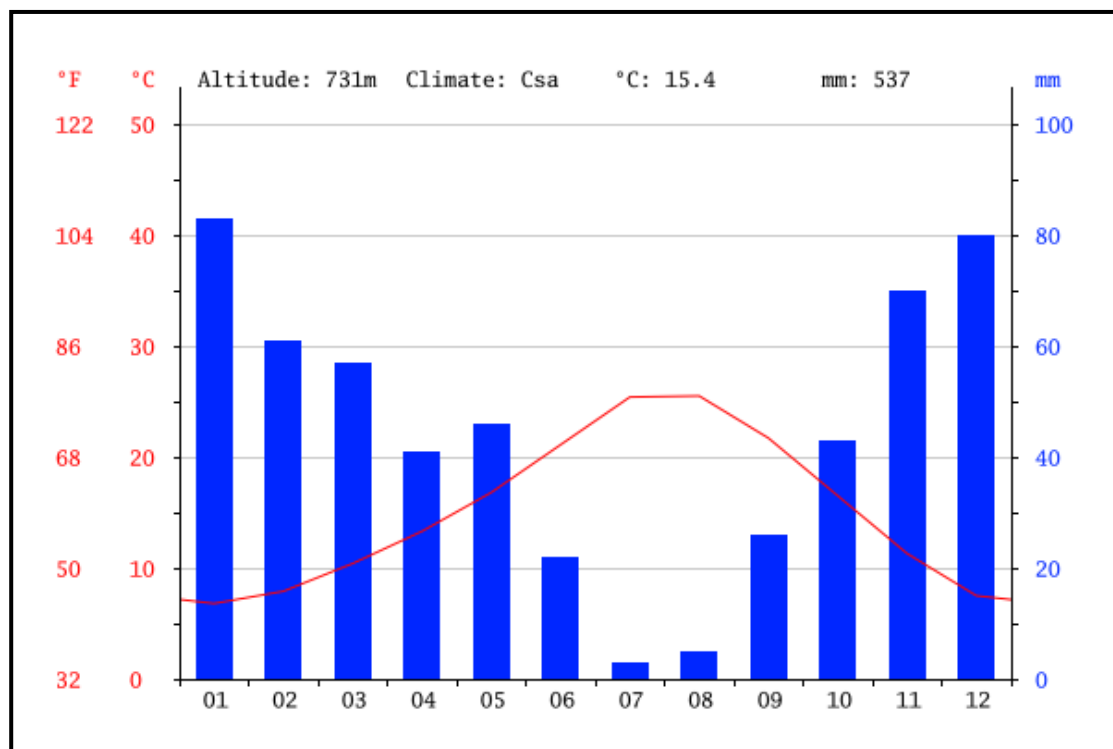


Figure IV.5 : diagramme climatique (Source : DRE MEDEA)

IV.5.6 Vitesse du vent

Les valeurs de la vitesse du vent (valeurs mensuelles et annuelles en m/s) sont présentées dans le tableau suivant ;

Tableau IV.13 : Distribution mensuelle de la vitesse de vent en m/s

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
V(m/S)	3.5	3.4	3.7	3.9	3.4	3.3	3	2.9	3.1	3.3	3.6	3.7	3.4

(Source : DRE MEDEA)

D'après ce tableau, la valeur moyenne annuelle de la vitesse du vent est de 3.4 m/s. elle est maximale Pendant le mois de décembre et minimale pendant le mois d'Aout.

IV.6 Étude des précipitations :

IV.6.1 Généralités :

L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau. Cette étude est basée sur les données des stations pluviométriques se localisant aux alentours du bassin versant de la retenue collinaire étant donné qu'aucune station n'est localisée dans le bassin versant.

Ces données pluviométriques recueillies au niveau de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H) se présentent sous forme de totaux mensuels et annuels ainsi que des pluies journalières maximales.

Le tableau ci-dessous donne les caractéristiques des stations pluviométriques prises en considération dans l'étude.

Tableau IV.14: Caractéristiques de la station pluviométrique

Nom de la station	Code	X (km)	Y (km)	Altitude (m)	Années d'observation	Pmoy (mm)
MOGORNO	01 14 04	513.5	312.6	932	1968/2013	531

(Source : ANRH)

IV.6.2 Répartition moyenne mensuelle de la pluie annuelle :

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

On dispose une série d'observations pluviométriques à la station de **MOGORNO** située à proximité du bassin versant. Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 31 années allant de 1968 à 2011. (ANNEXE2.2)

Tableau IV.15: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de sidi Bakhti

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû	Total
P(mm)	25.6	45.33	67.76	71.76	69.90	66.38	59.28	58.03	40.02	13.62	3.53	10.28	531
P (%)	4.82	8.53	12.75	13.5	13.15	12.49	11.15	10.92	7.53	2.56	0.66	1.93	100

(Source : ANRH)

IV.6.1 Précipitations maximales journalières (ANNEXE 2.3) :

L'étude des pluies maximales journalières consiste à faire un ajustement adéquat de la série par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et une période de retour.

Généralement les principales étapes de l'ajustement sont les suivantes :

- ✓ Classer la série des pluies maximales journalières par ordre croissant (non dépassement).
- ✓ Calculer la fréquence expérimentale dans notre cas en utilisant la formule de Hazen.
- ✓ Calculer les caractéristiques empiriques de la série pour chaque loi pour l'ajustement utilisé.
- ✓ ajuster graphiquement.
- ✓ Déterminer les quantiles pour chaque loi et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le tableau ci-après.

Tableau IV.16: les caractéristiques empiriques de la série

Caractéristiques	Valeur
Nombre d'observations	33
Maximum	91.5
minimum	17
moyenne	41.1
Ecart-type	18.8
médiane	37
Coefficient de variation (Cv)	0.458
coefficient d'asymétrie (Cs)	1.05
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.11

IV.6.2 Ajustement des pluies maximales journalières :

Il existe plusieurs lois d'ajustement, mais on rencontre généralement les lois fréquemment utilisées, ceux qui n'ont que trois paramètres au plus, et bien souvent, que deux. L'efficacité de l'estimation d'un événement dépend de la loi de probabilité, de la taille et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Mais il faut bien s'assurer si cette loi représente effectivement la population de cet échantillon en utilisant le test d'adéquation de la loi de probabilité choisie.

Les lois d'ajustement choisies dans cette étude sont :

- **Loi de Galton (log normale)**

- **Loi Gumbel**

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectuer à l'aide du logiciel « HYFRAN ».

Les résultats sont les suivants :

IV.6.4.1. Ajustement à la loi de Galton (log normale) :

La fonction de répartition de cette loi est décrite comme suit :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad \dots\dots\dots (IV.15)$$

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

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

$$\text{Log } X_{p\%} = \overline{\text{Log } x} + \sigma \text{ Log } U_{p\%} \dots\dots\dots (IV.16)$$

Avec : $U_{p\%}$: variable réduite de Gauss.

Calcul des fréquences expérimentale (ou non dépassement) :

$$q = f(x) = \frac{m-0.5}{N} \quad \dots\dots\dots (IV.17)$$

$$T = \frac{1}{1-q} \dots\dots\dots (IV.18)$$

m : numéro d'ordre de la valeur

N : taille de l'échantillon.

Tableau IV.17: les résultats d'ajustement à la loi de Galton

T(ans)	q	X _T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	189	41.1	109	270
2000.0	0.9995	157	30.6	97.1	217
1000.0	0.9990	144	26.6	91.8	196
200.0	0.9950	115	18.4	79.0	151
100.0	0.9900	103	15.3	73.3	133
50.0	0.9800	91.6	12.4	67.3	116
20.0	0.9500	76.6	9.01	59.0	94.3
10.0	0.9000	65.4	6.75	52.1	78.6
5.0	0.8000	54.0	4.79	44.6	63.3
3.0	0.6667	45.1	3.59	38.1	52.1
2.0	0.5000	37.4	2.84	31.8	42.9

Les résultats de l'ajustement sont montrés dans le graphique et le tableau suivants :

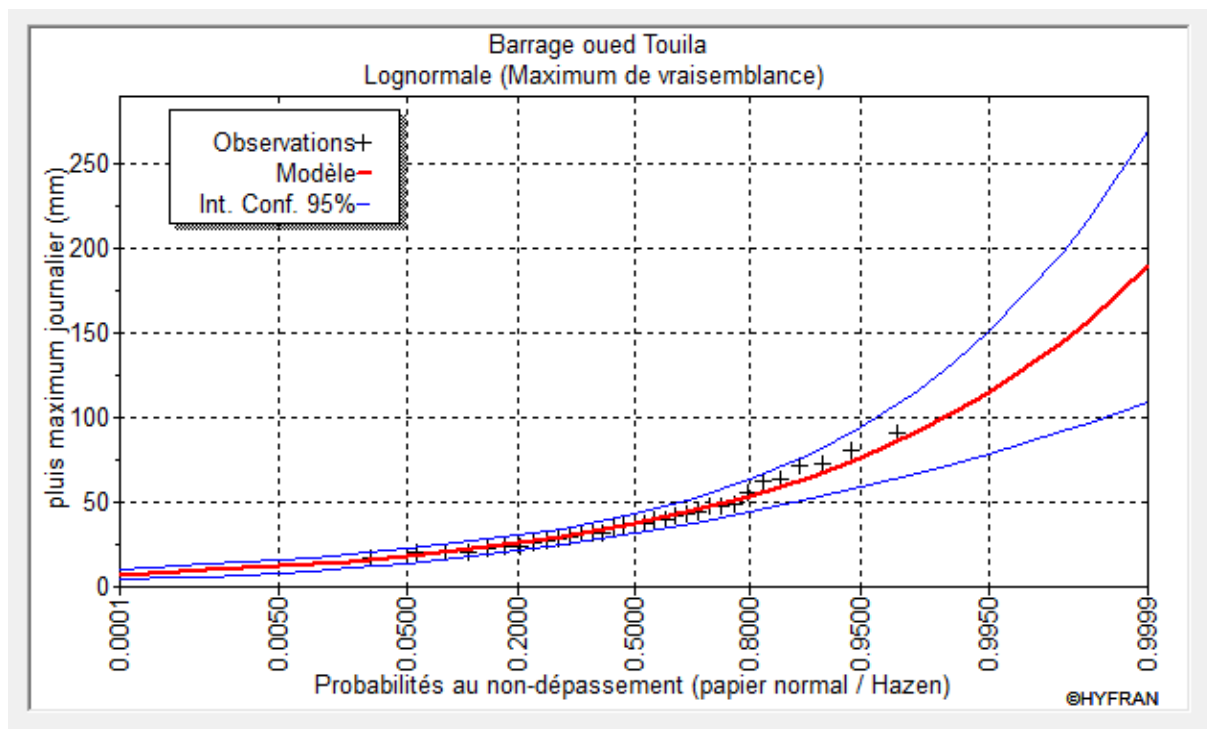


Figure IV.6: Graphique d'ajustement à la loi de Galton (log normale)

Tableau IV.18: Comparaison entre les résultats de la loi de Galton et de l'échantillon

Caractéristiques	Galton	Echantillon
Minimum	0.00	17.0
Maximum	Aucun	91.5
Moyenne	41.1	41.1
Ecart-type	18.8	18.8
Médiane	37.4	37.0
Coefficient de variation (Cv)	0.458	0.458
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.47	1.05
Coefficient d'aplatissement (Ck)	7.08	3.11

IV.6.4.2. Ajustement à la loi de Gumbel

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

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (IV.19)$$

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha}$$

y : Variable réduite de Gumbel.

α : paramètre d'échelle $\alpha > 0$

x : Précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : Paramètre de position (mode).

On peut écrire :

$$y = -\ln(-\ln(F(x))) \quad \text{avec : } F(x) = \frac{m-0.5}{N}$$

L'équation de la droite de Gumbel est :

$$X = \alpha * Y + X_0 \dots\dots\dots (IV.20)$$

Tableau IV.19 : les résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

T(ans)	q	X _T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	159	18.5	123	196
2000.0	0.9995	137	15.5	107	168
1000.0	0.9990	128	14.2	99.9	156
200.0	0.9950	106	11.2	83.7	127
100.0	0.9900	96.0	9.86	76.6	115
50.0	0.9800	86.3	8.57	69.6	103
20.0	0.9500	73.5	6.87	60.0	87.0
10.0	0.9000	63.6	5.60	52.6	74.6
5.0	0.8000	53.3	4.34	44.8	61.8
3.0	0.6667	45.1	3.45	38.3	51.8
2.0	0.5000	37.7	2.80	32.2	43.2

Les résultats de l'ajustement sont montrés dans le graphique et le tableau suivants :

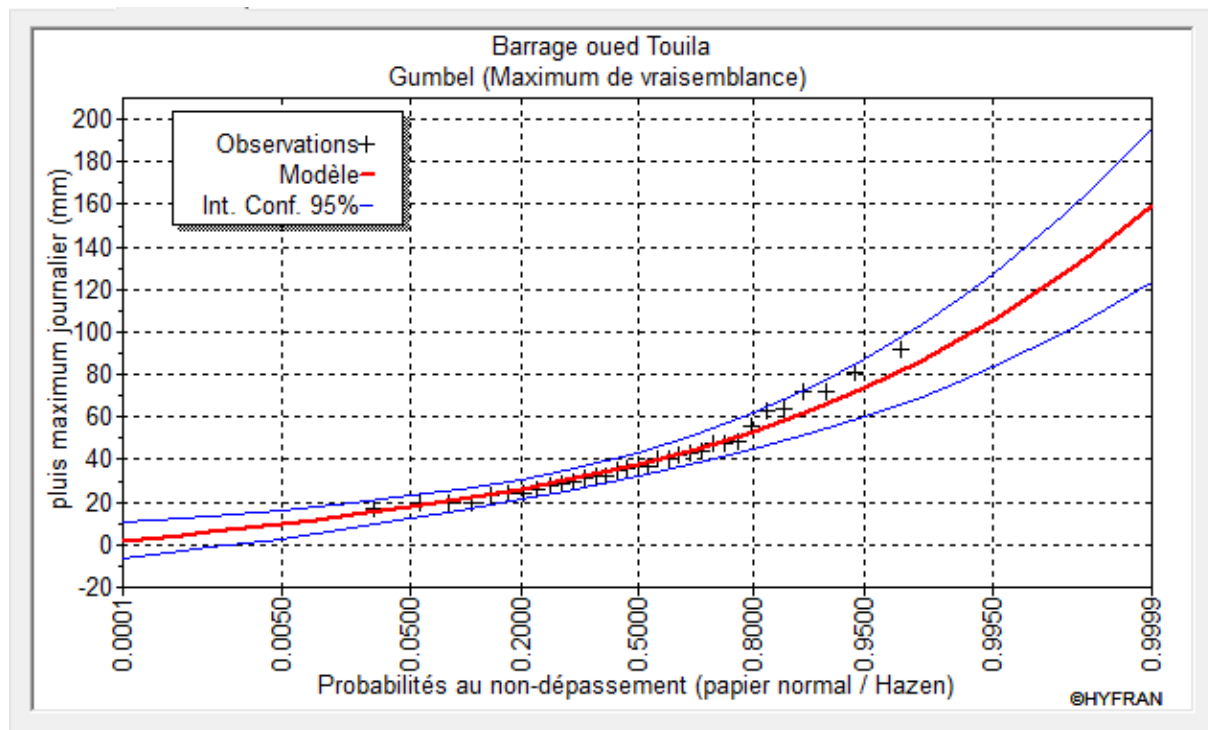


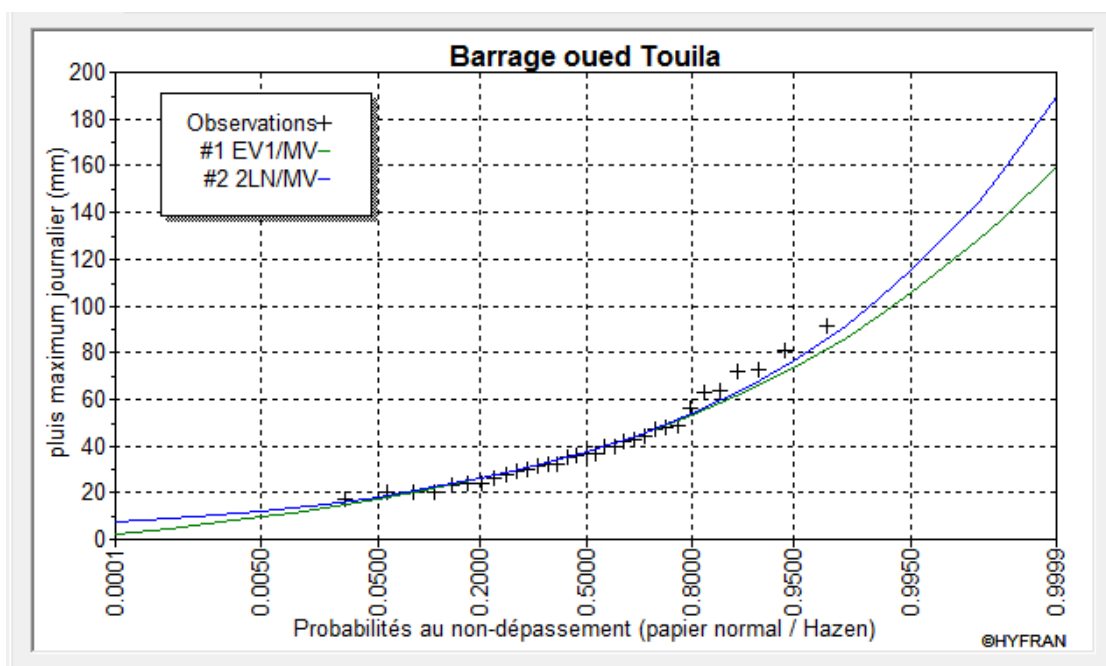
Figure IV.7 : Graphique d'ajustement à la loi de Gumbel

Tableau IV.20 : La comparaison entre les résultats de la loi de Gumbel et l'échantillon

Caractéristiques	Gumbel	Echantillon
Minimum	Aucun	17.0
Maximum	Aucun	91.5
Moyenne	40.6	41.1
Ecart-type	17.7	18.8
Médiane	37.7	37.0
Coefficient de variation (Cv)	0.435	0.458
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.05
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	3.11

Commentaire :

D'après les deux droites d'ajustement, on constate qu'elle nous donne presque le même ajustement et celle de Galton est à considérer.

**Figure IV.8 :** Comparaison graphique entre les deux lois**Conclusion :**

le test de 'khi carré' de Pearson montre que les deux ajustements (Gumbel, Galton) sont adéquats et leur nombre de paramètres est le même.

par comparaison graphique on conclut que la pluie maximale journalière suit la lois log-normale (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proche de la droite de HENRY.

IV.6.4.3. La pluie de courtes durées de différentes (I.D.F) fréquences et leurs intensités

Pour la détermination des données pluviométriques des pluies de courte durée (averses) qui sont exprimées à travers les caractéristiques : Intensité -Durée -Fréquence, on a fait appel à la méthode générale La pluie d'une durée t pour une telle fréquence est donnée par la formule de MONTANA :

$$P_{\max t, p\%} = P_{\max j, p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (IV.21)$$

Avec :

P_{ct} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj} .

P_{maxj} : pluies maximales fréquentielles.

t: temps en heures.

b: exposant climatique ($b = 0.36$), Donné de l'ANRH d'Alger.

– Intensité des pluies est donnée par la formule suivante :

$$I_0 = P_{ct}/t \dots\dots\dots (IV- 22)$$

Les résultats de calcul de la pluie P_{ct} et l'intensité I_0 sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.21 : résultats de calcul de la pluie de courte durée de différentes fréquences et leurs intensités

Période de retour (ans)	5		10		20		50		100		1000	
Fréquence%	20		10		5		2		1		0.1	
P max,p%	54		65.4		76.6		91.6		103		144	
t(h)	Pmaxj,p% (mm)	I0 (mm/h)	Pmaxj,p% (mm)	I0 (mm/h)	Pmaxj,p% (mm)	I0 (mm/h)	Pmaxj,p% (mm)	I0 (mm/h)	Pmaxj,p% (mm)	I0 (mm/h)	Pmaxj,p% (mm)	I0 (mm/h)
0.5	13.40	26.80	16.23	32.46	19.03	38.07	22.73	45.47	25.56	51.12	35.74	71.47
1	17.20	17.20	20.83	20.83	24.43	24.43	29.18	29.18	32.81	32.81	45.87	45.87
2	22.07	11.04	26.73	13.37	31.35	15.68	37.44	18.72	42.10	21.05	58.87	29.43
3	25.54	8.51	30.94	10.31	36.28	12.09	43.33	14.44	48.72	16.24	68.12	22.71
4	28.33	7.08	34.31	8.58	40.24	10.06	48.06	12.01	54.04	13.51	75.55	18.89
5	30.70	6.14	37.18	7.44	43.61	8.72	52.08	10.42	58.56	11.71	81.87	16.37
6	32.78	5.46	39.70	6.62	46.56	7.76	55.61	9.27	62.53	10.42	87.42	14.57
7	34.65	4.95	41.97	6.00	49.22	7.03	58.78	8.40	66.10	9.44	92.41	13.20
8	36.36	4.55	44.04	5.50	51.65	6.46	61.68	7.71	69.35	8.67	96.96	12.12
9	37.94	4.22	45.94	5.10	53.88	5.99	64.35	7.15	72.36	8.04	101.16	11.24
10	39.40	3.94	47.72	4.77	55.97	5.60	66.84	6.68	75.16	7.52	105.07	10.51
11	40.78	3.71	49.39	4.49	57.92	5.27	69.17	6.29	77.78	7.07	108.74	9.89
12	42.07	3.51	50.96	4.25	59.76	4.98	71.37	5.95	80.25	6.69	112.20	9.35
13	43.30	3.33	52.45	4.03	61.51	4.73	73.46	5.65	82.60	6.35	115.48	8.88
14	44.48	3.18	53.87	3.85	63.17	4.51	75.44	5.39	84.83	6.06	118.60	8.47
15	45.59	3.04	55.22	3.68	64.76	4.32	77.34	5.16	86.97	5.80	121.58	8.11
16	46.67	2.92	56.52	3.53	66.28	4.14	79.16	4.95	89.01	5.56	124.44	7.78
17	47.70	2.81	57.76	3.40	67.75	3.99	80.91	4.76	90.98	5.35	127.19	7.48
18	48.69	2.70	58.97	3.28	69.15	3.84	82.59	4.59	92.87	5.16	129.83	7.21
19	49.64	2.61	60.12	3.16	70.51	3.71	84.21	4.43	94.69	4.98	132.38	6.97
20	50.57	2.53	61.25	3.06	71.83	3.59	85.78	4.29	96.46	4.82	134.85	6.74
21	51.47	2.45	62.33	2.97	73.10	3.48	87.30	4.16	98.17	4.67	137.24	6.54
22	52.33	2.38	63.38	2.88	74.33	3.38	88.78	4.04	99.82	4.54	139.56	6.34
23	53.18	2.31	64.41	2.80	75.53	3.28	90.21	3.92	101.43	4.41	141.81	6.17
24	54.00	2.25	65.40	2.73	76.70	3.20	91.60	3.82	103.00	4.29	144.00	6.00

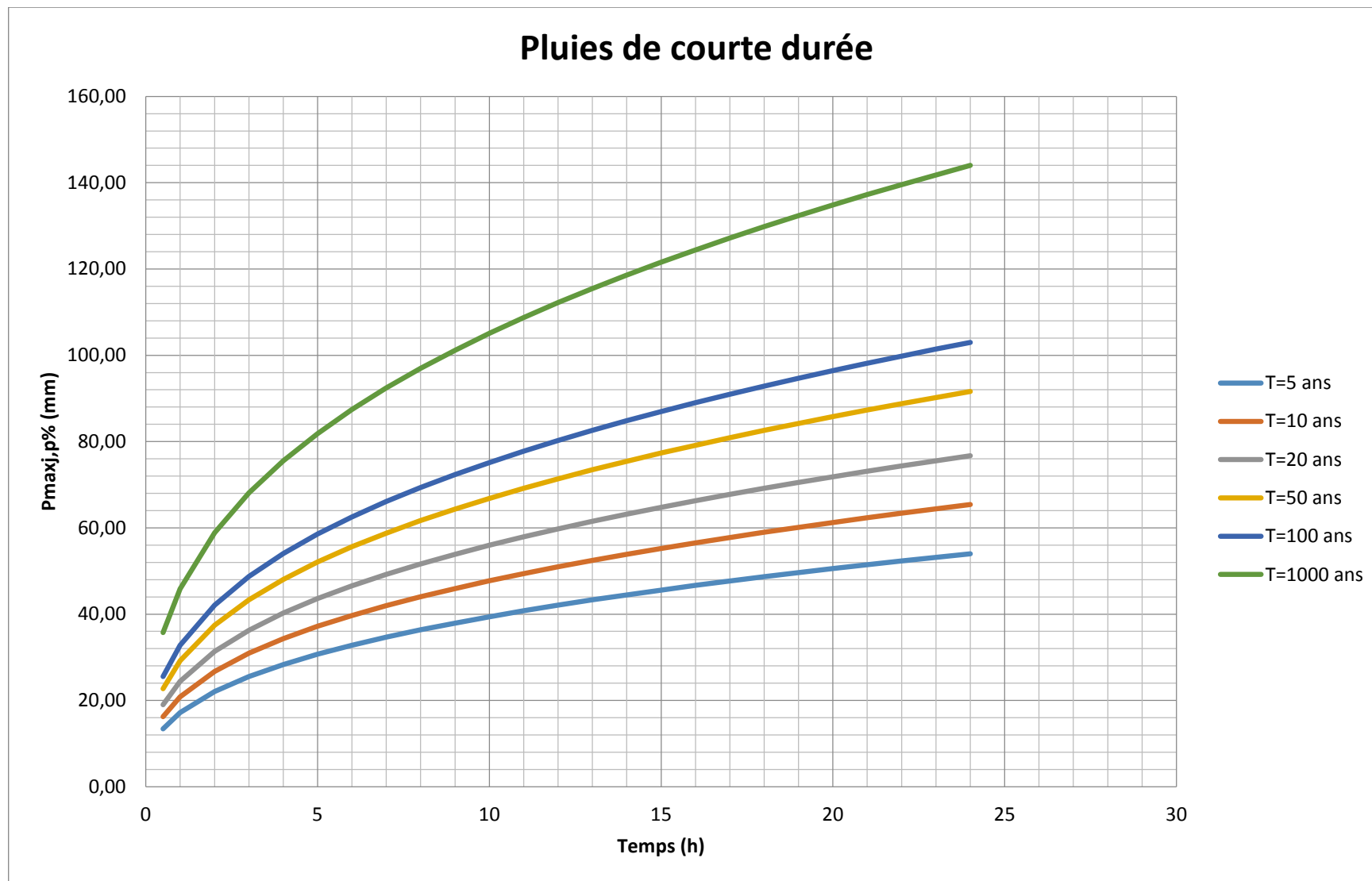


Figure IV.9 : Pluies de Courte durée pour différentes périodes de retour

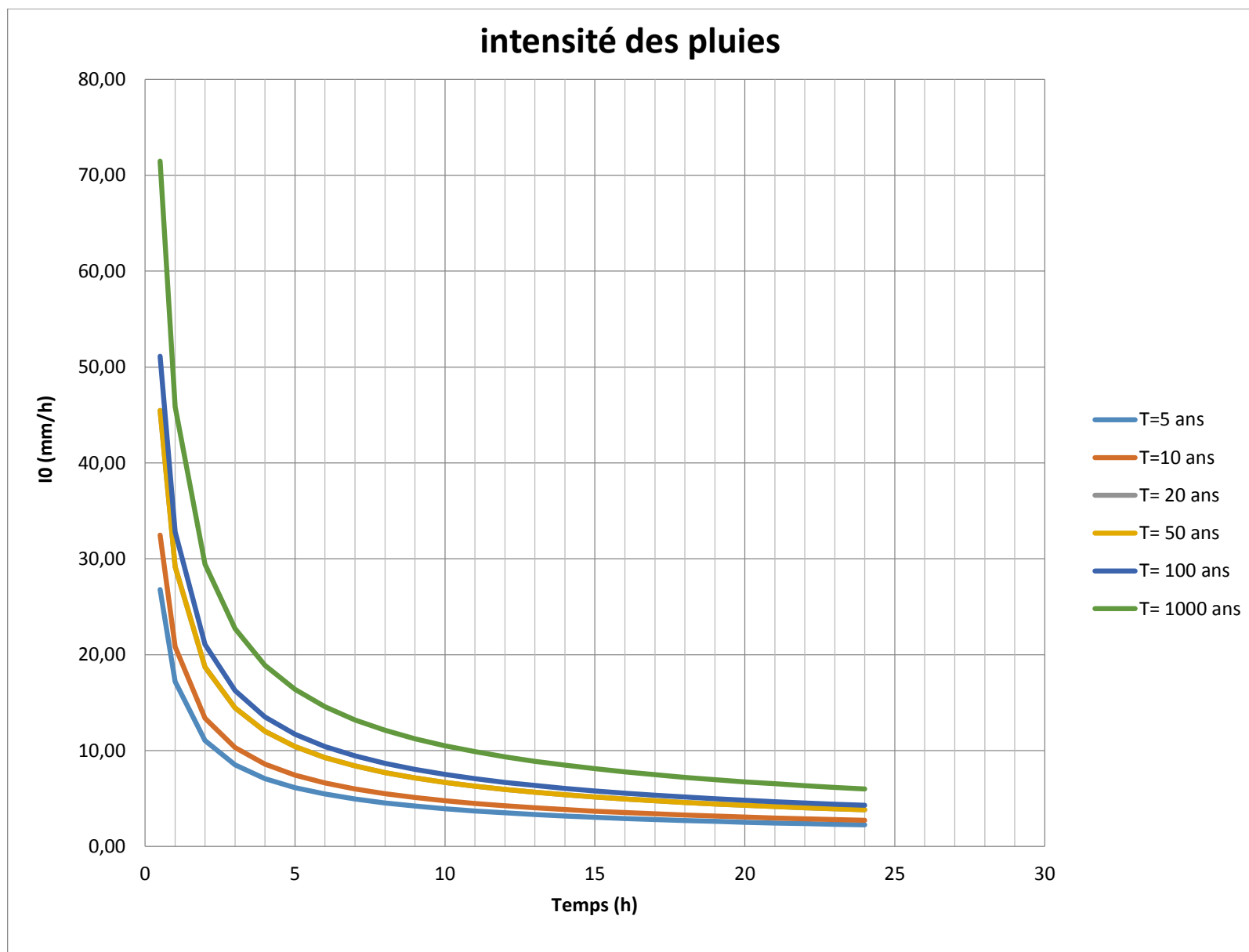


Figure IV.10 : Les intensités des pluies de courtes durées pour différentes périodes de retour

IV.7 Etude des apports :

La détermination de ces apports est orientée de préférence aux observations hydrométriques, quand elles existent sur le bassin versant propre du site étudié ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basés sur la pluviométrie devront être appliqués, ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

$$Q = F (P - D) \quad (IV.23)$$

Avec : **Q** : débit annuel d'écoulement (apport) ;

P : précipitation moyenne annuelle ;

D : déficit qui englobe toutes les pertes du bilan hydrologique.

Puisque les données hydrométriques ne sont pas disponibles au niveau de notre talweg principal, les apports seront estimés à l'aide des formules empiriques.

IV.7.1 Apports liquides :

IV.7.1.1. Apport moyen interannuel (A0)

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

A. Formule de l'ANRH :

$$A_0 = 0.915 P_0^{2.684} S^{0.842} \quad (IV.24)$$

$$Le = A_0 / S \quad (IV.25)$$

Avec :

A0: Apport moyen annuel (Mm³) ;

S : surface du bassin versant (km²) ;

P₀ : Pluie moyenne annuelle (m).

AN :

$$A_0 = 3.023 \text{ Mm}^3$$

$$Le = 97.21 \text{ mm}$$

B. Formule de MEDINGUER :

$$A_0 = Le * S$$

$$Le = 1024 (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \quad (IV.26)$$

Avec :

Le : Lamé d'eau écoulée (m) ;

S : Superficie du bassin versant (Km²) ;

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

AN :

$$Le = 75.2 \text{ mm}$$

$$A_0 = 2.34 \text{ Mm}^3$$

C. Formule de Mallet - Gauthier :

$$\begin{aligned}
 A_0 &= L_e * S \\
 L_e &= P * 0.6(1 - 10^{-0.36P^2})
 \end{aligned}
 \tag{IV.27}$$

Avec :

P : Pluie moyenne annuelle en (m)

L_e : lame d'eau écoulée en (m)

AN :

$$L_e = 66.40 \text{ mm}$$

$$A_0 = 2.065 \text{ Hm}^3$$

D. Formule de TURC:

$$\begin{aligned}
 A_0 &= L_e \times S \\
 L_e &= P_{\text{moy}} - D
 \end{aligned}
 \tag{IV.28}$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [mm].

D: Déficit de l'écoulement [mm] tel que :

$$D = \frac{P_{\text{moy}}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L}\right)^2}}$$

(IV.29)

L : Variable théorique tel que :

$$L = 300 + 25 T_{\text{moy}} + 0.05 (T_{\text{moy}})^3$$

(IV.30)

T_{moy} : Température moyenne annuelle.

AN :

$$L = 844.93$$

$$D = 466.62$$

Donc :

$$L_e = 64.38 \text{ mm}$$

$$A_0 = 2.00 \text{ Hm}^3$$

Tableau IV.22: Récapitulatif des résultats de calcul des apports

Formule utilisée	L'apport moyen annuel (Mm ³)	La lame d'eau écoulée (mm)
ANRH	3.023	97.21
MEDINGUER	2.34	75.20
MALLET-GAUTHIER	2.14	66.69
Turc	2.00	64.38

Conclusion :

D'après les résultats obtenus suite à l'utilisation des différentes formules empiriques, on remarque d'après le tableau ci-dessus que les valeurs des apports se rapprochent entre elles. Nous considérons que la valeur de la lame d'eau ruisselée est de **75.20 mm** engendrant un apport liquide moyen de **2.34 Hm³ / an**.

IV.7.1.2. Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen

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

Tableau IV.23 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû	Total
A0 (%)	4.82	8.53	12.75	13.5	13.15	12.49	11.15	10.92	7.53	2.56	0.66	1.93	100
A0(Mm³)	0.11	0.20	0.30	0.32	0.31	0.29	0.26	0.26	0.18	0.06	0.02	0.05	2.34

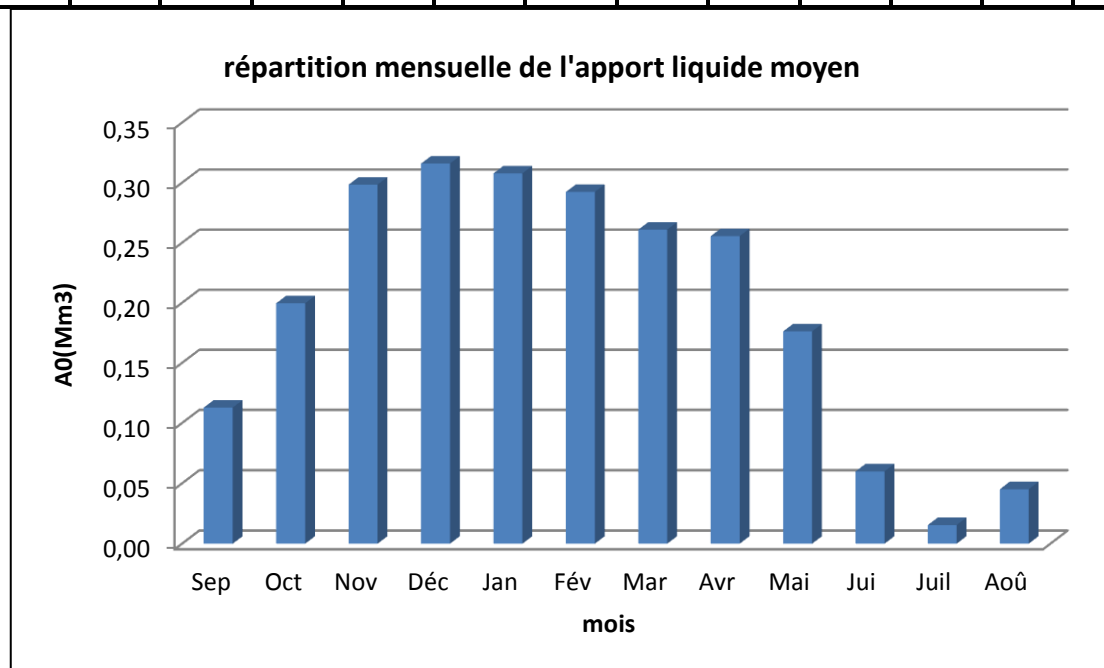


Figure IV.11 : Répartition mensuelle graphique de l'apport liquide moyen

IV.7.1.3. Caractéristiques de l'écoulement :**1) Module de l'écoulement**

$$Me = A0/T \quad (IV.31)$$

A0 : Apport moyen annuel (l) ;

T : Temps d'une année en secondes $T = 31,536.10^6s$.

2) Module de l'écoulement relatif (spécifique)

$$M0 = Me / Sbv \quad (IV.32)$$

Me : Module de l'écoulement (l/s) ;

S bv: Superficie du bassin (Km²).

3) Lame d'eau écoulée

$$Le = A0/SBV \quad (IV.33)$$

4) Coefficient de l'écoulement

$$Ce = Le / Pmoy \quad (IV.34)$$

Tableau IV.24 : Caractéristiques de l'écoulement

Les caractéristiques	Abréviation	Unités	Valeurs
Module de l'écoulement	Me	l/s	74.20
Module de l'écoulement	M0	l/s/km ²	2.39
Lame d'eau écoulée	Le	mm	75.24
Coefficient de L'écoulement	Ce	%	0.142

5) Coefficient de variation**A. 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 du nord de l'Algérie :

$$Cv = 0.93 K / M0^{0.23} \quad (IV.35)$$

Avec :

K : coefficient de réduction **K**= (0.25-1.00), on prend **K**=1 ;

M0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

B. Formule d'URGIPROVODKMOZ

Formule établie sur la base des données de l'apport de 21 bassins des petits oueds de l'Algérie du Nord.

$$Cv = 0.7 / M0^{0.125} \quad (IV.36)$$

C. Formule de SOKOLOVSKY

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log(S + 1) \quad (IV.37)$$

M₀ : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km²) ;

S : Surface du bassin versant (Km²).

D. Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \quad (IV.38)$$

M₀ : module de l'écoulement relatif

E. Formule d'ANTONOV

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \quad (IV.39)$$

Tableau IV.25 : Récapitulatif des C_v

Formule	Coefficient de variation
Algérienne de PADOUN	0.76
URGIPROVODK	0.63
SOKOLOVSKI	0.58
KRISTEKLY	0.53
ANTONOV	0.36

On opte pour la formule de **SOKOLOVSKI**, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation, tel que: **0.58**.

IV.7.2 Estimation de l'apport fréquentiel :

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

Les apports annuels ajustés à une loi statistique log-normale de forme :

$$A_{\%} = \frac{A_0 e^{u \cdot \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \quad (IV.40)$$

Avec :

A% : Apport de fréquence donnée.

u: Variable réduite de Gauss.

A₀: Apport moyen annuel (Mm³).

C_v: Coefficient de variation. (C_v=0.36)

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau suivant :

Tableau IV.26: Les apports pour les différentes fréquences

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	5	2	1	0,1
Variable de Gauss	- 0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723	3,15954
Apport (Mm ³)	1.268	4.349	5.362	6.791	7.973	12.921

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations; avec : **A80% = 1.268Mm³**. (Remplissage garanti de 8 années sur 10).

IV.7.3 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle des précipitations on a donc :

Tableau IV.27: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
Apport 80%(Mm3)	0.061	0.108	0.162	0.171	0.167	0.158	0.141	0.138	0.095	0.032	0.008	0.024	1.268
Apport 80% (%)	4.82	8.53	12.75	13.5	13.15	12.49	11.15	10.92	7.53	2.56	0.66	1.93	100

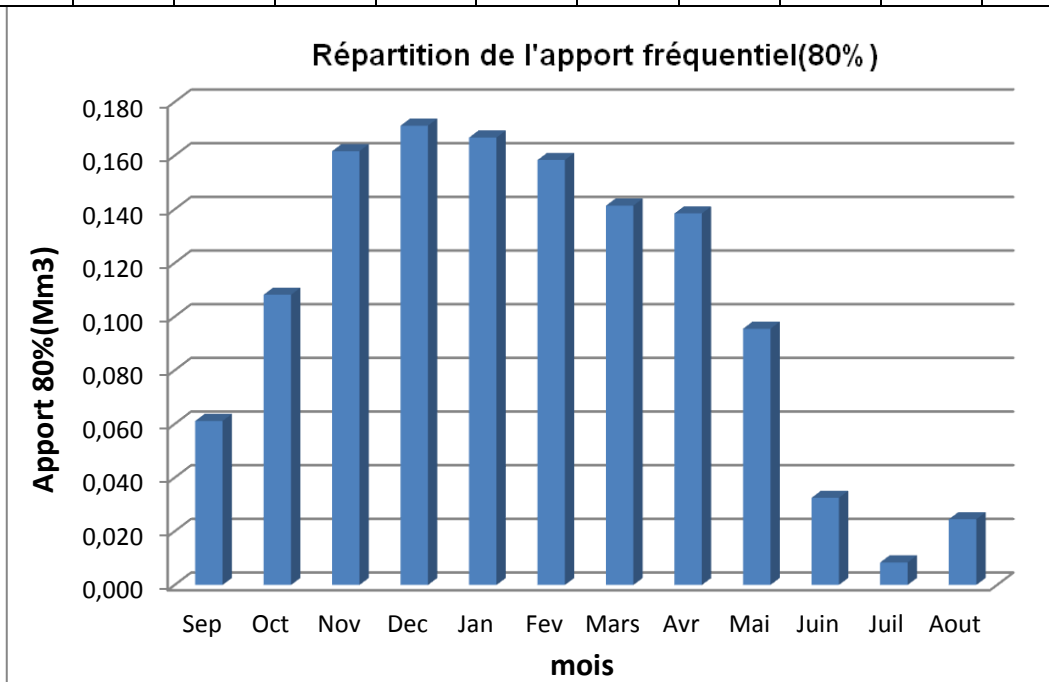


Figure IV.12: Répartition mensuelle de l'apport 80 %

IV.8 Etude des crues :

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

En raison de l'absence de mesures hydrométriques, la détermination des crues de projet a nécessité l'utilisation des formules empiriques qui donne des résultats acceptables concernant les débits estimés de l'Oued et qui exigent une prudence dans leurs applications.

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

- Le débit maximum (débit de pointe) ;
- Le volume de la crue ;
- Le temps de base ;
- La forme de la crue. (Hydrogramme de crues).

IV.8.1 Détermination des débits maxima fréquents par les formules empiriques :

A) Formule de MALLET-GAUTHIER

$$Q_{\max, p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \quad (\text{IV.41})$$

Avec :

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

P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [Km²]

L : Longueur du talweg principal [Km].

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 [K = 2].

T : période de retour [an]

Tableau IV.28 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier

période de retour [an]	5	10	20	50	100	1000
Q _{max,p%} (m ³ /s)	64.04	79.03	91.60	105.95	115.62	143.15

B) Formule de GIANDOTTI

$$Q_{\text{moy } p\%} = \frac{C \cdot S \cdot H_{\text{tcp}\%} \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}{4\sqrt{S} + 1.5L_p} \quad (\text{IV.42})$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant [Km²]

L_p : Longueur du talweg principal [Km].

H_{moy} : Altitude moyenne [m]

H_{min} : Altitude minimale [m]

H_{tcp,p%} : Lamme d'eau précipitée pour une probabilité et d'une durée égale au temps de Concentration des eaux.

C : Coefficient topographique varie entre 66 et 166. On prend **C = 166**

Tableau IV.29: Résultats de calcul de la formule de GIANDOTTI

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Htc,p%	28.33	34.31	40.24	48.06	54.04	75.55
Qmax,p% (m ³ /s)	50.78	61.50	72.13	86.15	96.87	135.42

C) Formule de Sokolovsky

$$Q_{maxp\%} = \frac{0.28(P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \quad (IV.43)$$

Avec :

S : Superficie du bassin (Km²).T_c : temps de concentration (T_c=4h).P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.H₀ : Perte initiale Au nord d'Algérie perte H₀ = (7 -14)α_{p%} : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnéeF : Coefficient de forme de la crue : $F = \frac{12}{4 + 3\gamma}$

Tableau IV.30 : valeur de γ en fonction de bassin versant.

Condition	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ²	γ = 2
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	2 ≤ γ ≤ 2,5
Pour un bassin boisé	3 ≤ γ ≤ 4.

On prend : γ = 2 D'où : F = 1.2

Tableau IV.31 : Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovesky.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
α _p %	0.34	0.38	0.41	0.45	0.47	0.53
P _{ct} (mm)	28.33	34.31	40.24	48.06	54.04	75.55
Q _{max p%} (m ³ /s)	18.95	27.11	35.60	48.27	57.76	94.91

a- Formule de TURRAZA

$$\text{On a: } Q_{\max, p\%} = \frac{\alpha_{p\%} \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6} \quad (IV.44)$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).α_{p%}: Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.I_{ct} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration [mm/h].

Tableau IV.32 : Récapitulatif des résultats de la formule TURRAZA

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
$\alpha_p \%$	0.34	0.38	0.41	0.45	0.47	0.53
$I_{ct} [mm/h]$	7.08	8,58	10,06	12,01	13,51	18,89
$Q_{max p\%} (m^3/s)$	20.80	28.17	35.64	46.70	54.86	86.50

Les résultats de calcul du débit maximum de la crue pour différentes périodes de retour pour chaque formule sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.33 : Récapitulatif des résultats de calcul es crues Formule

$Q_{max p\%} (m^3/s)$	Période de retour (an)					
	5	10	20	30	100	1000
MALLET - GAUTHIER	64.04	79.03	91.60	105.95	115.62	143.15
GIANDOTTI	50.78	61.50	72.13	86.15	96.87	135.42
SOKOLOVESKY	18.95	27.11	35.60	48.27	57.76	94.91
TURRAZA	20.80	28.17	35.64	46.70	54.86	86.50

Commentaire :

En vue de comparaison entre les quatre méthodes de calcul de débit de crue fréquentiel, nous pouvons faire les constatations suivantes :

-La formule de Sokolovsky tient en compte des paramètres topographiques, climatiques et hydrologiques, par contre la formule de Mallet-Gauthier ne tient pas compte de ces éléments les plus importants pour le calcul des crues.

-On peut remarquer aussi que la méthode de Turazza ne tient pas en compte des paramètres topographiques du bassin versant.

Conclusion :

La formule de Sokolovsky est d'usage très répandue chez les hydrologues d'Afrique du nord, celle-ci tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (la pluie fréquentielle qui correspond au temps de concentration, perte d'eau initiale, le coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant, la forme de la crue et du temps de montée de la crue) et c'est pour cette raison qu'on a adopté la méthode de **Sokolovsky**.

IV.8.2 Construction de l'hydrogramme de crues :

L'hydrogramme de crue représente la variation des débits d'un cours d'eau en fonction du temps, il permet de déterminer les caractéristiques de la crue, forme, volume, temps de montée et de descente.

La détermination de l'hydrogramme de crue sera faite à l'aide de la méthode de Sokolovesky, qui considère que l'hydrogramme de crue présente deux branches de courbes, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue, chacune d'elles à sa propre équation.

Les caractéristiques principales de l'hydrogramme de crue sont:

- Le volume.
- La durée.

- Le débit maximum (débit de pointe).

a. Pour le temps de la montée:

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{maxp}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^m \quad (\text{IV.45})$$

II Pour le temps de la décrue:

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{maxp}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^n \quad (\text{IV.46})$$

Avec :

Qm: Débit instantané de la montée (m³/s) ;

Qd: Débit instantané de la décrue (m³/s) ;

tm : Temps de la montée de la crue en heures ;

td: Temps de la décrue en heures ;

Qmax: Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s) ;

m, n: Puissance des courbes ;

m= 2 pour la montée de la crue.

n = 3 pour la décrue.

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

Tm = Tc, avec **tc** est le temps de concentration du bassin versant(h) ; **Tm= 3.65 heures** ;

Td = δ*Tm ;

Ou : **δ** : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue

Tableau IV.34 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue

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

Donc :

δ = 2.5

Td = 2.5*3.65 ; Td = 9.125 heures

Ttot = 3.65+9.125 ; Ttot = 12.78heurs

Tableau IV.35 : Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
Q _{max p} (m ³ /s)	18.95	27.11	35.60	48.27	57.76	94.91

Les Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.36 : Valeurs de débits de crues en fonction du temps selon la méthode de SOKOLOVSK

Temps(h)	Qm,P% pour différentes périodes de retour (m ³ /s)					
	T (5 ans)	T(10 ans)	T(20 ans)	T(50 ans)	T(100ans)	T(1000ans)
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	0,356	0,509	0,668	0,906	1,084	1,781
1	1,422	2,035	2,672	3,623	4,336	7,124
1,5	3,200	4,579	6,012	8,152	9,755	16,029
2	5,690	8,140	10,689	14,493	17,342	28,496
2,5	8,890	12,718	16,701	22,645	27,097	44,525
3	12,802	18,314	24,050	32,609	39,020	64,116
3,5	17,424	24,928	32,734	44,384	53,110	87,269
3,65	18,950	27,110	35,600	48,270	57,760	94,910

(Cas de la montée)

Tableau IV.37 : Valeurs de débits de crues en fonction de temps selon la méthode de SOKOLOVSKY

T (h)	Qd,P% pour différentes périodes de retour (m ³ /s)					
	T (5 ans)	T(10 ans)	T(20 ans)	T(50 ans)	T(100ans)	T(1000ans)
4	18,950	27,110	35,600	48,27	57,76	94,91
4,5	13,378	22,893	30,063	40,76	48,78	80,15
5	11,057	19,138	25,132	34,08	40,78	67,00
5,5	9,021	15,818	20,772	28,16	33,70	55,38
6	7,252	12,906	16,948	22,98	27,50	45,18
6,5	5,731	10,375	13,624	18,47	22,10	36,32
7	4,439	8,199	10,766	14,60	17,47	28,70
7,5	3,357	6,350	8,339	11,31	13,53	22,23
8	2,467	4,803	6,307	8,55	10,23	16,81
8,5	1,751	3,530	4,635	6,29	7,52	12,36
9	1,188	2,504	3,289	4,46	5,34	8,77
9,5	0,761	1,700	2,232	3,03	3,62	5,95
10	0,451	1,089	1,430	1,94	2,32	3,81
10,5	0,239	0,645	0,847	1,15	1,38	2,26
11	0,107	0,342	0,450	0,61	0,73	1,20
11,5	0,036	0,153	0,201	0,27	0,33	0,54
12	0,006	0,051	0,067	0,09	0,11	0,18
12,5	0,000	0,009	0,011	0,02	0,02	0,03
13	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00

(Cas de la Décrue)

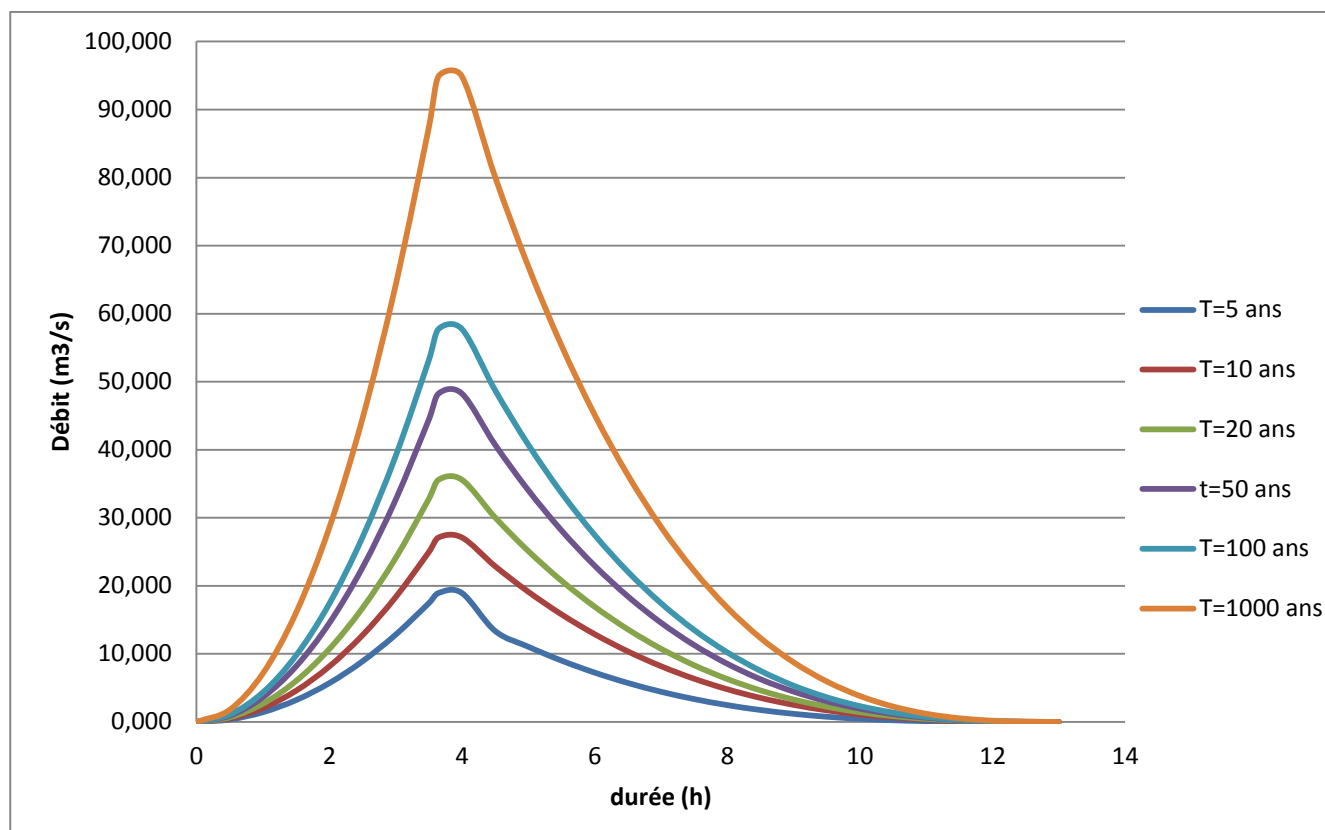


Figure IV.13: Hydrogrammes des crues probables pour différentes périodes de retour par la méthode de SOKOLOVSKY

IV.8.3 Choix de la crue de projet :

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée sans causer des dommages graves à l'aval.

Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

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

Rappelons aussi que pour la détermination de la crue de projet il existe deux approches:

- l'approche déterministe qui est basé sur l'observation et l'historique.
- l'approche probabiliste qui est basé sur la statique.

La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de :

- la qualité et la quantité des données.
- la précision
- la bonne estimation.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval.

Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du Comité National Australien des Grands Barrages (CNAGB).

Tableau IV.38 : Crue de projet recommandée

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

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques ne sont pas compliquées, voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui sont peut importants et que le risque en aval existe (site un peu proche des zones urbaines- volume d'emmagasinement moyen), et vue l'importance du présent ouvrage.

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de **0.1% (T = 1000 Ans)**.

D'où : **$Q_{\max,0.1\%} = 94.91 \text{ m}^3/\text{s}$** pour **1000 ans**.

IV.8.4 Choix de la crue de chantier :

La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages lors de la construction sont souvent protégés contre les crues ciquantenales ou même centennales, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d'une autre part, lorsque le batardeau est incluse dans la digue on peut lui attribué une petite sur élévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est provisoire.

Vu toutes ces exigences on va choisir la crue (20 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

La crue des travaux: **$Q_{5\%} = 35.60 \text{ m}^3/\text{s}$** pour **20 ans**.

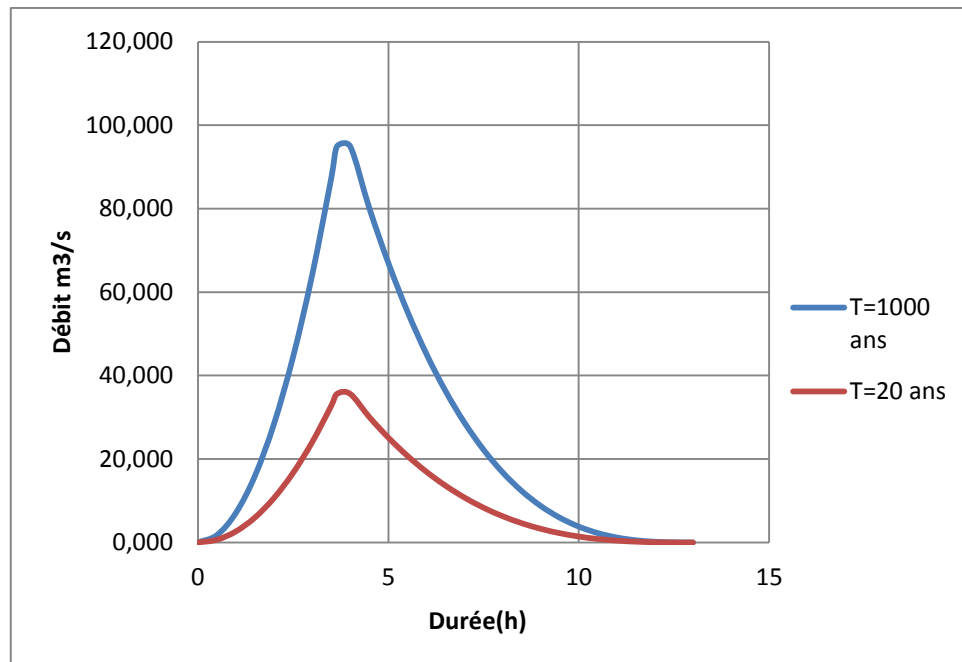


Figure IV.14 : Hydrogrammes de crues (projet/chantier)

IV.8.5 Apport solide et l'estimation du volume mort

L'estimation du transport solide permet d'avoir une idée précise sur le volume des Sédiments qu'on peut avoir sur le site d'exploitation du barrage en fonction de la durée de vie de la retenue ou autrement dit le volume mort du barrage c'est le volume qui ne participe pas à la régularisation des débits

Le transport solide dépend de :

- ✓ L'étendue, du relief du bassin versant,
- ✓ La nature géologique des sols,
- ✓ Leur résistance à l'érosion,
- ✓ Liée elle-même à la couverture végétale,
- ✓ Au régime des pluies et des températures,

Pour le calcul du volume mort de la retenue on utilise comme formule empirique « **Formule de TEXERONT** ».

Cette formule est appliquée pour des durées comprises entre 2 et 22 ans, et elle tient

Compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité

$$T_a = \alpha * L_e^{0.15} \quad (IV.47)$$

Avec :

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

L_0 : la lame d'eau écoulée en (mm),

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

Tableau IV.39 : valeur de α en fonction de la perméabilité

Variation de perméabilité	α
Elevée	8.5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

A.N :

$$Ta = 669.11 \text{ T/Km}^2/\text{an}$$

IV.8.5.1. Calcul du volume mort :

Il existe plusieurs formules pour le calcul :

Formule de Texeront

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$Vm = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \quad (\text{IV.48})$$

Avec :

$$Q_s = T_s * S \quad (\text{IV.49})$$

Q_s : Le débit solide (t/ an)

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.4 \text{ t/m}^3$).

T : Délai de service ; $T = 20$ ans.

T_s : Le transport solide ($\text{t} / \text{Km}^2 / \text{ans}$)

S : surface du bassin versant

A.N : $Q_s = 20809.321 \text{ T/ans}$

Ou : $Vm = 0.33 \text{ Mm}^3$

Mais vu que le volume de la vase est de **0.943 Mm³**, et cette quantité est supérieur par rapport à la quantité qu'on a déjà calculé, donc pour le volume mort total on prend,

Donc : $Vm = 1.273 \text{ Mm}^3$

IV.9 Etude de régularisation :

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités.

Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions garanties sont les outils de base pour les calculs. Le choix de la garantie de calcul est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir du barrage. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette

garantie. Pour ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base suivantes :

- les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- la courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant du dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- les besoins en eau des utilisateurs.

IV.9.1 Courbes caractéristiques de la retenue:

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * \Delta H \quad (\text{IV.50})$$

Avec :

S_i: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m².

S_{i+1}: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m².

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

ΔV: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm³.

Pour le volume initial : $\Delta V_i = 2/3 * S_{moy} * \Delta H$ (IV.51)

- courbe capacité-hauteur $H=f(v)$
- courbe surface-hauteur $H=f(S)$

Tableau IV.40: Caractéristiques topographiques de la retenue

Cote [m]	Hauteur [m]	Surface [Km ²]	Surface moyenne [Km ²]	ΔH [m]	Volume [Hm ³]	Volume cumulé [Hm ³]
770.91	0	0.000000			0	0
			0.000033	0.09		
771	0.09	0.000067			0.000001	0.000001
			0.006193	1		
772	1.09	0.012319			0.0061932	0.006194
			0.025115	1		
773	2.09	0.037910			0.0251148	0.031309
			0.052763	1		
774	3.09	0.067616			0.05276323	0.084072
			0.113683	1		
775	4.09	0.159749			0.11368275	0.19776
			0.179629	1		
776	5.09	0.199510			0.17962939	0.37738
			0.216522	1		
777	6.09	0.233535			0.21652242	0.59391
			0.254331	1		
778	7.09	0.275126			0.25433059	0.84824
			0.289671	1		
779	8.09	0.304216			0.28967078	1.1379
			0.317517	1		
780	9.09	0.330819			0.31751719	1.4554
			0.343042	1		
781	10.09	0.355264			0.34304158	1.7985
			0.367978	1		
782	11.09	0.380691			0.3679776	2.1664
			0.403670	1		
783	12.09	0.426649			0.40366998	2.5701

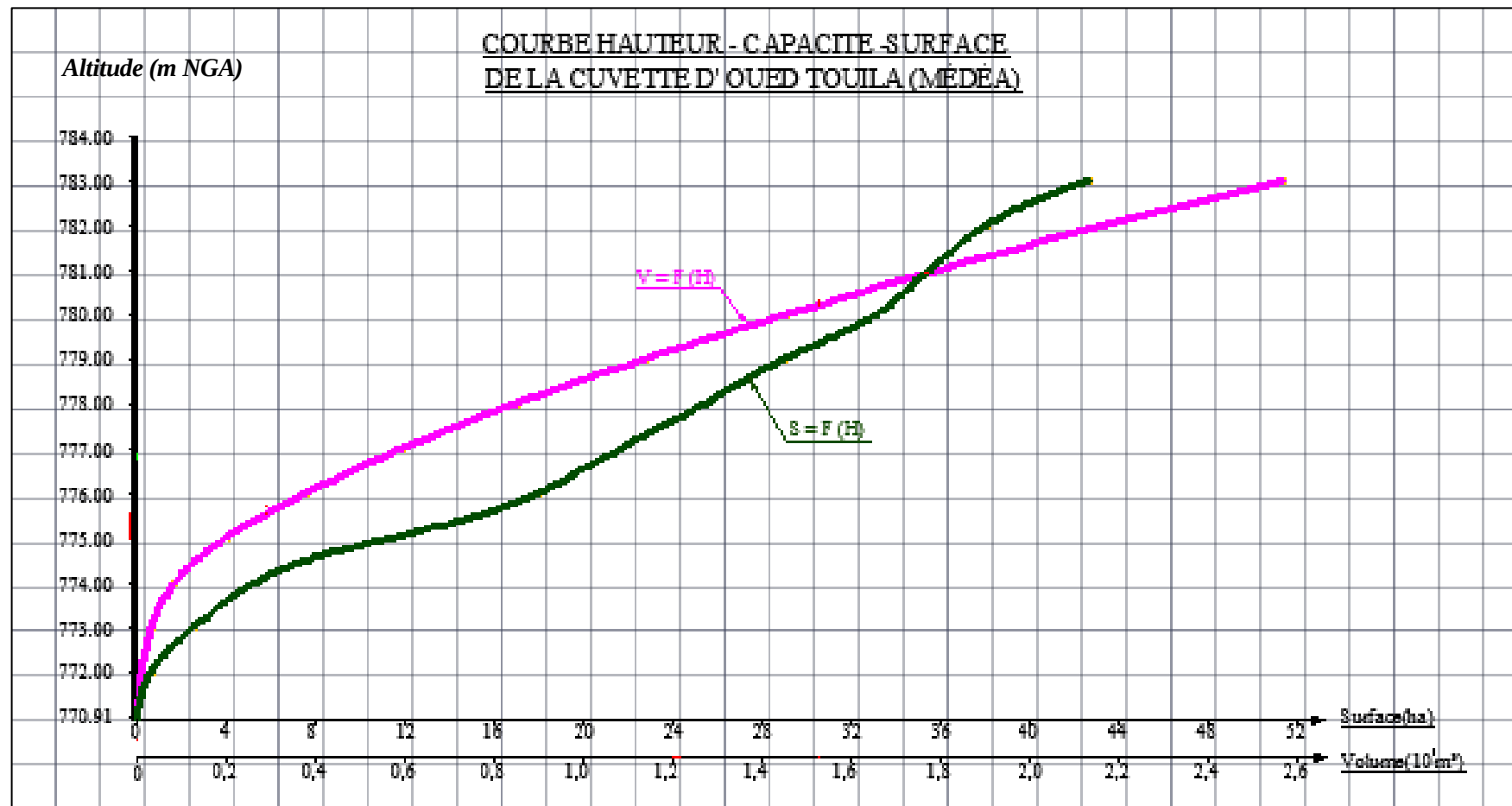


Figure IV.16 : courbe - capacité Surface – hauteur

IV.9.2 Détermination de la restitution garantie

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation. La question posée consiste à déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irriguant.

Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle soit à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois les plus chauds, durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation.

Généralement, le dimensionnement des retenues collinaires qui sont destinées à l'irrigation, s'effectue pour une garantie de 80%.

L'écoulement fluvial de même fréquence doit combler les quantités restituées et les quantités perdues par évaporation et par filtration. Les restitutions mensuelles exprimées en Mm^3 , figurent dans le tableau suivant :

▪ Répartition mensuelle de l'apport A80 %

Tableau IV.41 : Répartition mensuelle de l'apport annuel 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Tota
Apport80% (W) (Mm3)	0.016	0.108	0.162	0.171	0.167	0.158	0.141	0.138	0.095	0.032	0.008	0.024	1.268
Apport 80%(W) (%)	4.82	8.53	12.75	13.5	13.15	12.49	11.15	10.92	7.53	2.56	0.66	1.93	100

▪ Répartition des besoins :

Tableau IV.42: Valeurs des besoins mensuels pour l'irrigation

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
Ui %	5	0	0	0	0	0	0	7	15	20	35	18	100
Ui [Mm³]	0.058	0	0	0	0	0	0	0.0812	0.174	0.232	0.406	0.2088	1.16

Source : DRE MEDEA

IV.9.3 Calcul du volume utile

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

- L'apport annuel A80%.
- La consommation U80%.
- Le volume mort de la retenue.

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

➤ **Procédé de calcul :**

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

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

IV.9.3.1. Régularisation saisonnière (sans tenir compte des pertes) [2]

Tableau IV.43: Volume utile de la retenue

Mois	W80% (Mm ³)	U80% (Mm ³)	W80%- U80% (Mm ³)	V (Mm ³)
Oct	0.108	0	0.108	Vs1 = 0.963(+)
Nov	0.162	0	0.162	
Déc	0.171	0	0.171	
Jan	0.167	0	0.167	
Fév	0.158	0	0.158	
Mar	0.141	0	0.141	
Avr	0.138	0.0812	0.0568	
Mai	0.095	0.174	-0.079	Vd1 = 0.904(-)
Jui	0.032	0.232	-0.2	
Juil	0.008	0.406	-0.398	
Aoû	0.024	0.2088	-0.1848	
Sep	0.016	0.058	-0.042	

Du tableau précédent, on a :

- $V_s = 0.9638 \text{ Mm}^3$
- $V_d = 0.904 \text{ Mm}^3$

On a $V_s > V_d$ D'où : $V_u = V_d$

Donc la retenue fonctionne à **un seul temps**.

Alors :

$$V_u = V_d = 0.9038 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_u + V_m$

$$V_m = 1.273 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = V_m + V_u = 1.273 + 0.904$$

$$V_{NNR} = 2.177 \text{ Mm}^3$$

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

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

- **1ère Consigne d'exploitation :**

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

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

- **2ème Consigne d'exploitation :**

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

Tableau IV.44: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	W80%	U80%	W80%- U80%	1ère consigne			2ème consigne		
				Vrf	Vri	S			S
Oct	0.108	0	0.108	1.273			1.213	1.273	0.06
Nov	0.162	0	0.162	1.381			1.321		
Déc	0.171	0	0.171	1.543			1.483		
Jan	0.167	0	0.167	1.714			1.654		
Fév	0.158	0	0.158	1.881			1.821		
Mar	0.141	0	0.141	2.039			1.979		
Avr	0.138	0.0812	0.0568	2.18	2.177	0.003	2.12		
Mai	0.095	0.174	-0.079	2.2368	2.177	0.057	2.1768		
Jui	0.032	0.232	-0.2	2.1578			2.0978		
Juil	0.008	0.406	-0.398	1.9578			1.8978		
Août	0.024	0.2088	-0.1848	1.5598			1.4998		
Sep	0.016	0.058	-0.042	1.375			1.315		
			0.06	1.333			1.273		0.06
						0.06			0.06

IV.9.3.2. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ♦ Pertes par évaporation.
- ♦ Pertes par infiltration.

a) Pertes par évaporation

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \quad (IV.51)$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m) ;

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

$$\text{Avec : } V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \quad (IV.52)$$

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

Tableau IV.45: Evaporation mensuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû	année
E(mm)	147.3	82.4	45.9	27.6	28.3	49.2	80.9	111.8	165.2	199.4	253.3	208.9	1400

b) Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta V_{moy}}{100} \quad (IV.53)$$

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

V_{moy} : Volume moyen;

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2}$$

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

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

Les valeurs de ce coefficient sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.46 : Valeurs du coefficient δ

Conditions hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration pendant un an (cm)	% du volume moyen δ	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

Dans notre cas, on a un sol peu perméable (sol à faible perméabilité) alors on opte pour $\delta=0.50$. Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.47: Les volumes des pertes dans la retenue

MOIS	V _{moy} (Mm ³)	S moy(Km ²)	Es (m)	V _{evap} (Mm ³)	V _{inf} (Mm ³)	Π _{80%} (Mm ³)	W _{80%-} (U _{80%-} -Π) (Mm ³)	V (Mm ³)
Oct	0.311	0.002	0.082	0.0002	0.0017	0.0019	0.106	V _{s1} = (+) 0.935
Nov	0.344	0.002	0.046	0.0001	0.0024	0.0025	0.160	
Déc	0.479	0.002	0.028	0.0001	0.0032	0.0033	0.168	
Jan	0.6455	0.002	0.028	0.0001	0.0041	0.0042	0.163	
Fév	0.8145	0.003	0.028	0.0001	0.0049	0.0050	0.153	
Mar	0.977	0.003	0.081	0.0002	0.0056	0.0058	0.135	
Avr	1.1265	0.003	0.111	0.0003	0.0061	0.0064	0.050	V _{d1} = (-) -0.925
Mai	1.2238	0.003	0.165	0.0005	0.0059	0.0064	-0.085	
Jui	1.1827	0.003	0.2	0.0006	0.0051	0.0057	-0.206	
Juil	1.0148	0.003	0.253	0.0008	0.0036	0.0044	-0.402	
Août	0.7158	0.003	0.209	0.0006	0.0021	0.0027	-0.188	
Sep	0.4244	0.002	0.147	0.0003	0.0016	0.0019	-0.044	

Du tableau précédent, on a :

- $V_s = 0.935 \text{ Mm}^3$
- $V_d = 0.925 \text{ Mm}^3$

D'où : $V'_u = V_d$

Donc la retenue fonctionne à **un seul temps**.

Alors : $V'_u = V_d = 0.925 \text{ Mm}^3$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V'_u + V_m$

D'où : $V_{NNR} = V_m + V'_u = 1.273 + 0.925 = 2.198 \text{ Mm}^3$

$$V'_{NNR} = 2.198 \text{ Mm}^3$$

$$NNR = 782.23 \text{ m NGA}$$

c) Estimation de l'erreur :

Il faut vérifier la condition suivante $1\% < \varepsilon < 2\%$ Si ce pas vérifié il faut faire des itérations.

$$\zeta = \left(\frac{V'_u - V_u}{V'_u} \right) \times 100 \quad (\text{IV.54})$$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

$\zeta = 1.1$ donc la condition est vérifiée.

Tableau IV.48: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	W80%	U80%	W80%- U80%-II	1ère consigne			2ème consigne		
				Vrf	Vri	S			S
				1.273	1.273		1.263	1.273	0.01
Oct	0.108	0	0.106						
				1.379	1.379		1.369	1.369	
Nov	0.162	0	0.16						
				1.539	1.539		1.529	1.529	
Déc	0.171	0	0.168						
				1.707	1.707		1.697	1.697	
Jan	0.167	0	0.163						
				1.87	1.87		1.86	1.86	
Fév	0.158	0	0.153						
				2.023	2.023		2.013	2.013	
Mar	0.141	0	0.135						
				2.158	2.158		2.148	2.148	
Avr	0.138	0.0812	0.05						
				2.208	2.198	0.01	2.198	2.198	
Mai	0.095	0.174	-0.085						
				2.123	2.123		2.113	2.113	
Jui	0.032	0.232	-0.206						
				1.917	1.917		1.907	1.907	
Juil	0.008	0.406	-0.402						
				1.515	1.515		1.505	1.505	
Aoû	0.024	0.2088	-0.188						
				1.327	1.327		1.317	1.317	
Sep	0.016	0.058	-0.044						
				1.283	1.283		1.273	1.273	
			0.01			0.01			0.01

IV.9.4 Laminage des crues

Parmi tous les risques d'accident qui menacent l'existence d'un barrage en terre, la submersion de la digue est la plus grave.

Le déversement sur la crête de tel ouvrage est un phénomène très dangereux qui peut engendrer la rupture du barrage. Le débit qui passe à travers l'évacuateur de crue est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue.

L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme de crue entrant, de la capacité de l'évacuateur de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

Et enfin, les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire sa largeur obtenue par le laminage ainsi que la lame d'eau qui sera déversées doivent être justifiée par un calcul hydraulique. Vu que la largeur de l'évacuateur de crue doit être suffisante au moment des crues. 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 :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (IV.55)$$

Avec :

Q : Le débit entrant de la crue;

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

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad (IV.56)$$

D'où :

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

Il existe plusieurs procédés de calcul :

- Méthode de Hildenblate,
- Méthode de Blakmore
- Méthode de Kotcherine
- Méthode de tep by step
- Méthode graphique

IV.9.4.1. Méthode grapho-analytique de Hildenblat :

a) Calcul de volume forcé :

Le calcul du volume forcé de la retenue permet de connaître la cote du niveau du volume forcé (NVF) donc la hauteur d'eau déversant maximale par l'évacuateur de surface.

Ce volume est déterminé par différentes méthodes, l'une des plus importantes méthodes est celle du calcul du laminage des crues qui permet non seulement de connaître le débit déversant maximum, mais aussi la charge maximale sur le déversoir et sa variation dans le temps au long du passage de la crue.

Ce laminage de crues permet d'étaler dans le temps l'hydrogramme de crue grâce au rôle très important joué par l'évacuateur de crue de surface.

Pour cela, on part de l'équation du bilan d'eau dans la retenue.

$$Q \, dt = q \, dt + S \, dH \quad \text{ou} \quad Q \Delta t = q \Delta t + \Delta V \quad (IV.57)$$

Donc : $(Q - q) dt = S \, dh \quad \text{ou} \quad Q - q = S \frac{dH}{dt}$

b) Equation du bilan d'eau :

Dans cette méthode l'équation du bilan d'eau est utilisée

$$Q \, dt = q \, dt + S \, dH \quad (IV.58)$$

Soit $Q_{\text{moy}} \Delta t = q_{\text{moy}} \Delta t + \Delta V$ avec $\Delta V = S \, \Delta H$

Donc : $Q_{\text{moy}} = \frac{Q_1 + Q_2}{2}$ ET $q_{\text{moy}} = \frac{q_1 + q_2}{2}$

$$\Delta V = V_2 - V_1 \Rightarrow \frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t + \frac{q_1 + q_2}{2} \Delta t + V_2 - V_1$$

Donc on trouve :

$$Q_{\text{moy}} \Delta t = \frac{1}{2} q_1 \Delta t + \frac{1}{2} q_2 \Delta t + V_2 - V_1$$

$$\text{On a : } -(V_2 + \frac{1}{2} q_2 \Delta t) = -Q_{\text{moy}} \Delta t + \frac{1}{2} q_1 \Delta t + V_2 - V_1$$

$$V_2 + \frac{1}{2} q_2 \Delta t = Q_{\text{moy}} \Delta t - \frac{1}{2} q_1 \Delta t + V_1 \quad (1)$$

$$\frac{1}{2} q_1 \Delta t = -q_1 \Delta t - \frac{1}{2} q_1 \Delta t = \frac{2q_1 \Delta t - q_1 \Delta t}{2} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \text{On pose : } V_2 + \frac{1}{2} q_2 \Delta t &= Q_{\text{moy}} \Delta t + V_1 - q_1 \Delta t + \frac{1}{2} q_1 \Delta t \\ &= Q_{\text{moy}} \Delta t + V_1 + \frac{1}{2} q_1 \Delta t - q_1 \Delta t \end{aligned}$$

Mais V_2 , q_2 sont des inconnues

c) Procédé de calcul de laminage :

Pour faire laminage des crues, il faut disposer de :

- Hydro grammes de crues fréquences $Q_{0,01\%} = f(t)$
- Courbe des volumes d'eau dans la retenue $V=f(H)$
- Courbe des variations d'eau dans la retenue ou courbe des débits déversant

L'hydrogramme de crue est une donnée hydrologique résultant d'une étude hydrologique dans laquelle les crues sont étudiées.

La courbe des volumes d'eau dans la retenue $V=F(H)$ est une donnée topographique.

La courbe des débits déversant est à déterminer après avoir calculé la largeur de l'évacuateur de crue de surface.

Le débit maximum peut être donné par la formule de KOTCHERINE améliorée par Sokolovski pour les hydrogrammes à une pointe ou triangulaire.

$$q_{\text{max},\%} = 0,85 \cdot Q_{p\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_{cp\%}}\right) \quad (\text{IV.59})$$

Avec :

- $V_{cp\%}$: volume de la crue de probabilité $P\%$
- V_F : volume déversant de sécurité (volume régularisable) ou forcé

D'après KOTCHERINE, $V_f = (0,05-0,2) V_{cp\%}$

Pour un évacuateur frontal ou latéral ayant une section rectangulaire, la largeur est donnée par la formule générale du déversoir :

$$q_{\text{max},p\%} = m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{3/2} \quad (\text{IV.60})$$

Avec :

m : coefficient de débit dépendant du type du déversoir

b : largeur de déversoir

H_d : charge sur le déversoir

q : débit déversant

Dans notre cas l'évacuateur de crus est déjà existé et sa largeur est de 17 m, donc on va vérifier si cette largeur peut répondre aux conditions d'évacuation.

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus déversoir sera calculée est tracée comme suite :

$$q = f(V + 0.5 q \Delta t) \quad (IV.61)$$

Tableau IV.49 : Données de départ

données	
g	9,81
a	1
Q0.1%	104.014
V0.1%	1580000
m=	0,49

Tableau IV.50 : Volumes et débits déversant (b=17m)

Cote NGA	Hd m	q m3/s	1/2 q Δt Mm3	V (H) Mm3	v + 1/2 q Δt Mm3
NNR=782.23	0	0.00	0	0	0.00
782.48	0.25	4.88	0.02	1.28	1.30
782.73	0.5	13.81	0.05	1.35	1.40
782.98	0.75	25.38	0.09	1.41	1.50
783.23	1	39.07	0.14	1.48	1.62
783.48	1.25	54.60	0.20	1.55	1.75
NPHE=783.67	1.44	71.77	0.26	1.6	1.86

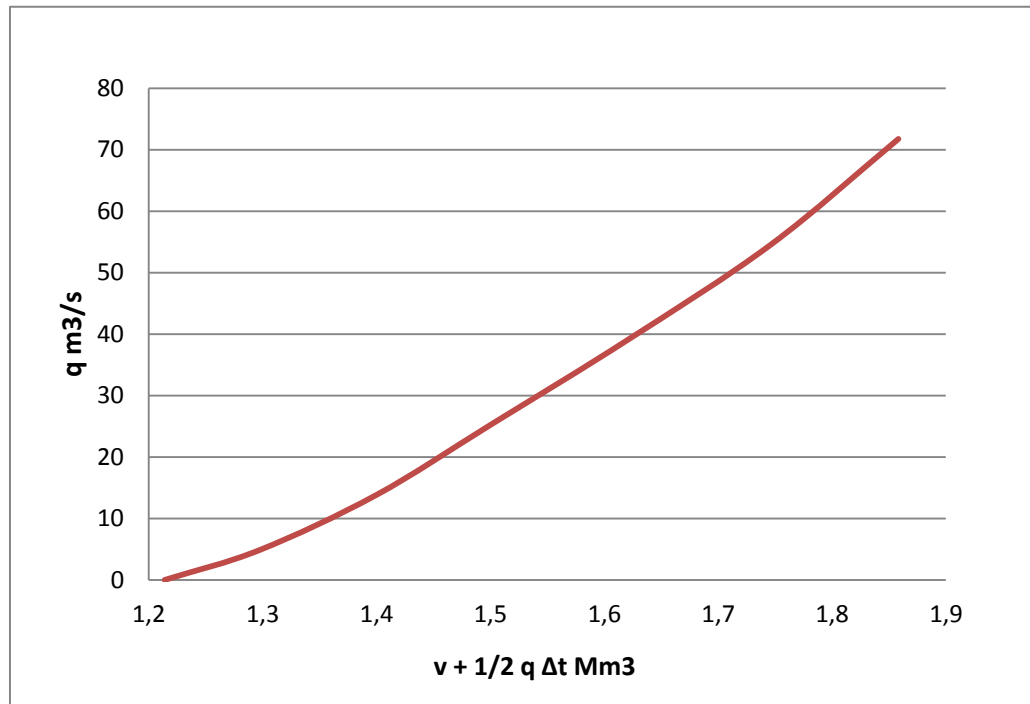


Figure IV.17 : Courbe des débits déversants

Le laminage sera fait à l'aide des trois courbes $Q = f(t)$; $V = f(H)$; $q = f(V + \frac{1}{2} q \Delta t)$.

Tableau IV.51 : résultats de calcul de Laminage des crues dans la retenue (b=17 m)

t	Q	Qmoy	Q moy – q	(Qmoy – q)Δt	V + 1/2qΔt	q
	m3/s	m3/s	m3/s	Mm3	Mm3	m3/s
0	0.000					0
0,5	1.952	0.976	0.488	0.001	1.214	0
1	7.807	4.880	3.880	0.007	1.215	1
1,5	17.567	12.687	11.187	0.020	1.222	1.5
2	31.230	24.398	22.398	0.040	1.242	2
2,5	48.796	40.013	36.013	0.065	1.282	4
3	70.267	59.531	51.531	0.093	1.347	8
3,5	95.641	82.954	64.954	0.117	1.440	18
3,65	104.014	99.827	68.827	0.124	1.557	31
4	104.014	104.014	58.014	0.104	1.681	46
4,5	87.836	95.925	34.925	0.063	1.785	61
5	73.428	80.632	10.632	0.019	1.848	70
5,5	60.689	67.059	-6.941	-0.012	1.867	72
6	49.516	55.103	-15.897	-0.029	1.855	71
6,5	39.806	44.661	-21.339	-0.038	1.826	66
7	31.457	35.631	-24.369	-0.044	1.788	60
7,5	24.365	27.911	-23.089	-0.042	1.744	51
8	18.428	21.396	-22.604	-0.041	1.702	44
8,5	13.543	15.986	-23.014	-0.041	1.661	39
9	9.609	11.576	-22.424	-0.040	1.620	34
9,5	6.521	8.065	-21.935	-0.039	1.580	30
10	4.178	5.349	-20.651	-0.037	1.540	26
10,5	2.476	3.327	-18.673	-0.034	1.503	22
11	1.314	1.895	-16.105	-0.029	1.469	18
11,5	0.587	0.951	-14.049	-0.025	1.440	15
12	0.195	0.391	-11.609	-0.021	1.415	12
12,5	0.033	0.114	-9.886	-0.018	1.394	10
13	0.000	0.017	-7.983	-0.014	1.376	8
13.5	0	0.000	-7.000	-0.013	1.362	7
14	0	0	-6.000	-0.011	1.350	6
14.5	0	0	-5.000	-0.009	1.339	5
15	0	0	-4.800	-0.009	1.330	4.8
15.5	0	0	-4.400	-0.008	1.321	4.4
16	0	0	-3.800	-0.007	1.313	3.8
16.5	0	0	-3.000	-0.005	1.306	3
17	0	0	-2.500	-0.005	1.301	2.5
17.5	0	0	-2.200	-0.004	1.296	2.2
18	0	0	-1.900	-0.003	1.292	1.9
18.5	0	0	-1.500	-0.003	1.289	1.5
19	0	0	-1.200	-0.002	1.243	1.2
19.5	0	0	-0.900	-0.002	1.236	0.9
20	0	0	-0.600	-0.001	1.230	0.6
20.5	0	0	-0.400	-0.001	1.225	0.4
21	0	0	-0.300	-0.001	1.221	0.3
21.5	0	0	-0.200	0.000	1.216	0.2
22	0	0	0.000	0.000	1.214	0

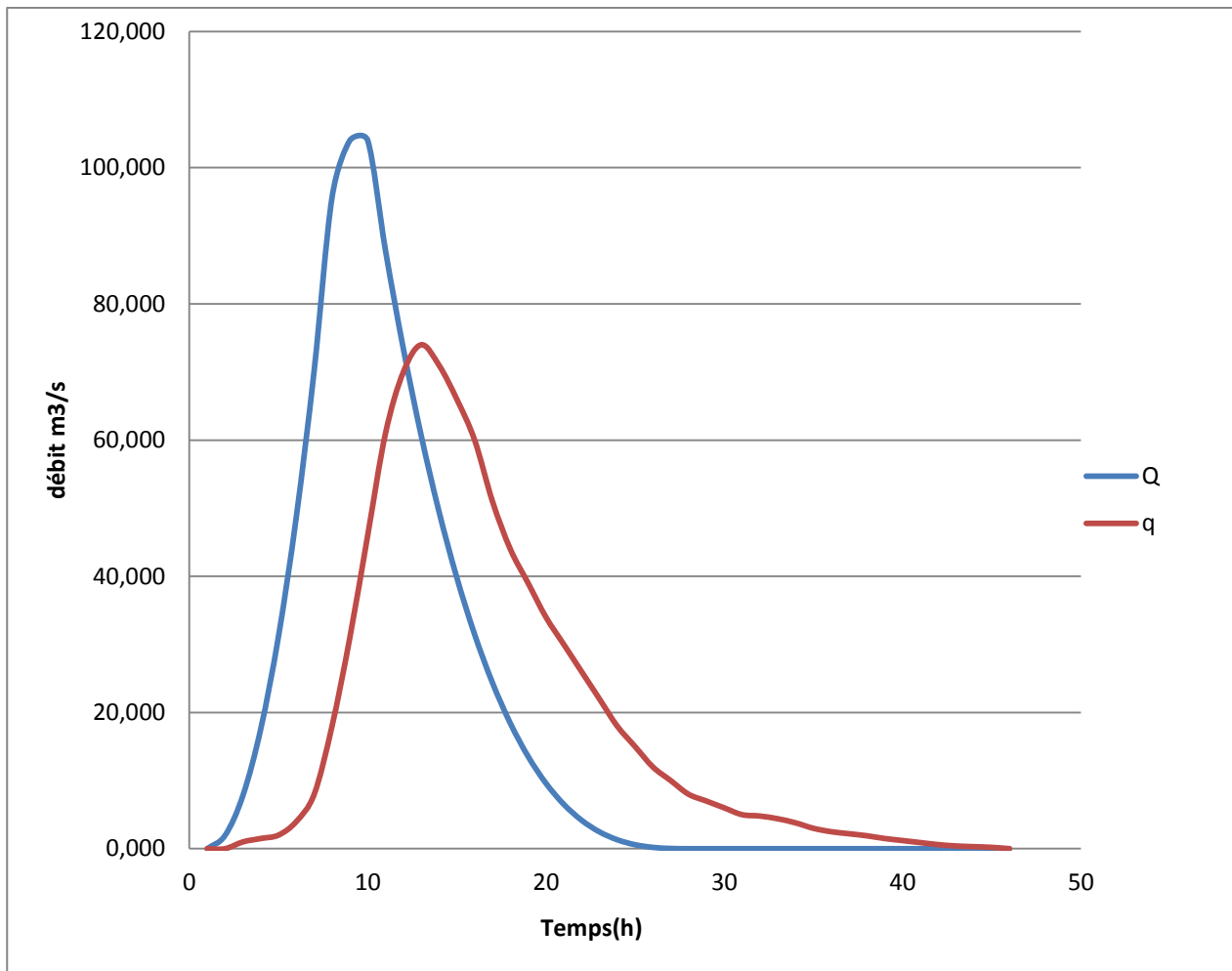


Figure IV.18 : Hydrogramme des débits entrants et sortants selon la méthode de Hildenblat

Commentaire :

Les résultats de l'étude du laminage des crues d'après la méthode de Hildenblat sont les suivants :

- La charge déversante : **hd= 1.44 m** ;
- La Largeur du déversoir : **bd= 17 m** ;
- débit de la crue max pour fréquence 0.1% : **$Q_{\max 0,1\%} = 104.014 \text{ m}^3/\text{s}$** ;
- débit de la crue max déversant pour fréquence 0.1% ; **$q_{\max,1\%} = 72 \text{ m}^3/\text{s}$** ;
- Temps de laminage de crue : **T= 22 heures.**

Chapitre V

Etude de surélévation de la digue

V.1 Type de barrage existant :

Selon les documents consultés (fournis par la DREW Médéa), la digue du barrage d'oued Touila objet de la surélévation est homogène en matériaux fins, la protection de talus amont assurée par le RIP RAP sur une épaisseur de 50 cm et le talus aval par une couche végétale, les parements des talus sont 1/3 pour l'amont et 1/2.5 pour l'aval.

Les cotes des différents niveaux du barrage sont :

- Cote Niveau Mort (N.M) : 770,40 m.
- Cote Niveau Normal de Retenue (N.N.R) : 779,70 m.
- Cote Niveau des Plus Hautes Eaux (N.P.H.E) : 780,90 m
- Cote Crête : 781.85 m.

L'étude d'exhaussement de la digue sera réaliser sur la base des résultats des :

- Travaux topographiques,
- Étude géologique et géotechnique
- Étude hydrologique

Au vu des résultats de ces études, qui se résume à :

- La disponibilité de l'espace, au niveau de l'actuel site de barrage, pour la surélévation de la digue,
- La présence des matériaux fin et grossiers en quantité et qualité
- L'apport de l'oued qui est conséquent.

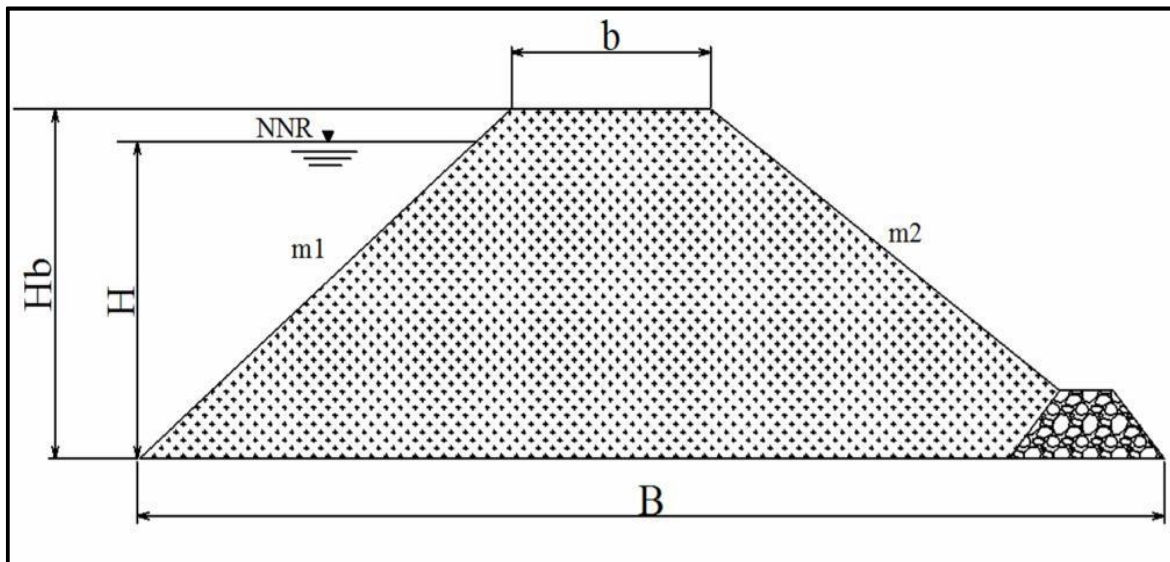


Figure V.1 : Coupe transversale d'une digue homogène

V.2 Détail constructif de la nouvelle digue :

V.2.1 Calcul de la revanche :

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H_v , de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H_v + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{V.1})$$

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la hauteur des vagues :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0.75 h_v + V^2 / 2g$$

$$h_v = 0.75 + 0.34\sqrt{F} + 0.26\sqrt[4]{F} \quad (\text{V.2})$$

$$V = 1.5 + 2H_v \quad (\text{V.3})$$

Avec :

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

b) Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = h_v + V^2 / 2g \quad (\text{V.4})$$

$$h_v = 0.5 + 0.33\sqrt{F} \quad (\text{V.5})$$

$$V = 1.5 + 0.66h_v \quad (\text{V.6})$$

c) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \quad (\text{V.7})$$

d) Résultats de calcul

Tableau V.1 : Résultats de calcul

Formule	H_v (m)	V (m/s)	R (m)
STEVENSON GAILLARD	1.35	4.2	1.92
MALLET et PAQUANT	0.83	2.05	2.05
Simplifiée	-	-	1.3

$R = 1.18 \text{ m}$ est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage.

V.2.2 Le tassement [2]

On calcule le tassement d' après la formule suivante :

$$T = 0.015 H_b \dots\dots\dots (\text{V.8})$$

T : Tassement de la crête du barrage ;

Hb : Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à **0.036 m**.

V.2.3 Côte en crête et hauteur du barrage :

V.2.3.1. La cote en crête est comme suit :

$$N_{cr} = NPHE + R$$

Ou ;

NPHE : cote de plus hautes eaux ;

$$NPHE = NNR + Hd = 782.23 + 1.44 = 783.67 \text{ m}$$

-R : la revanche ; R= 1.18m

Donc ; Ncr = 784.85 m

V.2.3.2. La hauteur du barrage est comme suit :

$$H_b = NNR - C_f + h_d + R + t \dots\dots\dots (V.9)$$

Ou :

NNR : niveau normal de la retenue, NNR= 782.23 m ;

C_f : cote du fond, C_f = 761.11 m

h_d : la hauteur déversée, h_d= 1.44m;

R : Revanche en (m), R= 1.18m ;

t : Tassement en (m), S=0.036m.

$$H_b = 24 \text{ m}$$

Donc la hauteur de surélévation du barrage d'oued Touila sera de 3.00 m.

V.2.4 La longueur en crête :

La longueur en crête du barrage est obtenue par mesure sur le plan du site à l'échelle 1/500, à la côte correspondante soit 784.85m. Cette longueur est de **Lc = 278.15 m**.

V.2.5 La largeur en crête :

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs. Elle peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

▪ Formule T.KNAPPEN $b = 1.65 H_b^{0.5} \dots\dots\dots (V.10)$

▪ Formule E.F.PREECE $b = 1.1 H_b^{0.5} + 1 \dots\dots\dots (V.11)$

▪ Formule SIMPLIFIEE $b = 3.6 H_b^{1/3} - 3 \dots\dots\dots (V.12)$

Tableau V.2 : Variation de la largeur en crête en fonction de la charge déversant et la hauteur du barrage

Formule	Hb (m)	b (m)
T.KNAPPEN	24	8.1
E.F.PREECE	24	6.4
SIMPLIFIEE	24	7.4

Pour la suite de notre étude, nous adoptons une largeur suffisante pour satisfaire les conditions déjà citées, qui sera de : **b = 7,00 m**

V.2.6 Calcul du volume de renforcement de la digue :

On calcul en premier lieu le volume de la digue, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \dots \dots \dots (V.13)$$

Avec :

$$V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i \dots \dots \dots (V.14)$$

V i : le volume du barrage à la cote **i**.

W i : Section transversale correspondante à la coupe **i**.

L i : Distance entre deux coupes voisines.

On a:

$$W_i = \frac{bc + B_i}{2} H_i \dots \dots \dots (V.15)$$

B i : Largeur de base donnée par :

$$B_i = m_1 * H_{i1} + m_2 H_{i2} + b_{cr} \dots \dots \dots (V.16)$$

m1, m2 : Les fruits des talus.

b_{cr} : Largeur en crête (m).

H i : Hauteur de la tranche au point **i** :

H_b : Hauteur du barrage avec :

Tableau V.3 : Volume de la recharge

Coupe	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m²)	Wi+1 (m²)	Wimoy	Li (m)	Vi (m3)
0	0	7	0	188.553	94.2763	23.7	2234.35
1	9.95	30.9	188.553	366.041	277.297	75.32	20885.99
2	19.24	31.05	366.041	363.877	364.959	75.31	27485.04
3	19.24	30.825	363.877	132.628	248.252	75.32	18698.36
4	7.05	30.625	132.628	0	66.3141	10.5	696.30
5	0	7	0	-	-	-	-
Total							70000.04

Donc le volume nécessaire pour renforcer la recharge aval et prolonger le parement amont est de 70 000.04 m³

V.2.7 Les parements :

V.2.7.1. 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 optimal, comme montre le tableau ci-après :

Tableau V.4 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2,0
	- A zones	2,0	2,0
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2,0	2,5
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
H >20	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0

D'après le tableau, Les fruits des talus pour la surélévation de petit barrage d'oued Touila sont :

- Fruit amont est: $m_1=3,0$.
- Fruit aval est: $m_2=2,5$.

V.2.7.2. Revêtement et Protection des talus :

Les talus de tous les barrages sont sensibles à l'érosion qui pourrait être provoquée par les vagues pour le parement amont et les ruissellements des eaux de pluies pour le parement aval.

➤ Talus amont :

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement. Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a, en général, montré que le rip-rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace.

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise la méthode de « U.S.ARMAY ».

Les valeurs de l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement et D_{50} min sont données par le tableau suivant :

Tableau V.5 : Épaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur min de la couche d'enrochement (m)	D_{50} min (m)
0 à 0,3	0,3	0,20
0,3 à 0,6	0,4	0,25
0,6 à 1,2	0,45	0,30
1,2 à 1,8	0,55	0,40
1,8 à 2,4	0,70	0,45
2,4 à 3,0	0,80	0,55

Pour notre cas, $0,6 < H < 1,2$ m $e = 0,45$ cm,

Donc : D_{50} min = 0,30 m

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à **50 cm**.

L'épaisseur d'enrochement, reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur **20 cm** pour chaque couche.)

✚ Protection par rip-rap

Tableau V.6 : Volume du rip-rap

Coupe	Hi	Si (m²)	Smoy (m²)	Li(m)	Vi (m³)
0	0	0	2.38	42.53	101.22
1	3	4.75			
2	3	4.75	4.75	58.27	276.5
3	3	4.75			
4	3	4.75	4.75	55.65	264.06
5	0	0			
			4.75	58.16	275.97
			2.38	56.56	134.62
	Volume Total				1052.37

✚ Filtre et drains

✓ Couche du sable

Tableau V.7 : Volume du sable

coupe	Hi	Si (m²)	Smoy (m²)	Li(m)	Vi (m³)
0	0	0	0.949	42.53	40.37
1	3	1.89	1.898	58.27	110.6
2	3	1.89			
3	3	1.89	1.898	55.65	105.63
4	3	1.89			
5	0	0	1.898	58.16	110.39
			0.949	56.56	53.68
Volume Total					420.67

✓ Couche du gravier

Tableau V.8 : Volume du gravier

coupe	Hi	Si (m²)	S _{moy}	Li(m)	Vi (m³)
0	0	0	0.949	42.53	40.37
1	3	1.898	1.898	58.27	110.6
2	3	1.898			
3	3	1.898	1.898	55.65	105.63
4	3	1.898	1.898	58.16	110.39
5	0	0			
			0.949	56.56	53.68
Volume Total					420.67

➤ **Talus aval :**

La protection du talus aval sera assurée par la terre végétale qu'on aura récupérée lors des travaux de décapage de l'assiette de la digue. L'épaisseur de la couche de protection du talus aval sera de **30 cm** pour plus de sécurité.

Tableau V.9 : Volume de la terre végétale

coupe	Hi	Si (m ²)	Smoy (m ²)	Li(m)	Vi (m ³)
0	0	0.00	4.72	23.7	111.9
1	9.95	9.44			
2	19.24	18.25	13.85	75.32	1042.9
3	19.24	18.25	18.25	75.31	1374.6
4	7.05	6.69	12.47	75.32	939.3
5	0	0			
			3.34	10.5	35.1
Volume Total					3503.7

V.2.8 La crête :

Pour assurer une bonne stabilité, conserver contre la dégradation et permettre la bonne circulation des engins on doit réaliser un bon revêtement de la crête ; en utilisant une couche de bitume épaisse de **30cm** sous jacée de deux couches épaisses de **20cm** chacune la première en gravier et la seconde en sable. Avec une petite pente de **2°/°** dans chaque côté, pour ne pas avoir une stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage).

V.3 Étanchéité et drainage :**V.3.1 Drainage de la digue :**

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue de la stabilité sous chargements statique et dynamique si on n'utilise pas un système de drainage bien adapté pour le remblai, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage, de ce fait il convient de bien concevoir le système de drainage qui pourrait constituer une bonne méthode pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques et cela en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

V.3.1.1 .But du drainage :

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurelles soit accidentelles.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

- a) Abaissement de la ligne de saturation ;

- b) Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de d'écoulement
- c) Réduction de la pression interstitielle ; Contrôle des percolations et du non migration des éléments du remblai.

V.3.1.2. Calcul des drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

A. Dimensionnement du drain tapis :

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{4} \dots\dots\dots (V.17)$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 139$ m].

Donc :

$$L_d = \frac{139}{4} = 32 \text{ m}$$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{L^2 + H^2} - L \right) \dots\dots\dots (V.18)$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

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

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

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{60^2 + 7.85^2} - 60 \right) = 0.5 \text{ m}$$

B. Le drain prisme (aval)

• Fruits des talus

$m_1 = (1 \div 2)$ on prend: **$m_1 = 1,5$**

$m_2 = (1,5 \div 2,5)$ on prend : **$m_2 = 1.5$**

• Hauteur du drain:

$$H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$$

H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 24$ m)

A.N : **$H_{dr} = 4.8$ m**

• largeur au sommet

Elle est donnée par : $b_{dr} = l_d = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) \cdot h_{dr}$

On prend :

$$b_{dr} = 3 \text{ m}$$

• largeur en base du drain

Elle est exprimée par : $B = bdr + (m1 + m2)hdr$

$$Bdr = 17.4 \text{ m}$$

Tableau V.10 : Dimensions du prisme aval

Dénomination		Abréviations	Valeurs	Unités
Largeur en crête		bdr	3	m
Largeur en base		Bdr	17,4	m
Hauteur du barrage		hdr	4,8	m
Talus	Amont	m1	1,5	-
	Aval	m2	1.5	-

Tableau V.11 : Volume du prisme (aval)

Coupe	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m²)	Wi+1 (m²)	Wimoy	Li (m)	Vi (m³)
0	0	3	0	41.4338	20.7169	34.4	712.66
1	4.35	16.05	41.4338	44.2056	42.8197	34.5	1477.28
2	4.52	16.56	44.2056	43.5456	43.8756	34.4	1509.32
3	4.48	16.44	43.5456	43.2174	43.3815	34.5	1496.66
4	4.46	16.38	43.2174	0	21.6087	34.5	745.50
5	0	3	0	-	-	-	-
Total							5941.42

$$V_{\text{prisme}} = 5941.42 \text{ m}^3$$

V.3.2 Les filtres :

V.3.2.1. Constitution et fonctionnement des filtres

La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est une pratique normale dans l'ingénierie. Les particules plus fines que le sol peuvent être entraînées par les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux, dans ce cas, c'est la digue, avec des sols qui possèdent une granulométrie plus grossière pour éviter l'entraînement par les forces de filtration.

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

- ✚ Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Il est accepté dans la pratique que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevée que celle du matériau à protéger.
- ✚ Ils doivent être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.
- ✚ Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments.
- ✚ Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps.
- ✚ Ils ne doivent pas posséder plus de 5% de particules plus petites que le tamis 200 (0.074 mm) et ces dernières ne doivent pas être en plastique.
- ✚ Pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm (2 pouces) comme taille maximale.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par BERTRAM (Université de Harvard), basés sur les conditions de TERZHAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Les matériaux alluviaux (Tout Venant) peuvent être utilisés comme matériau pour le filtre dans les retenues collinaires et petit barrage avec la condition qu'ils remplissent la granulométrie du filtre proposé préalablement vérifié au moyen des calculs correspondants.

A partir des caractéristiques du Tout Venant avec des granulométries très variables et la granulométrie des filtres calculés, il est normal et nécessaire d'effectuer un processus de classification de ces matériaux avant de les utiliser comme filtres pour le barrage.

V.3.2.2. Calcul des filtres :

Les filtres sont une succession de couches de granulométrie très variée .Ils sont situés :

- Au pied aval du barrage ;
- A la protection du talus amont (zone de transition entre l'eau et les recharges) ;
- Entre le tapis filtrant et les recharges.

✚ Condition 1:

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.10)$$

D'où

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_o - 0,1 \text{Log } \eta$;

$n_o = 0,4$: pour les sols caillouteux ;

$n_o = 0,45$: pour les sols argileux.

✚ Condition 2 :

Condition de (TERZAGI ,1942) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (V.11)$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

A- Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots (V.12)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots (V.13)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15} , D_{50} : Diamètre de filtre.

d_{15} , d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

Granularité de sol protégé :

$$d_{15} = 0,00052\text{mm};$$

$$d_{50} = 0,0057 \text{ mm};$$

$$d_{85} = 0,035 \text{ mm}.$$

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

$$0,0062 \text{ mm} < D_{15} < 0,0208 \text{ mm} ;$$

$$0,068 \text{ mm} < D_{50} < 0.33 \text{ mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0,0135 \text{ mm} ;$$

$$D_{50} = 0,2 \text{ mm}.$$

- La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche, a les limites suivantes :

$$0,012 \text{ mm} < D_{15} < 0.04 \text{ mm}$$

$$0.156 \text{ mm} < D_{50} < 0.754 \text{ mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche du filtre. Elle a les dimensions suivantes

$$D_{15} = 0.026 \text{ mm}.$$

$$D_{50} = 0.46 \text{ mm}.$$

A- Vérification de règles de dimensionnement des filtres

➤ Filtre 1 :

✚ Condition 1:

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

D'après la courbe granulométrique : (ANNEXE 3)

Tableau V.12 : Résultats de la courbe granulométrique de la première couche de filtre

D5 mm	D10 mm	D15 mm	D17 mm	D50 mm	D60 mm	D85 mm
0,0009	0,0012	0,0018	0,0013	0.02	0.021	0.07

$$\eta = D_{60}/D_{10} = 17.5 \text{ Coefficient d'hétérogénéité.}$$

$$n_0 = 0,4$$

$$n = 0,28 ;$$

$$\text{A.N. } \frac{D_5}{D_{17}} = 0.69 > 0.38 ;$$

La condition est vérifiée donc, pas de phénomène de renard dans le sol.

✚ Condition 2: (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0,026 < 4$$

La condition est vérifiée donc, pas de zone de transition

➤ Filtre 2 :

D'après la courbe granulométrique (ANNEXE 3)

 Condition 1:

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta}(1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

Tableau V.13 : Résultats de la courbe granulométrique de la deuxième couche de filtre

D5 mm	D10 mm	D15 mm	D17 mm	D50 mm	D60 mm	D85 mm
0.0005	0.00052	0.00055	0.00056	0.007	0.05	0.012

$\eta = D_{60}/D_{10} = 23.08$ Coefficient d'hétérogénéité.

$n_0 = 0,4$

$n = 0,26;$

A.N. $\frac{D_5}{D_{17}} = 0.357 > 0.27;$

La condition est vérifiée donc pas de phénomène de renard dans le sol.

 Condition 2 : (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0.012 < 4$$

La condition est vérifiée.

Conclusion :

On prévoit :

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 20 cm;
- La deuxième couche en gravier d'épaisseur = 20 cm;
- L'enrochement (Rip-rap) d'épaisseur = 50 cm.

B- Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :

➤ **Condition de perméabilité :**

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \dots\dots\dots (V.14)$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain;

d_{15} : diamètre correspondant à 15% de l'argile;

$D_{15} = 0,0135$ mm

$d_{15} = 0.00055$ mm.

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0,0135}{0,00055} = 24.55 > 5$$

Donc, la condition de perméabilité est vérifiée.

➤ **Condition de non entraînement des particules fines :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \dots\dots\dots (V.15)$$

D_{15} : Diamètre correspondant à 15% du drain.

d_{15} : Diamètre correspondant à 85% de l'argile.

$D_{15} = 0.0135 \text{ mm}$

$d_{85} = 0,037 \text{ mm}$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0135}{0,037} = 0,36 < 5$$

La condition est vérifiée. Donc, la construction d'un filtre n'est pas nécessaire.

La condition assemblée les deux sont : $5.d_{85} > D_{15} > 5.d_{15}$ donc est vérifié.

Commentaire :

Le présent chapitre a nous permis de mettre le profil final du notre petit barrage qui est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Résultats récapitulatif de détail constructif de la digue

	Dénomination		Valeurs	Unités	
Détail constructif du barrage	Largeur en crête		7	m	
	Longueur de la crête		278.15	m	
	Hauteur du barrage		24	m	
	Volume de renforcement		70 000	m ³	
	Parement	Amont	3	-	
		Aval	2.5	-	
Revêtement et protection	Talus aval	Sable	20	cm	
			420.67	m ³	
		Gravier	20	cm	
			420.67	m ³	
		Enrochement	50	cm	
			1052.37	m ³	
	Talus amont	Terre végétale	30	cm	
			3503.7	m ³	
	Crête	Sable	20	cm	
		Gravier	20	cm	
Bitume		30	cm		
Étanchéité et drainage	Prisme aval	Largeur en crête	3	m	
		Largeur en base	17,4	m	
		Hauteur du prisme	4,8	m	
		Talus	Amont	1,5	-
			Aval	1.5	-

Conclusion :

La conception générale de la surélévation du barrage consiste à renforcer la recharge aval et à prolonger le parement amont afin d'atteindre la cote 784.85 NGF pour une rehausse de 3 m en prolongeant et en renforçant les dispositifs particuliers d'étanchéité et de drainage.

Les matériaux de mêmes natures sont mis en œuvre pour la surélévation dans la continuité de l'existant après recépage du couronnement, décapage et préparation des fonds de forme en vallée, en rives et sur le parement aval.

Chapitre VI

Etude de fiabilité de la digue

VI.1 Étude des Infiltrations :

VI.1.1 Introduction :

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltrations d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui est un processus d'érosion régressive souterraine et l'eau s'infiltrant sous une certaine pression permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

VI.1.2 Généralités :

VI.1.2.1. L'objectif de calcul des infiltrations :

- La zone submergée du corps de la digue ;
- Les pressions interstitielles ;
- La trace de la ligne de saturation ;
- Le débit de fuite à travers le corps de barrage.

VI.1.2.2. Principe :

Les hypothèses suivantes ont été émises pour le calcul: 1- la filtration est supposée dans un seul plan;

- 1- les composantes des vitesses dans la direction perpendiculaire à ce plan sont nulles; l'écoulement suit la loi de DARCY;
- 2- le massif du barrage est homogène et isotrope.

VI.1.3 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 où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Le tracé de la **ligne de saturation** permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2Y_0} \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0}$$

On a: $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(IV.1)$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale,

d₀ : Largeur en base du barrage diminuée de **0,7b** ;

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont, (déterminé graphiquement) ;

h : La hauteur d'eau en amont (jusqu'à le niveau de la retenue normale).

- on aura : **h_{NNR}=20.94 m** ;
- $b = m_1 \cdot h$ d'où **b= 62.82 m**
- L'emprise de barrage : **L_b = 139 m**
- **d = L_b - 0,7 .b - L_d** ; L_d=17.4m

D'où **d = 77.626m**

On aura donc : **Y₀ = 2.775 m.**

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$Y = \sqrt{7.7 + 5.55X}$$

Tableau VI.1 : Coordonnées de la ligne de saturation selon KOZENY

X	Y
-1.39	0
-1.21	1
0	2.77
5	5.95
10	7.95
15	9.54
20	10.89
25	12.10
30	13.20
35	14.21
40	15.16
45	16.05
50	16.89
55	17.69
60	18.46
65	19.20
70	19.90
75	20.59
77.626	20.94

VI.1.4 Calcul du débit de fuite par infiltration :**VI.1.4.1. Digue :**

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le barrage :

$$q = K.I.A \dots\dots\dots(VI.2)$$

K : Coefficient de perméabilité (m/s), **K= 10^{-8} m/s** ;

I: Gradient hydraulique ; $I = K_y \frac{d_y}{d_x}$

A:Section d'infiltration par unité de longueur. **A= y.I**

q: Débit d'infiltration (m³/s/ml).

$$\text{D'où : } q = K_y \frac{d_y}{d_x}$$

$$\text{Donc : } q = K.y_0 ; \text{ avec: } y \frac{dy}{dx} = y_0$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q.L \dots\dots\dots (VI.3)$$

L : longueur du barrage, **L=278.15m**.

Tableau VI.2 : Débit de fuite à travers la digue

Y₀ (m)	K (m/s)	q (m³/s/ml)	Q (m³/s)
2.77	2.49*10 ⁻⁸	6.90*10 ⁻⁸	1.91*10 ⁻⁵

VI.1.4.2. Fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (IV.3):

$$q_n = K.I.A$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité. (**K=7,93 10⁻⁸ m/s**)

I: gradient hydraulique. **I=H₁/Lb** (IV.4).

H₁ : Charge d'eau dans retenue,

Lb= 139 m L'emprise de barrage.

A: Section d'infiltration par unité de longueur.

A=T.1 (T=3m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où **qn = K.I.T**

Tableau VI. 3 : Débit de fuite de la Fondation

H_b (m)	I	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q(m ³ /s)
24	0.15	$7,93 \cdot 10^{-8}$	$3,56 \cdot 10^{-8}$	$9.92 \cdot 10^{-6}$

VI.1.4.3. Barrage (digue + fondation) :

Le débit total d'infiltration (m³/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau VI. 4 : Débit de fuite de barrage

Digue	fondation	Barrage
$1.9 \cdot 10^{-5}$	$9.92 \cdot 10^{-6}$	$2.832 \cdot 10^{-5}$

Commentaire :

Ces valeurs de débit de fuite sont sensiblement négligeables par rapport au volume d'eau stocké.

Commentaire : Notre barrage appartient à la **classe III**.

VI.1.5 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :**VI.1.5.1. Dispositif d'étanchéité (corps du barrage) :**

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

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} \dots \dots \dots (IV.5)$$

ΔH : Charge d'eau dans la retenue ;

δn : Epaisseur moyenne de la digue ;

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

Tableau VI.5 : Gradient hydraulique admissible

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,6	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,0
Limon sableux	0,55	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Notre barrage appartient à la **classe III**, alors on prend : $I_{adm}=1,8$

Donc : $\Delta H= 20.94$ m;

$\delta n= 123$ m;

$$I = 0,17 \leq I_{adm}= 1,8$$

VI.1.5.2. Fondation du barrage :

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

$$I_f = \frac{I_{cr}}{K_s} \dots \dots \dots (VI.6)$$

I_f : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage

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

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage.

Tableau VI.6 : Détermination du gradient d'infiltration admissible

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

Pour notre cas : $I_{cr} = 1,2$

Tableau VI.7 : Détermination du coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1,25	1,20	1,15	1,10

Pour notre cas : $K_s = 1,15$

.Et :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L_b + 0.88T_c} \dots \dots \dots (VI.7)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de l'infiltration de la fondation, $T_c = 3 \text{ m}$;

ΔH : Charge d'eau dans la retenue, $H = 20.94 \text{ m}$;

L_b : L'emprise de barrage, $L_b = 139 \text{ m}$.

$$I_f = 0.15$$

Donc : $I_f = 0.15 < \frac{I_{cr}}{K_s} = 1.043$

Conclusion

- La résistance d'infiltration à travers le barrage est assurée.
- La résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

VI.2 Étude de stabilité :

VI.2.1 Généralités :

VI.2.1.1. La stabilité des barrages (Talus) :

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

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (**Méthode de FELLENIUS**) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

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

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

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

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

- l'instabilité mécanique en fondation.
- Le glissement des talus : Il existe plusieurs types citant :
 - Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres) ;
 - Glissement en cascade ;
 - 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.

VI.2.1.2. Conséquences de l'instabilité des talus :

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

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

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont) ;
- Fonctionnement normal (talus aval) ;
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

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 au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau suivant :

Tableau VI.8 : Coefficient de stabilité admissible des talus [6]

Combinaison des charges	Classe de l'ouvrage
-------------------------	---------------------

et des actions	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Notre barrage fait partie de la classe III.

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

VI.2.2 Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

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

$$R_1 = K_1 \cdot H_b \dots\dots\dots (VI.8)$$

$$R_2 = K_2 \cdot H_b \dots\dots\dots (VI.9)$$

H_b : Hauteur totale du barrage, $H_b = 24$ m.

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

Tableau VI.9 : Valeurs de K_1 et K_2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

4. Le centre des rayons étant le point « B ». L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles.

5. On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

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

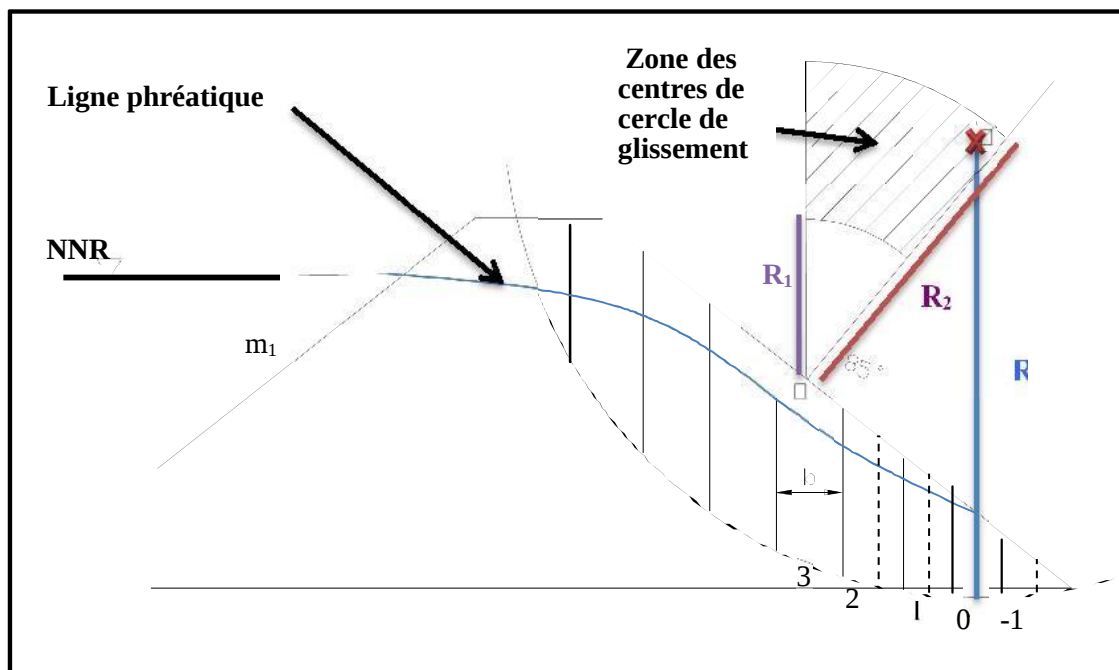


Figure VI.1 : Schéma de calcul de stabilité

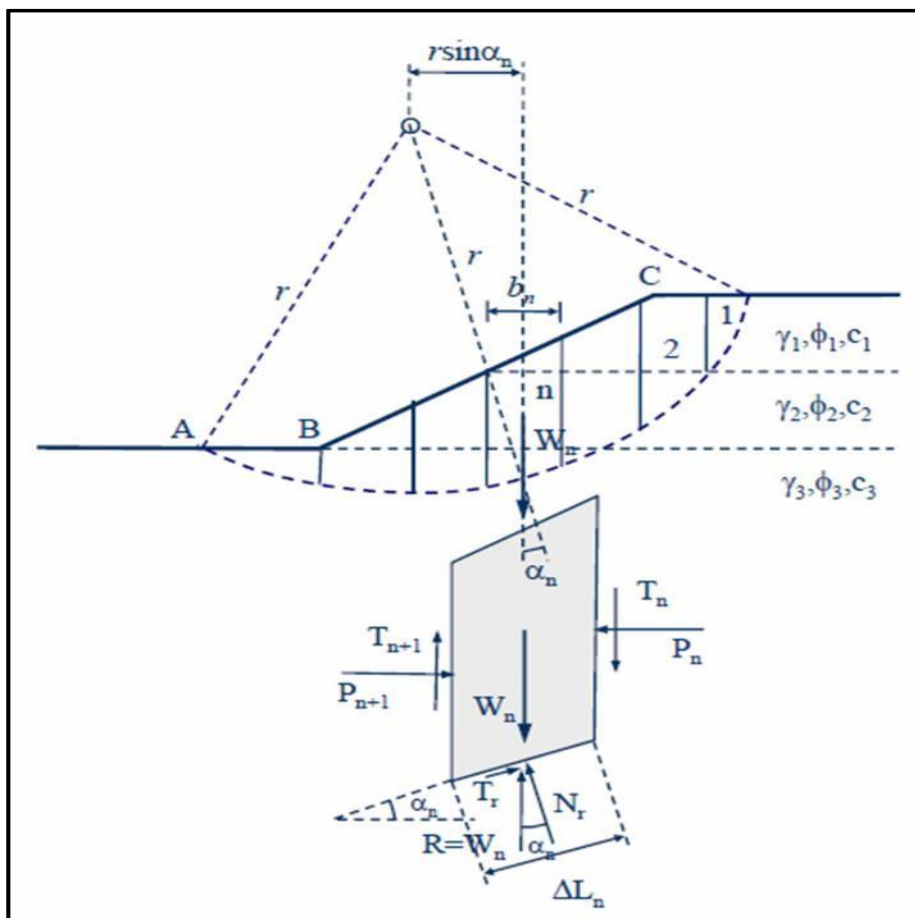


Figure VI.2 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

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

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ❖ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

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

VI.2.2.1 Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a- Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

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

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \dots \dots \dots (VI.10)$

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches ;

γ_1 : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation;

γ_2 : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation;

γ_3 : densité de l'assise;

b : largeur de la tranche.

b- Force de pression interstitielle :

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

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots \dots \dots (VI.11)$$

U : pression interstitielle ;

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche ;

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

h : hauteur de la tranche.

c- forces de cohésion

$$F_c = c \cdot dl \dots \dots \dots (VI.12)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d- Forces dues au séisme

$$T = a \cdot G_n \dots \dots \dots (VI.13)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

VI.2.2.2. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ Les forces stabilisatrices :

a. Force de frottement

$$F_1 = N_n \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi. \quad \dots\dots\dots (VI.14)$$

φ : Angle de frottement.

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

b. Force de cohésion

$$F_c = c \operatorname{dl} \quad \dots\dots\dots (VI.15)$$

$$\text{Avec : } dl = \frac{2\pi R B_i}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement ;

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement ;

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

$$M_s = [(N_n - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl}] R. \quad \dots\dots\dots (VI.16)$$

➤ Les forces motrices :

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

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

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \quad \dots\dots\dots (VI.17)$$

Remarque :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

VI.2.2.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient « K_s » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

a) Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - p_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \operatorname{dl}}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (VI.18)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\varphi_i + \sum Ci.dl}{(1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (VI.19)$$

Kss : coefficient de sécurité sans séisme;

Kas : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \quad \dots\dots\dots (VI.20)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \quad \dots\dots\dots (VI.21)$$

c) Vidange rapide

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (VI.22)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (VI.23)$$

Les résultats du calcul manuel sont regroupés dans le tableau suivant et les schémas de calcul de stabilité sont représentés dans la planche N° 06.

VI.2.3 Calcul de stabilité

Tableau VI.10 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles

Coefficients	Valeurs
Coefficient de sécurité admissible sans séisme : K_{ss,adm}	1.1 - 1.15
Coefficient de sécurité admissible avec séisme : K_{as, adm}	1.05 - 1.10

Tableau VI.11 : Valeurs de variantes utilisées dans le calcul de stabilité

talus	Pente du talus	K ₁	K ₂	R ₁ (m)	R ₂ (m)
Amont	2.5	1,0	2,3	25	58.2
Aval	3	0,875	2,025	19.2	48.6

Les résultats du calcul manuel sont regroupés dans le tableau VI.12 suit par le détail sur l'ANNEXE 3.2 à l'aide de schémas de calcul de stabilité représentés sur la **planche 6**.

Tableau VI.12 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement

CAS DE SOLLICITATION		Coefficient de sécurité	
		Sans séisme $K_{ss,adm} = (1,1 \div 1,15)$	Avec séisme $K_{as,adm} = (1,05 \div 1,1)$
		Kss	Kas
Fin de Construction	Talus amont		
	R= 61,05m	4.1054	3.0159
	R= 56,56m	4.1141	2.9568
	R= 55,06m	3.8226	2.9505
	R= 66,53m	3.2018	2.5115
	R= 58,30m	3.2914	2.5337
	Talus aval		
	R= 48,4m	3.3644	2.6096
	R= 44,91m	3.9424	2.9472
	R= 42,16m	3.0884	2.5004
	R= 51,09m	2.3429	1.9410
	R= 45,04m	2.6309	2.1603
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R= 48,4m	2.3489	1.8229
	R= 44,91m	2.5846	1.9067
	R= 42,16m	1.4727	1.2156
	R= 51,09m	1.9441	1.6106
	R= 45,04m	2.4263	1.9143
Vidange rapide	Talus amont		
	R= 61,05m	3.9593	2.7915
	R= 56,56m	4.2794	2.8807
	R= 55,06m	3.2987	2.5461
	R= 66,53m	2.9533	2.3165
	R= 58,30m	2.8942	2.2596

Conclusion :

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

La stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre VII

Etude des ouvrages annexes

Introduction :

Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.

Les dimensions des plants en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue sont :

- L'ouvrage de l'évacuation de crues.
- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Le but à atteindre est de conduire le débit de crue dans le lit de l'oued à la fois le plus économiquement et le plus sûrement possible.

VII.1 L'évacuateur de crue :

L'évacuateur de crue du petit barrage d'oued Touila est un évacuateur de surface en rive droite à entonnement frontale, pour la surélévation du niveau normale d'eau de la retenue, on prévoit un seuil déversoir de type Creager calé à la nouvelle cote du niveau normale de la retenue (NNR=774.94 projetée)

La surélévation de la digue d'oued Touila, au contact du remblai avec les murs de l'évacuateur de crues, nécessite la surélévation de ces murs.

VII.1.1 Description des organes d'ouvrage existant :**➤ Seuil déversant :**

Le déversoir a pour but de collecter les eaux de la retenue, il joue un rôle d'une section de contrôle.

Actuellement le seuil de l'évacuateur de crue du barrage d'oued Touila est calé à la cote NNR : **779.70 mNGA**. la nouvelle cote NNR résultant des calculs de la surélévation de la digue est de **782.23mNGA**, donc notre objectif est à modifier le seuil existant et le remplacer par un nouveau seuil de type Creager, calé à la nouvelle cote NNR, pour qu'il puisse prendre en charge l'évacuation de la crue de projet.

➤ Chenal d'écoulement :

Il se situe à l'aval immédiat du déversoir, il doit posséder une pente suffisamment faible pour assurer un écoulement fluvial. La forme rectangulaire est généralement la plus adaptée pour le chenal. L'écoulement dans ce chenal n'est généralement pas uniforme, car le chenal est trop court. Il s'établit un ressaut, juste à l'aval du déversoir, qui conduit à un écoulement fluvial.

Le Chenal existant est a une pente de radier égale à 1 % et ces parois latérale sont verticales.

➤ Le Convergeant :

C'est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et 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.

Le convergeant existant a :

Une longueur de : **L = 15 m**

Une largeur au plafond du bief amont, **$l_1 = 18 \text{ m}$** ;

La largeur au plafond de la section de contrôle, **$l_2 = 12 \text{ m}$** .

➤ Le Coursier :

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

Le Coursier existant est un canal prismatique de section rectangulaire de 12 m de largeur, raccordé au bassin de dissipation avec un divergent de 12.80 m de longueur. La longueur totale de coursier est de 95.90 m, d'une pente du radier de 24%.

➤ Bassin amortisseur ou dissipateur d'énergie :

Le principe de la dissipation de l'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial.

VII.1.2 Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues :

VII.1.2.1. Données de départ :

- Longueur déversant: **L = 17 m**
- Débit évacué: **$Q_{\text{dév}} = 71.77 \text{ m}^3/\text{s}$**
- Charge hydraulique: **H = 1.44 m**
- Côte de la retenue normale: **NNR = 782.23 m**
- Hauteur de pelle: **P = 2.53 m**

VII.1.2.2. Vitesse d'approche [7]

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (VII.1)$$

Ou ;

Q : Débit de projet à évacuer (m^3/s) ; **Q = 71.77 m^3/s**

S : Section du canal (m^2) ; **S = H * b** (VII.2)

H : Charge d'eau (m); **H = h + P** (VII.3)

P : Hauteur de pelle (m) ; **P = 2.53 m** ;

h : Lane déversante (m) ; **h = 1.5 m** ;

b : largeur du déversoir (m) ; **b = 17 m**.

$$V_{app} = 1 \text{ m/s}$$

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est $(4.4 \div 10) \text{ m/s}$,

$$V_{app} < V_{adm} = (4.4 \div 10)$$

Commentaire : Pas de risque d'érosion donc, pas de revêtement.

VII.1.2.3. Le déversoir

Il est dimensionné en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme de crues.

On adopte à un déversoir à profil **Creager** qui a l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite, représenté sur la figure suivante :

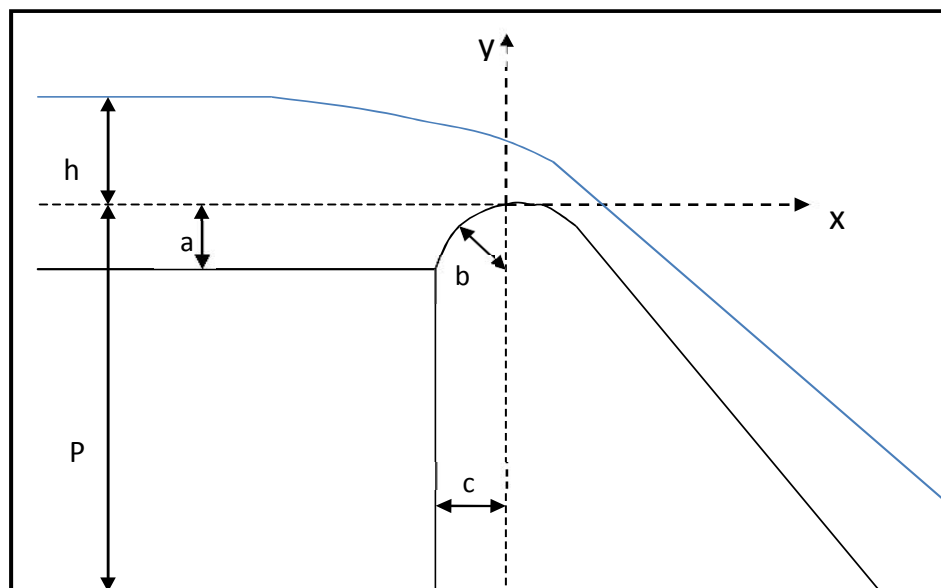


Figure VII.1 : Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir

$$a = 0,12H = 0.18 \text{ m}$$

$$b = 0,4H = 0.6 \text{ m}$$

$$c = 0,3H = 0.45 \text{ m}$$

H : la charge sur le déversoir ;

P : la hauteur de pelle.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$y = \frac{x^{1.85}}{2H^{0.85}} \dots \dots \dots (VII.4)$$

Tableau VII.1 : Coordonnées du profil de Creager

x	-0.6	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5
y	-0.14	0	-0.1	-0.35	-0.75	-1.28	-1.93	-2.7	-3.6

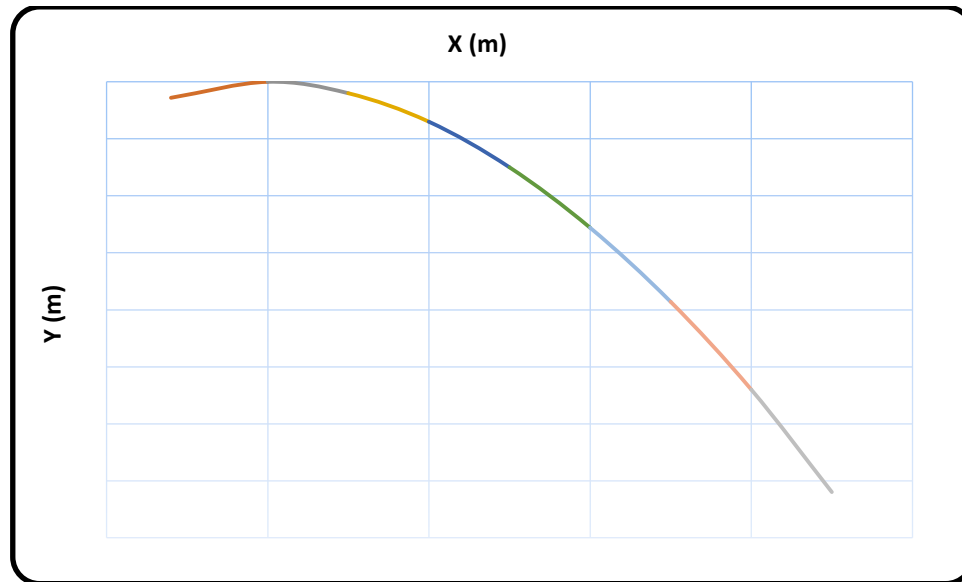


Figure VII.2 : Profil Creager de déversoir

VII.1.2.4. Le chenal d'écoulement

Le chenal de raccordement est de section rectangulaire de **21.40 m** de long et une d'une pente du radier de **1%**.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calcule la profondeur normale, la profondeur critique et la pente critique.

a) La profondeur normale

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement est uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{RI} \dots\dots\dots (VII.5)$$

Avec :

Q : le débit à évacuer (m^3/s), $Q = 72 m^3/s$;

S : section du chenal $S = b \cdot h_n$;

I : pente du chenal $I = 1 \%$;

C : coefficient de Chézy ; $C = R^{1/6} / n$;

R : rayon hydraulique ; $R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h_n}{b + 2 \cdot h_n} \dots\dots\dots (VII.6)$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} I_c^{\frac{1}{2}} (b * h_n)^{\frac{5}{3}} (b + 2h_n)^{-\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (VII.7)$$

On aura : $h_n = 5.25 \text{ m}$

b) Profondeur critique :

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 \cdot b}{g S^3} = 1 \dots\dots\dots (VII.8)$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots (VII.9)$$

Avec :

h_c : hauteur critique;

Q : Débit à évacuer (m^3/s), $Q = 72 \text{ m}^3/\text{s}$;

b : largeur du chenal, $b = 17 \text{ m}$;

g : l'accélération de pesanteur, $g = 9.81 \text{ m/s}$.

$$h_c = 1.2 \text{ m}$$

c) Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour $h = h_c$:

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{K \cdot S \cdot R_{cr}^{0.5}} \right)^2 = \left(\frac{Q \cdot (b + 2 \cdot h_c)^{2/3}}{K \cdot (b \cdot h_c)^{5/3}} \right)^2 \dots\dots\dots (VII.10)$$

Avec :

R : rayon hydraulique (m) ;

I_c : la pente (m/m) ;

S : section mouillée ;

K : coefficient de Manning-Strickler, $K = 71$;

$$I_{cr} = 0.044 = 4.4\%$$

Commentaire :

$I < I_c$ et $h_n > h_c$ les deux conditions sont vérifiées, donc l'écoulement est fluvial., donc pas de formation de ressaut hydraulique.

VII.1.2.5. Le coursier

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

À partir des données ;

- $b = 12 \text{ m}$
- $L = 95.90 \text{ m}$
- $I = 24\%$.

a) Profondeur normale:

Utilisant l'équation de l'état critique (VII.5), En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

On aura: $h_n = 0.37 \text{ m}$

b) Profondeur critique :

Utilisant l'équation de l'état critique (VII.9), suivant le même calcul que celui du chenal d'écoulement :

A.N: $h_c = 1.54 \text{ m}$

c) Pente critique :

A.N: $I_{cr} = 0.003 = 0.3 \%$

d) Vitesse dans le coursier

$$V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n} \dots\dots\dots (VII.11)$$

$V_n = 16.22 \text{ m/s}$

On constate que : $I_{cr} = 0.3 \% < I = 24 \%$

$h_{cr} = 1.54 \text{ m} > h_n = 0.37 \text{ m}$

Le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

e) Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Il est effectué à l'aide du logiciel « CANAL 21 ».

Tableau VII.2 : Récapitulatif des données de départ

Q	Strick	I	h_n (m)	h_c (m)	Régi	L (m)
72	71.42	0.24	0.37	1.54	tor	95

Tableau VII.3 : Calcul de la ligne d'eau

Section	X (m)	Zf	h (m)	V(m/s)	J (m/m)	Hs (m)	F	régime
amont	0.00	4.95	0.90	4.923	0.002	2.31	1.00	tor
1	9.40	4.55	0.85	7.554	0.012	3.18	2.59	tor
2	18.80	4.13	0.80	8.775	0.021	3.96	2.91	tor
3	28.20	3.73	0.75	9.737	0.029	4.67	3.43	tor
4	37.60	3.34	0.70	10.555	0.038	5.87	3.85	tor
5	47.00	2.97	0.65	11.274	0.046	5.83	4.21	tor
6	56.40	2.27	0.60	11.917	0.053	6.30	4.51	tor
7	75.20	1.95	0.55	12.5	0.060	6.71	4.56	tor
8	84.60	1.64	0.50	13.033	0.066	7.06	4.96	tor

9	87.00	1.36	0.45	13.522	0.070	7.36	5.14	tor
aval	94.00	0.91	0.42	13.974	0.075	7.62	5.29	tor

A partir du tableau VII.3 on tire : à la fin de coursier

$$Y = 0.42 ; V = 13.97 \text{ m/s} ; Fr = 5.29$$

f) Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

➤ Vagues roulantes :

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12)$$

$$Fr^2 < 40$$

b : Largeur du coursier ;

h : Hauteur normale de l'eau ;

Fr : Nombre de Froude, $Fr^2 = \frac{V^2}{gh}$ (VII.12)

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

$$b/h = 38.71$$

$$Fr^2 = 72.48$$

Commentaire :

- Les conditions suscitées ne sont pas vérifiées ;
- Le risque d'apparition des vagues roulantes n'est pas à écarter.

g) Le dissipateur d'énergie

Dans les bassins à ressaut hydraulique, l'énergie dissipée peut être exprimée en fonction du nombre de Froude au niveau de la section initiale du ressaut Fr_1 . Le meilleur intervalle du nombre de Froude qui assure une dissipation d'énergie élevée et la régularité du courant aval est celui compris entre 4.5 et 9 (ressaut stable). Pour des grandes valeurs, le ressaut est dit fort. Il est appelé faible ou oscillant pour des faibles valeurs de Fr_1 . Ces valeurs entraînent la formation des ondulations dans le courant aval ou à des tourbillons instables voire à une dissipation d'énergie quasiment nulle.

Les différents types de ressaut hydraulique en fonction du nombre de Froude sont les suivants :

- $\leq Fr \leq 1.7$: Ressaut ondulé ;

- $1.7 < Fr \leq 2.5$: Ressaut faible

De petites apparaissances en surface ;

- $2.5 < Fr \leq 4.5$: Ressaut oscillant ;
- $4.5 < Fr \leq 9$: Ressaut stable (Stationnaire);
- $9 < Fr$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas : $4.5 < Fr = 8.51 < 9$

Commentaire :

Nous aurons une formation d'un ressaut stable (Stationnaire).

✚ **Hauteurs conjuguées du ressaut :**

On a :

$$H_1 = 0.42$$

$$F = 4.78$$

Et de l'abaque 1 - (ANNEXE 5) On a :

$$H_2/H_1 = 11.5$$

H_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m)

H_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Donc : $H_2 = 4.83 \text{ m}$

✚ **Longueur du bassin :**

De l'abaque 2- (ANNEXE 4) On a :

$$\frac{L_{\text{bassin}}}{H_2} = 2.62$$

Donc : $L = 12.65 \text{ m}$

✚ **Dimensionnement des blocs :**

Tableau VII.3 :Récapitulatif de dimensions des blocs

Les blocs de chute		
premier espacement	0,5*H ₁	0.21
largeur	H ₁	0.42
espacement entre 2	H ₁	0.42
hauteur	H ₁	0.42
nombre	-	43
nombre de blocs	-	22
nombre	-	21
Les blocs Chicane		
espacement au	0,8*H ₂	3.86
premier espacement	0,375*H ₂	1.81
largeur	0,75*H ₂	3.62
espacement entre 2	0,75*H ₂	3.62
hauteur	H ₂	4.83
Longueur (la base)	0,75*H ₂	3.62
longueur (sommet)	0,2*H ₂	0.96
pente des dents	Pente coursier	0,24
nombre	-	9
nombre de blocs	-	5
nombre	-	4

h) Le canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1 et une pente de **0.05 %** a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

 Hauteur critique :

$$H_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015\sigma_{cr}^2\right) * K \dots\dots\dots(VII.13)$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} \dots\dots\dots(VII.14)$$

$$\sigma = \frac{K*m}{b} \dots\dots\dots(VII.15)$$

m : fruit des talus du canal de fuite ; **m=1**.

$$K = 1.54$$

$$\sigma = 0.13$$

$$h_{cr} = 1.47$$

 Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{Sc^2Cc^2R_c} \dots\dots\dots(VII.16)$$

Pour un canal trapézoïdal et une hauteur critique :

$$S_c : \text{section critique, } S_c = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \dots\dots\dots(VII.17)$$

$$R_c : \text{rayon critique, } R_c = S_c/P_c \dots\dots\dots(VII.18)$$

$$P_c : \text{périmètre critique, } P_{cr} = b + 2h_{cr}\sqrt{1+m^2} \dots\dots\dots(VII.19)$$

$$C_c : \text{coefficient de Chezy, } C_c = R_c^{1/6}/n \dots\dots\dots(VII.20)$$

$$n : \text{coefficient de rugosité } n = 0,014 \dots\dots\dots(VII.21)$$

Ce qui donne :

$$S_c = 19.8 \text{ m}^2$$

$$P_c = 16.16 \text{ m}$$

$$R_c = 1.22 \text{ m}$$

$$C_c = 73.89$$

$$\text{Donc : } I_{cr} = 0.002 = 0.2\%$$

Profondeur normale dans le canal :

Utilisant la formule VII.5 de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) : Pour un canal trapézoïdal et une hauteur normale :

$$S_c : \text{section critique, } S_c = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$$

$$R : \text{rayon critique, } R = S_n/P_n$$

$$P_c : \text{périmètre critique, } P_n = b + 2h_n\sqrt{1+m^2}$$

$$C_n : \text{coefficient de Chezy, } C_n = R_c^{1/6}/n$$

$$n : \text{coefficient de rugosité } n = 0,014$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative :

$$h_n = 2.70 \text{ m}$$

Nous aurons :

$$i_0 = 0.05\% < i_c = 0.2\%$$

$$h_c = 1.47 \text{ m} < h_n = 2.70 \text{ m}$$

Commentaire : l'écoulement est Modéré.

Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{V}{S} = \frac{Q}{mh_n^2 + bh_n} \dots\dots\dots(VII.22)$$

$$V = 1.8 \text{ m/s} \leq V_{\text{adm}} = (1,8 \div 2,2) \text{ m/s}$$

Commentaire : Il faut prévoir un revêtement aval en enrochement contre l'érosion.

VII.1.3 Surélévation des murs bajoyers :

L'évacuateur sera situé sur le corps du barrage. Les hauteurs des parois sur le long du canal vont atteindre le niveau de la crête, puis suivre le fruit du talus aval jusqu'à la limite du barrage.

a) 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. (Ncr=784.85 mNGA), qui correspond à une hauteur:

$$H_m = 5.2 - 2.51 = 2.7 \text{ m}$$

Donc : la hauteur de la surélévation des murs bajoyers sera de 2.7m.

b) Le convergeant :

Sur le long du **convergeant** les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue. (Ncr=784.85 mNGA), qui correspond à une hauteur :

$$H_m = 5.2 - 3.1 = 2.1 \text{ m}$$

c) Coursier :

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différents (**tableau VII.3**).

- le 1^{er} tronçon de surélévation (mur gauche) de **71 m** de longueur.
- le 2^{ème} tronçon de surélévation (mur droite) de **53 m** de longueur.

Hauteur au début des deux Utilisant la relation :

$$H_m = h_e + r \dots\dots\dots (VII.23)$$

H_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau ;

r : revanche de sécurité donnée par : **$r = 0,61 + 0,14V^{1/3}$**

V : la vitesse à l'entrée;

Tableau VII.5 : Récapitulatif de calcul des murs bajoyers pour le coursier

Le coursier	Longueur(m)	Hauteur mur (m)	Hauteur de surélévation(m)
1 ^{er} tronçon	71 m	5.34	2.21
2 ^{ème} tronçon	53 m	5.31	2.18

d) Bassin de dissipation :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution.

Remarque :

La surélévation des murs bajoyers sera construite en béton armé d'une épaisseur de **0.4 m** le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues.

VII.2 Ouvrages de vidange de fond et de dérivation :

C'est un ouvrage destiné principalement à vider le barrage. Il se compose de : un orifice muni d'une vanne et une conduite d'évacuation. Il peut assurer les fonctions suivantes :

- Vidanger complètement de la retenue (purge et entretien)
- Servir éventuellement d'évacuateur auxiliaire
- Abaisser le niveau d'eau pour ou en cas de danger pour le barrage (naturels ou conflits armés)
- Contrôler de la montée du plan d'eau lors du premier remplissage

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en dix (10) jours.

VII.2.1 Calcul hydraulique :

Ce calcul consiste à déterminer le débit, la section et le diamètre de la conduite de vidange, on utilise la formule de l'écoulement en charge, où :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_0 \dots\dots\dots(VII.24)$$

Q0: débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel),

$$Q_0 = 0.31 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

V: volume utile, **V= 0.925 Mm³** ;

T: temps de vidange, **T = 10 jours = 864000 s.**

$$Q_{vf} = 1.38 \text{ m}^3/\text{s}$$

VII.2.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots(VII.25)$$

Qvf : débit de vidange (m³/s) ;

μ : coefficient de débit **μ =(0,8 – 0,85)**, nous prenons ;

S : section de la conduite (m²) ;

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (m), **Z = 21 m.**

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi D^2}{4} \dots\dots\dots(VII.26)$$

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots(VII.27)$$

VII.2.3 Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s \sum \xi_L}} \dots\dots\dots (VII.28)$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières ;

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

a) Coefficient de pertes des charges singulières :

Tableau VII.6 : Coefficients de pertes de charge singulières

ξ_e	0.5
ξ_v	0.5
ξ_g	0.2
ξ_{cr}	0.2

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille} \dots\dots\dots (VII.29)$$

b) Coefficient de pertes des charges linéaires :

$$\sum \xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot L}{d} \dots\dots\dots (VII.30)$$

$$\lambda = \frac{87 n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots (VII.31)$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 139 m ;

d: diamètre de la conduite de vidange, **d = 350 mm** ;

λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler:

n: rugosité de la conduite en acier, **n=0,013**

VII.2.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes:

$$V_s = Q_{vf} / S_{vf} \dots\dots\dots (VII.32)$$

Tableau VII.7 : Récapitulatif de résultats pour la vidange de fond et la dérivation

Valeurs	$\sum \xi_s$	λ	$\sum \xi_L$	μ	S (m ²)	d calculé (mm)	d choisi (mm)	V (m/s)
Calculé	-	-	-	0,8	0,085	330	350	-
Corrigé	1.4	0.021	8.34	0.3	0.2	498	500	6.9

VII.3 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.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de Juillet : $V_{\max} = 0.406 \text{ Mm}^3$.

Si nous considérons que la distribution se fait durant 31 jours et a chaque jour en ouvre la vanne de prise pendant 8 heures donc le débit maximal de la prise d'eau sera égale :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \dots\dots\dots (VII.32)$$

$$Q_{\max} = 0.46 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = \mu \cdot S \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots (VII.33)$$

μ : coefficient de débit ;

S : section de la conduite (m^2) ;

H : charge d'eau minimale $H = 17 \text{ m}$;

VII.2.5 Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \dots\dots\dots (VII.34)$$

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1.15 * \frac{\lambda L}{D} \dots\dots\dots (VII.35)$$

VII.2.6 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

Le débit pour la prise d'eau aura une vitesse de sortie :

$$V = Q_{\max} / S \dots\dots\dots (VII.36)$$

Tableau VII.8 : Récapitulatif de résultats pour la prise d'eau

Valeurs	λ	$\sum \xi$	μ	$S (\text{m}^2)$	$d_{\text{calculé}} (\text{mm})$	$d_{\text{choisi}} (\text{mm})$	$V (\text{m/s})$
Calculé	-	-	0,3	0,0084	330	350	-
Corrigé	0,022	10.05	0.3	0.0084	330	350	1.32

Commentaire :

Étant donné que le diamètre de la vidange de fond est le plus grand, cette conduite sera utilisée en deux fonctions (la vidange et la dérivation). $D = 500 \text{ mm}$.

Le prélèvement des eaux se fait à un seul niveau de prise à une côte élevée par rapport à celle du volume mort .

Tableau VII.9 : Dimensions des différents organes

Organes		Largeur (m)	Longueur (m)	Surélévation Murs bajoyers (m)
Evacuateur de crues				
Chenal d'écoulement		17	21.40	2.7
Convergeant	Début	17	1	2.1
	fin	12	5	
Coursier		12	95.90	2.21
				2.18
Dissipateur d'énergie			-	
Vidange de fond et dérivation provisoire				
Diamètre (mm)		500		
Prise d'eau				
Diamètre (mm)		350		

Chapitre VIII

Organisation de Chantier

Introduction :

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possible d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Pour cela il faut :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour lesquels, 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 Organisation technique de préparation :

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VIII.2 Type de chantier :

Selon les installations d'accueil il existe 3 types de chantier présent dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1: Types de chantier

Type de chantier	Remarques
chantier de type 1	Chantier de moins de 15 jours, quel que soit le nombre de travailleurs, ou de 15 jours à 4 mois jusqu'à 20 travailleurs
chantier de type 2	Chantier de 15 jours à 4 mois et de plus de 20 travailleur
chantier de type 3	Chantier de plus de 4 mois quel que soit l'effectif

VIII.3 Les intervenants sur chantier :

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il paraît indispensable de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

- Le maître de l'ouvrage
- Le maître d'œuvre
- L'entrepreneur

Donc il ya un lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la figure suivante :

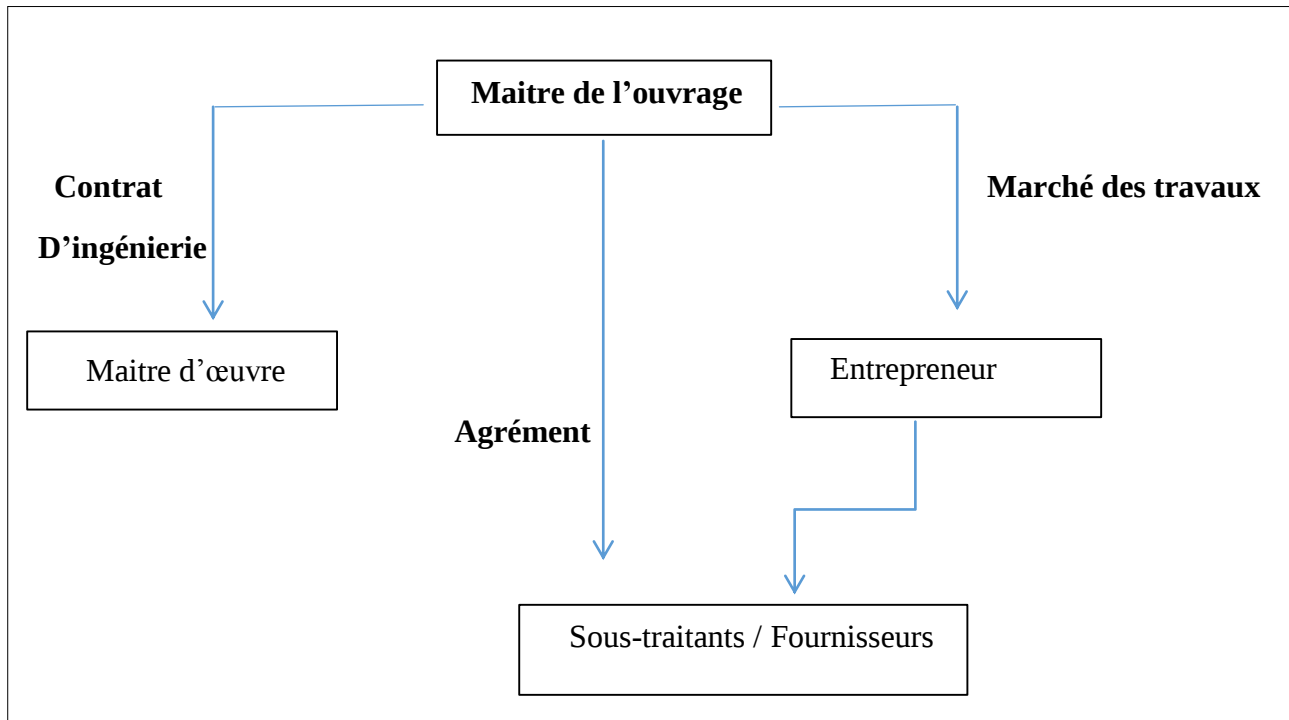


Figure VIII.1 : Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier

VIII.4 Travaux préparatoire et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes

- ✓ Installations destinées au personnel ;
- ✓ Installations destinées au stockage des matériaux ;
- ✓ Installations destinées à la réparation des engins ;
- ✓ Installation destinée pour la préfabrication ;

VIII.5 Ordre d'exécution des travaux :

- 1) Installation du chantier ;
- 2) Implantation des axes des différents ouvrages ;
- 3) Coupure et dérivation de l'oued ;
- 4) Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues ;
- 5) Coupure finale et mise en eau.

VIII.6 Les moyens de chantier :

A- Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains, indispensables pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

B- Les engins de terrassement :

En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai– enrochement ...).

- Le bulldozer.
- La pelle mécanique.
- Le chargeur à pneus ou à chenilles.
- La décapeuse.
- Les niveleuses et les camions et les camions citernes.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant, à pneus ou à pied dameurs.
- Les canions dumpers.
- Les citernes d'eau et de fuel.
- Les brises roches et compresseurs.
- Les groupes électrogènes.

Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération est liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, on fait appel aux engins suivants:

- ✓ Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- ✓ Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- ✓ Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- ✓ La décapeuse automotrice (Moteur 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 éloignée du barrage ou à un relief très marqué.

C- Le matériel de bétonnage

On utilise, le plus souvent, des bétonnières pour la fabrication des bétons nécessaires pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

VIII.7 L'implantation de l'ouvrage :**1. Etapes de réalisation de la vidange de fond :**

- ✓ Excavation de la tranchée le long de la trace de la vidange de fond à l'aide d'une pelle mécanique.
- ✓ Préparation et mise du béton de propreté pour les conduites le long de la trace.
- ✓ Pose des conduites (montage, soudure).
- ✓ Réalisation du remblai déverse en argile
- ✓ Exécution de la chambre de commande et montage des vannes.
- ✓ Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

2. Etapes de réalisation de l'évacuateur de crue :

- ✓ Exécution de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS.
- ✓ Aménagement du fond du canal.
- ✓ Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- ✓ Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- ✓ Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

3. Réalisation de la digue travaux préparatoires :

- ✓ Installation du chantier, (parc pour matériel, dépôts pour les matériaux de construction, base de vie pour les ouvriers).
- ✓ Mise en place des pistes et accès au site
- ✓ Implantation des axes (digue, ouvrage annexes).
- ✓ Préparation des zones d'emprunts.

4. Préparation de la fondation pour la réalisation de la digue

- ✓ Déboisement de la cuvette, décapage de la couche végétale du site du barrage
- ✓ Mise en place de la tranchée d'étanchéité (para fouille)
- ✓ Exécution du remblai (extraction, transport, épandage et compactage des matériaux)
- ✓ Mise en place de la draine
- ✓ Protection des talus :
- ✓ Talus Amont : Enrochement, gravier, sable
- ✓ Talus Aval : Couche végétale
- ✓ Travaux de finition, aménagement et revêtement de la crête route d'accès.

VIII.8 Planification :

VIII.8.1 Définition:

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- ✓ Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- ✓ A temps (sans retard).
- ✓ Economique (avec des bénéfices).

VIII.8.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

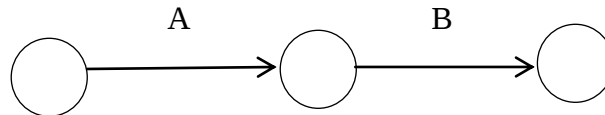
- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

VIII.8.2.1. Méthodes basées sur le réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification.

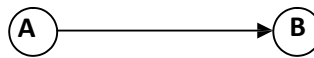
On distingue deux types de réseaux :

- ✓ **Réseau à flèches** : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



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.8.2.2. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

A. Les paramètres de la méthode

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 ; **DCP :** Date de commencement au plus tard ; **DFP :** Date de finition au plus tôt ;

DFPP : Date de finition au plus tard;

MT: Marge totale

Et :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{array} \right.$$

B. 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{TR_{C.C} = D.T.Pcc} \end{array} \right.$$

VIII.8.3 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.

On applique la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec :

Q : quantité de travail ;

N : rendement ;

n : nombre d'équipe.

Tableau VIII.2: Symboles des opérations

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier	A	1
Construction de la vidange de fond	B	1
Décapage généraux	C	2
Préparation des zones d'emprunt	D	1.5
Revêtement des talus	E	1
Approvisionnement des filtres	F	1
Mise en place du système de drainage	G	2
Remblai compacté	H	2
Installation et génie civil d'ouvrage de prise	I	1.5
Génie civil de l'ouvrage d'évacuation	J	1
Equipement hydrauliques	K	1/2
Travaux de finition	L	2

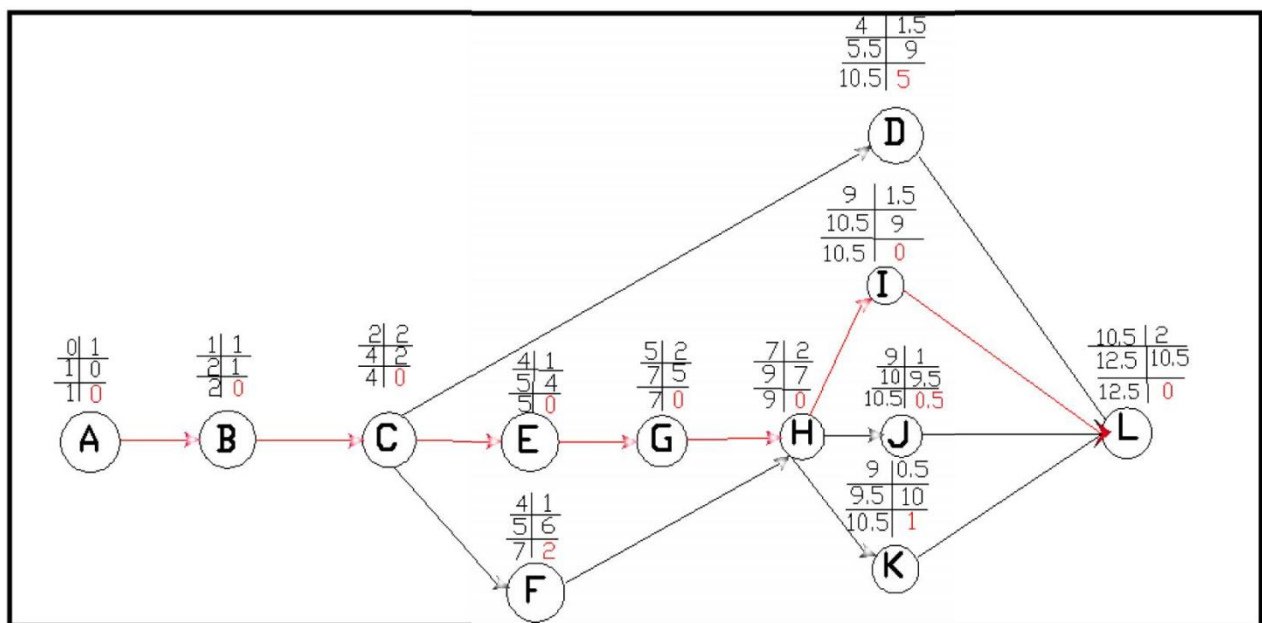


Figure VIII.2 : Réseau à nœud

A. Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant une marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant :

Le chemin critique donnée par le chemin suivant:

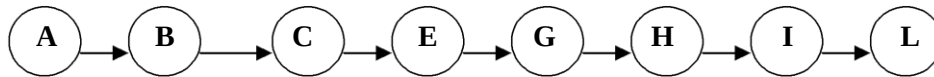


Tableau VIII.3 : Planning de travaux

opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	2	4	0
D	1.5	4	5.5	9	10.5	5
E	1	4	5	4	5	0
F	1	4	5	6	7	2
G	2	5	7	5	7	0
H	2	7	9	7	9	0
I	1.5	9	10.5	9	10.5	0
J	1	9	10	9.5	10.5	0.5
K	½	9	9.5	10	10.5	1
L	2	10.5	12.5	10.5	12.5	0

VIII.9 Devis estimatif et quantitatif :

Tableau VIII. 4 : Récapitulatif du coût des travaux

Désignation	Unité	Quantité	Prix D.A	Montant (MD.A)
Digue				
Décapage de la terre végétale	m ³	3120	200.00	624000
Excavation	m ³	36655	700.00	25658500
Enrochement ep=50cm	m ³	1052.37	1 500.00	1578555
Transition 1(couche gravier ep=20cm)	m ³	420.67	4 000.00	1682680
Transition 2(couche sable ep=20cm)	m ³	420.67	4 000.00	1682680
Couche de terre végétale	m ³	3503.7	4 000.00	14014800
Recharge (argile)	m ³	70 000.04	400.00	28000016
Evacuateur de crues				
Béton armé	m ³	540	42 000.00	22680000.00
Prise d'eau et vidange de fond				
Excavation	m ³	165	700.00	115500.00
Conduite en acier 500 mm	ml	135	6 000.00	810000.00
Conduite en acier 350 mm	ml	135	4 500.00	607500.00
TOTAL				97 454 231.00

Conclusion :

La partie « organisation des chantiers » est primordiale dans notre projet, car elle permet de d'accomplir les différentes tâches dans les meilleures conditions en cherchant les moyens les plus économiques ainsi que les plus brefs délais.

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.

Chapitre IX :
PROTECTION
ET
SECURITE DE
TRAVAIL

Introduction :

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

IX.1 Cause des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

IX.1.1. Causes humaines

Ces causes peuvent être :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de facilité.

IX.1.2. Causes techniques

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

IX.2 Causes des maladies professionnelles**❖ Poussière**

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'amiantes, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

❖ Bruit

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dû 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 audiométrique bilatéral par lésions cochlées 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.3 Conditions dangereuses dans le chantier

- a. Installation non protégée ou mal protégée.
- b. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- c. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- d. Protection individuelle inexistante.
- e. Défauts dans la construction.
- f. Eclairage défectueux.
- g. Facteur d'ambiance impropre.
- h. Conditions climatiques défavorables.

IX.4 Actions dangereuses

- 1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- 2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- 3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- 4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- 5. Imprudence durant le travail.
- 6. Suivre un rythme de travail inadapté.

IX.5 Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés :

- A. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- B. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- C. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.

- D. Les abris doivent être airés et chauffés.
- E. Assurer une protection individuelle
- F. Assurer un entretien continu
- G. Assurer un stockage rationnel

IX.6 Méthode et moyens de prévention

- ❖ Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- ❖ La protection individuelle est obligatoire.
- ❖ Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- ❖ L'intervention à une meilleure utilisation.
- ❖ Veiller à une meilleure utilisation.
- ❖ Eviter toute cadence de travail supérieure à la normale.
- ❖ Veiller à être toujours concentré lors du travail notamment lors de manipulation des engins dangereux.

IX.7 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau IX.1 :

Tableau IX.1 : Plan de sécurité

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1. Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement	Disposition concernant : - La réalisation du chantier de jour comme nuit. - Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard - Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages,
2. Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	- Repérage des lignes électriques.
3. Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	- Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.

4. Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	- Interdiction de dépassement et de stationnement
5. Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	- Définition des lieux de stockage des divers matériaux ; - Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6. Eliminer les surcharges en bordure des fouilles	- Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7. Prévenir les chutes des objets	- Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières
8. Prévenir des ruptures des organes de levage.	- Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules
9. Heurts des personnes par les outils.	- Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante les uns des autres.

CONCLUSION

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de pallier 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.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

L'Etude de surélévation du petit barrage d'oued Touila» a été établie à la lumière des résultats des études des phases ci-après.

- Travaux topographiques.
- Etude géologique et géotechnique.
- Etude hydrologique.

Au vu des résultats de ces études, qui se résument à :

- ✓ La disponibilité de l'espace, au niveau de l'actuel site du barrage, pour la surélévation de la digue.
- ✓ La présence des matériaux fins et grossiers en quantité et en qualité et L'apport de l'oued qui est conséquent.
- ✓ Le site du barrage d'oued Touila est favorable pour l'exhaussement de la digue

Les résultats des calculs ont abouti à une surélévation de la digue de 3.00 m ;

- une prolongation supplémentaire de la durée de vie de l'ouvrage de 20ans, une augmentation de la capacité utile de 552 924,00 m³
- Une capacité totale de 2 254 772,00 m³ Comparativement à la capacité actuelle du barrage de Touila qui est de : 1 357 400.00 m³.
- et au vu du stress hydrique que connaît la région, la réalisation de cette surélévation serait d'un grand apport pour la région et sa population.

La conception générale de la surélévation du barrage consiste à renforcer la recharge aval et à prolonger le parement amont afin d'atteindre la cote 784.85 NGF pour une rehausse de 3 m en prolongeant et en renforçant les dispositifs particuliers d'étanchéité et de drainage.

Les matériaux de mêmes natures sont mis en œuvre pour la surélévation dans la continuité de l'existant après recépage du couronnement, décapage et préparation des fonds de forme en vallée, en rives et sur le parement aval.

REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUE

Références bibliographiques :

- **BADRAOUI A., HAJJI A. (2001).** «Envasement des retenues de barrages». Revue la Houille Blanche n° 6/7, pp 72 - 75.
- **Jacques Beauchamp 2005.** «Transport des matériaux». Cour de sédimentologie. Département de Préhistoire. Paris (France).
- **O. Thual, 1998.** «Transport des sédiments en milieu marin». Toulouse (France).
- **BENAICHA amar cherif 2011** « Etude des processus des transports solide et leur impact sur l'alluvionnement des barrages», Mémoire de Magister en Hydraulique à UHLB BATNA
- **B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie.** ENSH Blida. Mars 2004
- **B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : Introduction au dimensionnement des retenues collinaires.** ENSH Blida. Avril 2004.
- **G. DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis,** Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France.1997
- **CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994 V. VOLKOV** Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986
- **CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986 [6]**
V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986
- **R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural.** Edition Eyrolles. Paris1997
- **R.BERNARDO A et L.SANTOS : manuel de conception et projets typiques des digues en terres ; procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages.** ANBT Alger. Avril 2004.
- **M. HASSANE : Formulaire de calcul des aménagements.** ENSH Blida. 1998
- **P. GALABRU : Equipement général des chantiers et terrassement.** Eyrolles. Paris.1971
- **R.M.KHATSURIA: hydraulics of spillways and energy dissipators newyork 2008**
Bureau of reclamation: design of small dams USA,1987.

ANNEXES

ANNEXE 1 : Résultats des fouilles

Site : Petit barrage d'oued Touila

Zone : Cuvette

: Coupe lithologique des fouilles

Echelle 1/100e.

Situation : Rive gauche de l'oued Touila, en amont de la digue, dans la cuvette.

Log stratigraphique : Fouille F1				
Prof	Coupe	Description lithologique	Ech	NS
0,50		Terre végétale représentée par des limons bruns sableux.		
1		Argile limoneuse brun foncée, paraissant plastique, légèrement sableuse, à texture grenue et grumeleuse, à rares éléments de graviers, assez compacte et se débitant en mottes. A partir de 1,40 m de profondeur, l'argile limoneuse devient plus claire, à savoir beige avec plus d'éléments graveleux et paraissant moins plastique.	/	/
2				
3				
3,50		Limite d'investigation : 3,50 m Prélèvement d'un (01) échantillon remanié et trois (03) intacts paraffinés à 3,0 m de profondeur.	3,0 m	/
4		Profondeur de prélèvement de l'échantillon 		

Situation : Rive gauche de l'oued Touila, en amont de F1, dans la cuvette.

Log stratigraphique : Fouille F2				
Prof	Coupe	Description lithologique	Ech	NS
0,50		Terre végétale représentée par des limons bruns sableux.		
1		Argile sablo-limoneuse, de teinte brune foncée, paraissant plastique, grumeleuse, sans graviers et plus ou moins humide, d'aspect terreux. Ce sont des dépôts caractéristiques de terrasses alluviales.	/	/
2				
3				
3,70		Limite d'investigation : 3,70 m Prélèvement d'un (01) échantillon remanié et trois (03) intacts paraffinés à 3,0 m de profondeur.	3,0 m	/
4		Profondeur de prélèvement de l'échantillon 		

Log des fouilles d'oued Touila

Site : Petit barrage d'oued Touila

Zone : Cuvette

: Coupe lithologique des fouilles

Echelle 1/100e.

Situation : Rive gauche de l'oued Touila, entre F1 et F2, dans la cuvette.

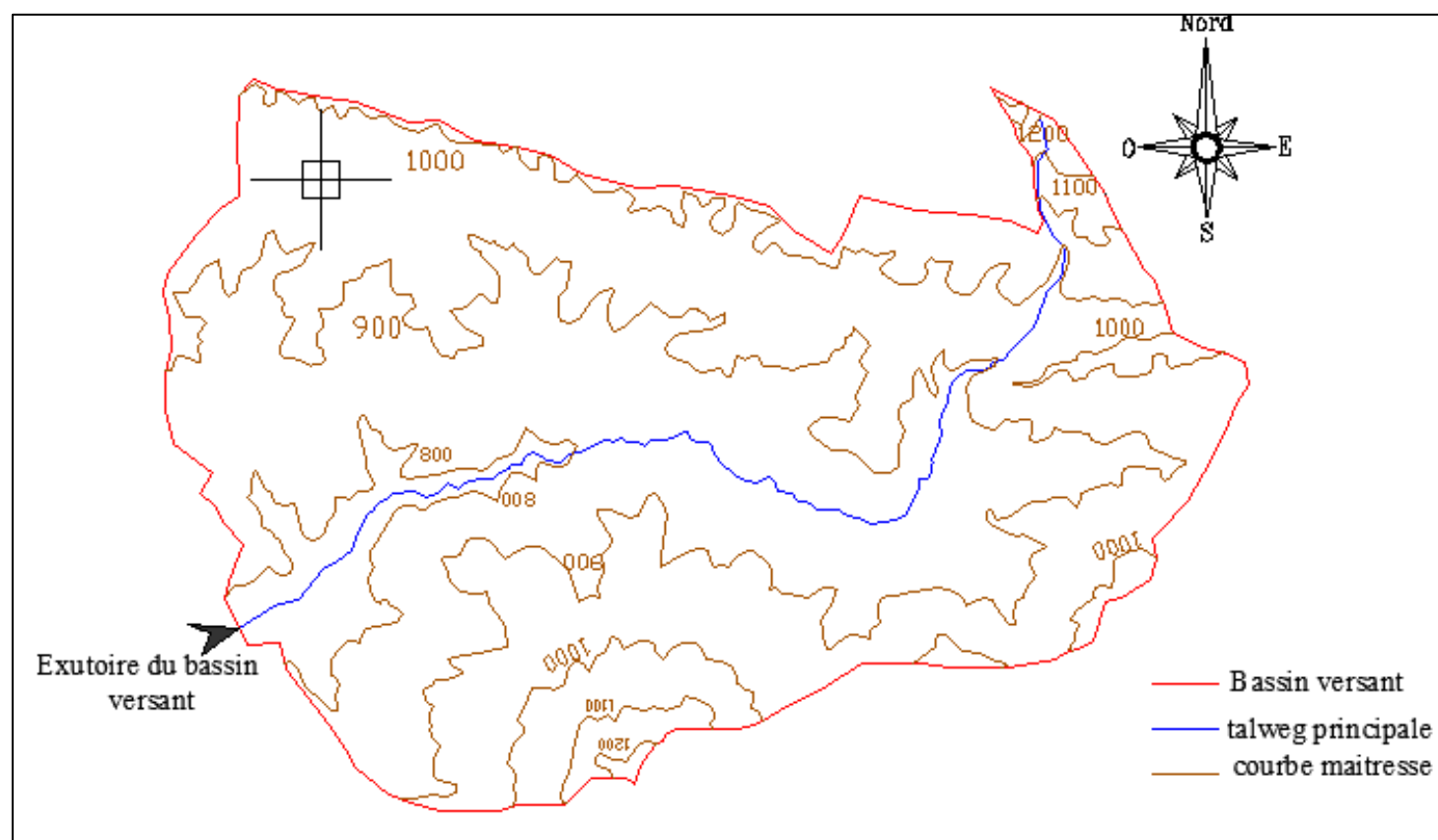
Log stratigraphique : Fouille F3				
Prof	Coupe	Description lithologique	Ech	NS
1		Argile limoneuse brun foncée, sableuse, à texture grenue et grumeleuse.		
2		Marne schisteuse grise, se débitant en grosses lamelles, sous les argiles limoneuses des terrasses alluviales. Elles peuvent changer latéralement de teinte. Elles appartiendraient au Sénonien au sens large et au Coniacien au sens strict. Elles sont entrecoupées de minces bancs marno-calcaires ayant un pendage presque à la verticalité. Elles ne constituent pas un bon matériau pour la digue.	/	/
2,20		Limite d'investigation : 2,20 m		
3		Pas de prélèvement d'échantillon.		
4				

Situation : Rive gauche d'oued Touila, en amont de F2, dans la cuvette.

Log stratigraphique : Fouille F4				
Prof	Coupe	Description lithologique	Ech	NS
0,80		Terre végétale représentée par des limons bruns foncés sableux.		
1		Argile limoneuse sablo-graveleuse brune foncée, grumeleuse. C'est le même matériau trouvé en F1 et F2. Elle se débite en mottes et montre une texture plutôt grenue.	3,0 m	
2				
3		Limite d'investigation : 3,50 m		
3,50		Prélèvement d'un (01) échantillon remanié et trois (03) échantillons intacts paraffinés à 3,0 m de profondeur.		
4		Profondeur de prélèvement de l'échantillon		
5				

ANNEXE 2.1 : carte hypsométrique du bassin versant de petit barrage d'oued Touila

Echelle 1/50 000



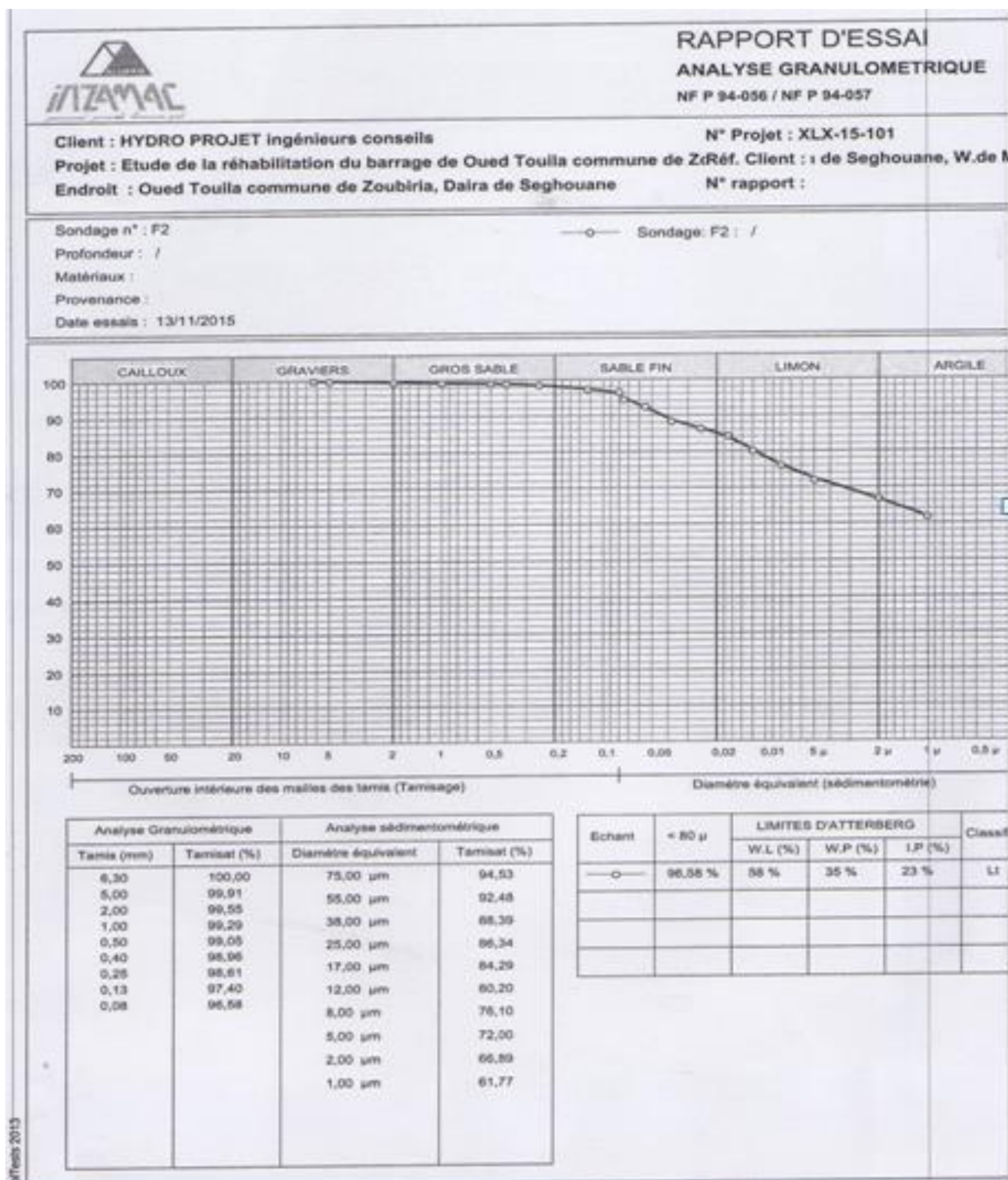
ANNEXE 2.2 : pluies mensuelles et moyenne annuelles et maximales journaliers (mm)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1980	49	30,4	47,9	180,8	6,2	63,5	34,5	57,1	21,5	17	0	12	519,9
1981	4	24	0	152,5	64,2	81,1	33,5	59,3	67,8	5,1	0	4	495,5
1982	40,5	43,8	148	80,1	0	47,3	32,2	26,7	0,5	0	14,7	7,5	441,3
1983	2	8,7	53,3	39,5	47,6	95,4	58	54	77,1	8,5	0	10,28	448,94
1984	18,3	98,3	70,1	88,3	60,6	59,3	94,9	13,2	94,9	0	0,5	0	598,4
1985	25,3	18,5	69,2	62,9	107,1	66	109,5	25,4	18	25	0	2	528,9
1986	42,1	89,7	94,5	101	96,5	127,8	27	12	8	16	0	2,5	617,1
1987	4,1	3,5	78	52,7	32,8	24	35,2	55,5	58,5	11,2	0	0	355,5
1988	9,5	32,5	30	226	11,2	47,5	11	86,5	16	21,5	3	53	547,7
1989	65	19,5	32,8	32	118,2	0	40	104,5	82,3	14	24	0	532,3
1990	11	36,5	36	79,5	47,5	92,5	61	51,3	41	6	0	13	475,3
1991	0	113,5	19	8,5	71	5,5	35	104,5	72	27	30	0	486
1992	0	26	43,3	28	6	29	59,28	49,5	35,5	0	0	3	287,58
1993	35,2	19	38	40,5	41	28,5	2	58,03	9	0	0	0	271,23
1994	12,5	42,6	27,5	31,5	79,5	167,5	45,2	76,7	56	20	12	38	609
1995	84	91	14	32	120,5	22	72,5	10,5	8,1	20	0	13	453,6
1996	16	24,7	6,1	52	65,7	28,1	2,5	96,5	22	3,5	0	42	359,1
1997	18	21	51,5	42,5	79	45	66,2	4	14	0	0	7	348,2
1998	56	42,5	117,6	61,6	21,3	49	59,28	45,5	74,1	69,1	0	8	603,98
1999	36	26,5	64,5	167,3	11,5	1	7	21	11	0	0	0	345,8
2000	17	66	80,1	50	184,1	46,8	5,7	44,7	28	0	0	11	533,4
2001	66	17	18,5	42,5	42,5	16	32,5	27,1	0	0	0	49	529,6
2002	17	22,5	116	101,5	116,5	199,7	10,5	45,5	20,5	0	10,5	5,5	665,7
2003	0	57	117,5	214	47	53	46,5	60,9	100	6	0	16	717,9
2004	3	24,5	53	20	20	86,5	20,5	2,5	2,1	3	0,5	2,5	238,1
2005	10,5	67,5	150,5	80,5	123,5	61,5	13,5	16,6	64	0	0	0	588,1
2006	14,5	4	21,1	65,2	15,3	86,7	221,5	111,4	14,2	2,9	14,5	14,4	585,7
2007	39,2	49,1	98,3	21,4	33,5	17,2	36,7	0	57,7	10,3	9	0	372,4
2008	33,2	114,5	70,2	81,4	160,5	36,1	106,4	99,5	23	0	3,5	7,5	735,8
2009	92,5	9,5	91,5	28,5	79	156,5	55	15,5	56,5	3,5	0	11	599
2010	6	80	131	44	55	105	60	54,5	79	27,5	4	0	646
2011	5	39,5	120	35	23,5	104,5	99,5	144	32	0	0	8	611
somme	25,6	45,33	67,76	71,76	69,9	66,38	59,28	58,03	40,02	13,62	3,53	10,28	531

ANNEXE 2.3 : pluie maximales journaliers de la station de références (01 14 04)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1980	16	11	16,5	64	3	15	11,5	13,5	7	15	0	7,5	64
1981	2	14	0	72	12	20	9,5	35	25,2	3,9	0	2	72
1982	9,3	16,1	32,3	25,4	0	11,1	12	13,5	0,3	0	9,5	7	32,3
1983	2	5	21,5	17	10,8	26	32	12,5	30	8,5	0	5,75	30
1984	9,5	72,3	18,5	26	12	35	32	11	18,5	0	0,5	0	72,3
1985	13	8	16	13	43	10	28	6	12	10	0	2	43
1986	16,5	13,2	26	40	48	24	9	8	8	8	0	1,5	48
1987	3	3	26	14	14	9	16	16	15	5	0	0	26
1988	4,5	14	14,5	63	5	18,5	8	36	6	7,5	2	27	63
1989	29	17	10,5	14	17	0	10	25	25	9	20	0	29
1990	10	16	7	22	8	32	23	13	19	6	0	11	32
1991	0	35	6	3	35	3	16	32	22	14	22	0	35
1992	0	15,5	12	6	2	10	0	13	27,5	0	0	2	27,5
1993	14,5	7	14	14	24	11	2	0	7	0	0	0	24
1994	24	15	10	9	17	22	24	4	8	0	0	5	24
1995	5,5	20	10,5	11	11	37	9	16	18	9	10	18	37
1996	8	11	2	6	15	16	1,5	23	12	2	0	10	23
1997	15	16	16	12	7,5	11	0	20	18	20	0	2	20
1998	8	10,5	13	8,5	17	8	13	2	7	0	0	4	17
1999	14	8	15,5	36	5	1	3	5	4	0	0	0	36
2000	9	15	10	18	44	15	2	12	11	0	0	10	44
2001	20	4	5,5	9	0	4	7	8	0	0	0	8	20
2002	4	9	15	20	13	91,5	5	16	9	0	4	2	91,5
2003	0	7,5	40	24	12	16	18	16,7	16	6	0	10	40
2004	3	11	20	16	16	10	5	2,5	2,1	3	0,5	1,5	20
2005	6	31	32	22	24,4	12	6	16,5	49	0	0	0	49
2006	8	4	16,6	20,7	4,4	21,9	81,2	36,5	11,5	2	14,5	12	81,2
2007	22	14,2	31,5	6,5	15	9,5	10,5	0	14,5	7,4	7,5	0	31,5
2008	11	56	17	23	28	8	47,5	27	8	0	3,5	3	56
2009	47,5	7,5	20,5	22	27,5	33,5	18	6	15,5	1,5	0	10	47,5
2010	6	30	40	11	15,5	26	15	26,5	24	19	4	0	40
2011	4	10,5	24	11	12	28	37	37	22	0	0	8	37

ANNEXE 3: Courbe granulométrique



ANNEXE 4: Tableaux de calcul de stabilité

Stabilité pour le cas de fin de construction

Talus amont1

(R=6.05 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	γ_1 (digue)	γ_2 (fond)	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tang ϕ	N* tang ϕ	dn	a*Gn* dn
-4	3,38	-0,31	0,95	0,17	0,24	1,9	1,88	2,62	-0,81	2,49	4	3,49	13,96	0,5025	1,25	60,85	11,15
-3	6,105	-0,23	0,97	1,85	2,52	1,9	1,88	50,38	-11,63	49,02	4	6,74	26,96	0,5025	24,64	58,96	207,94
-2	6,105	-0,15	0,99	3,52	4,1	1,9	1,88	87,89	-13,52	86,84	4	6,23	24,92	0,5025	43,64	57,32	352,64
-1	6,105	-0,08	1,00	5,11	5,03	1,9	1,88	117,00	-9,00	116,66	4	6,14	24,56	0,5025	58,63	55,96	458,33
0	6,105	0,00	1,00	6,87	5,33	1,9	1,88	140,86	0,00	140,86	4	6,11	24,44	0,5025	70,79	54,94	541,73
1	6,105	0,08	1,00	8,55	5,03	1,9	1,88	156,91	12,07	156,44	4	6,14	24,56	0,5025	78,62	54,3	596,40
2	6,105	0,15	0,99	10,22	4,1	1,9	1,88	165,60	25,48	163,63	4	6,23	24,92	0,5025	82,23	54,05	626,56
3	6,105	0,23	0,97	11,9	2,52	1,9	1,88	166,96	38,53	162,45	4	6,4	25,6	0,5025	81,64	54,21	633,55
4	6,105	0,31	0,95	13,57	0,24	1,9	1,88	160,16	49,28	152,39	4	6,67	26,68	0,5025	76,58	54,79	614,26
5	6,105	0,38	0,92	12,4	0	1,9	1,88	143,83	55,32	132,77	4	7,06	28,24	0,5025	66,72	55,76	561,41
6	6,105	0,46	0,89	10,05	0	1,9	1,88	116,57	53,80	103,42	4	7,64	30,56	0,5025	51,97	57,11	466,03
7	6,105	0,54	0,84	6,48	0	1,9	1,88	75,16	40,47	63,34	4	8,58	34,32	0,5025	31,83	58,78	309,27
8	4,12	0,62	0,79	1,18	0	1,9	1,88	9,24	5,68	7,28	4	6,68	26,72	0,5025	3,66	60,69	39,24
Somme									245,68				336,44		672,20		5418,5

Kss =
4,16554

Stabilité pour le cas de fin de construction

Talus amont 2

(R= 55.06 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	γ_1 (digue)	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tangø	N* tangø	dn	a*Gn* dn
-3	2,81	-0,27	0,96	0,04	0	1,9	0,21	-0,06	0,21	4	2,88	11,52	0,5025	0,10	55,01	0,82
-2	5,506	-0,18	0,98	2,98	0	1,9	31,17	-5,67	30,66	4	5,62	22,48	0,5025	15,41	53,57	116,90
-1	5,506	-0,09	1,00	5,33	0	1,9	55,76	-5,07	55,53	4	5,54	22,16	0,5025	27,91	52,39	204,49
0	5,506	0,00	1,00	7,13	0	1,9	74,59	0,00	74,59	4	5,51	22,04	0,5025	37,48	51,48	268,79
1	5,506	0,09	1,00	8,37	0	1,9	87,56	7,96	87,20	4	5,54	22,16	0,5025	43,82	50,89	311,92
2	5,506	0,18	0,98	9,05	0	1,9	94,68	17,21	93,10	4	5,62	22,48	0,5025	46,79	50,64	335,61
3	5,506	0,27	0,96	9,15	0	1,9	95,72	26,11	92,09	4	5,77	23,08	0,5025	46,28	50,73	339,92
4	5,506	0,36	0,93	8,61	0	1,9	90,07	32,75	83,91	4	6,01	24,04	0,5025	42,17	51,16	322,57
5	5,506	0,45	0,89	7,35	0	1,9	76,89	34,95	68,49	4	6,36	25,44	0,5025	34,42	51,94	279,56
6	5,506	0,55	0,84	5,24	0	1,9	54,82	29,90	45,94	4	6,88	27,52	0,5025	23,09	53,02	203,45
7	5,39	0,64	0,77	2,04	0	1,9	20,89	13,29	16,12	4	7,55	30,2	0,5025	8,10	54,38	79,53
Somme								151,38				253,12		325,56		2463,5

Kss = 3,8226

Kas = 2,9505

Stabilité pour le cas de fin de construction

Talus amont 3

(R= 58.30 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	Y1 (digue)	Y2 (fond)	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tangø	N* tangø	dn	a*Gn* dn
-3	6,81	-0,27	0,96	2,44	0	1,9	1,88	31,57	-8,61	30,37	3,40	7,18	24,41	0,5025	15,26	57,13	126,26
-2	5,83	-0,18	0,98	4,94	0,61	1,9	1,88	61,41	-11,16	60,38	3,40	5,95	20,23	0,5025	30,35	55,58	238,91
-1	5,83	-0,09	1,00	6,54	1,5	1,9	1,88	88,88	-8,08	88,52	3,40	5,86	19,92	0,5025	44,48	54,30	337,85
0	5,83	0,00	1,00	8,14	1,79	1,9	1,88	109,79	0,00	109,79	3,40	5,83	19,82	0,5025	55,17	53,33	409,84
1	5,83	0,09	1,00	9,74	1,5	1,9	1,88	124,33	11,30	123,82	3,40	5,86	19,92	0,5025	62,22	52,71	458,74
2	5,83	0,18	0,98	11,34	0,61	1,9	1,88	132,30	24,05	130,09	3,40	5,95	20,23	0,5025	65,38	52,46	485,83
3	5,83	0,27	0,96	12,04	0	1,9	1,88	133,37	36,37	128,31	3,40	6,12	20,81	0,5025	64,48	52,59	490,96
4	5,83	0,36	0,93	11,46	0	1,9	1,88	126,94	46,16	118,25	3,40	6,37	21,66	0,5025	59,43	53,10	471,84
5	5,83	0,45	0,89	10,12	0	1,9	1,88	112,10	50,95	99,85	3,40	6,74	22,92	0,5025	50,18	53,98	423,58
6	5,83	0,55	0,84	7,87	0	1,9	1,88	87,18	47,55	73,07	3,40	7,30	24,82	0,5025	36,72	55,20	336,85
7	8,17	0,64	0,77	4,46	0	1,9	1,88	69,23	44,06	53,41	3,40	11,86	40,32	0,5025	26,84	56,73	274,93
Somme									232,60				255,07		510,51		4055,5

Kss = 3,2914

Kas = 2,5337

Stabilité pour le cas de fin de construction

Talus aval 1

(R= 48.4 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h3	h2	Y1	Y2	Y2	Gn digue	Gn fond	Gn	T=Gn *Sin α	N=Gn *Cos α	C	dli	C*dli	tangø	N* tangø	Ui	Ui* dli	Ui*dli *tangø	dn	a*Gn* dn
-3	4,840	-0,25	0,97	0	1,15	1,17	1,9	2,5	1,88	13,92	10,65	24,56	-6,14	23,78	2	5,95	11,9	0,4452	10,59	1,17	6,96	3,10	47,30	81,32
-2	4,840	-0,17	0,99	0	2,84	2,42	1,9	2,5	1,88	34,36	22,02	56,38	-9,40	55,60	2	4,94	9,88	0,4452	24,75	2,42	11,95	5,32	45,83	180,89
-1	4,840	-0,08	1,00	0	4,53	3,15	1,9	2,5	1,88	54,81	28,66	83,48	-6,96	83,19	2	4,87	9,74	0,4452	37,04	3,15	15,34	6,83	44,58	260,49
0	4,840	0,00	1,00	0	6,22	3,4	1,9	2,5	1,88	75,26	30,94	106,20	0,00	106,20	2	4,84	9,68	0,4452	47,28	3,40	16,46	7,33	43,59	324,05
1	4,840	0,08	1,00	1,39	6,53	3,15	1,9	2,5	1,88	91,80	28,66	120,46	10,04	120,04	2	4,87	9,74	0,4452	53,44	3,15	15,34	6,83	42,89	361,65
2	4,840	0,17	0,99	4,9	4,7	2,42	1,9	2,5	1,88	101,93	22,02	123,95	20,66	122,22	2	4,94	9,88	0,4452	54,41	2,42	11,95	5,32	42,52	368,93
3	4,840	0,25	0,97	8,42	2,88	1,17	1,9	2,5	1,88	112,3	10,65	122,92	30,73	119,02	2	5,08	10,16	0,4452	52,99	1,17	5,94	2,65	42,49	365,61
4	4,840	0,33	0,94	11,93	0,41	0	1,9	2,5	1,88	114,7	0	114,67	38,22	108,11	2	5,29	10,58	0,4452	48,13	0	0	0	42,80	343,55
5	4,840	0,42	0,91	11,58	0	0	1,9	2,5	1,88	106,5	0	106,49	44,37	96,81	2	5,6	11,2	0,4452	43,10	0	0	0	43,46	323,96
6	4,840	0,50	0,87	10,08	0	0	1,9	2,5	1,88	92,7	0	92,70	46,35	80,28	2	6,06	12,12	0,4452	35,74	0	0	0	44,45	288,42
7	4,840	0,58	0,81	7,61	0	0	1,9	2,5	1,88	70,0	0	69,98	40,82	56,84	2	6,8	13,6	0,4452	25,31	0	0	0	45,73	224,02
8	4,840	0,67	0,75	3,78	0	0	1,9	2,5	1,88	34,8	0	34,76	23,17	25,91	2	9,6	19,2	0,4452	11,54	0	0	0	47,26	115,00
Somme													232				138		444			37		3238

Kss = 2,3489

Kas = 1,8229

Stabilité pour le cas de fin de construction

Talus aval 2

(R= 42.16 m)

N Tr	bi	h1	h3	h2	Sin α	Cos α	Y1 (dig)	Y2 (pri)	Gn digue	Gn fond	Gn	T=Gn *Sin α	N=Gn *Cos α	C	C*dli	dli	tangø	N* tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli *tang ø	dn	a*Gn* dn
-2	4,216	0	0,7	0	-0,2	0,98	1,9	2,5	7,378	0	7,38	-1,48	7,23	2	3,41	3,41	0,4452	3,22	0	0	0	41,79	21,58
-1	4,216	1	2,82	0	-0,1	0,99	1,9	2,5	33,94	0	33,94	-3,39	33,77	2	4,24	4,24	0,4452	15,03	0	0	0	40,73	96,76
0	4,216	4,07	0,44	0	0	1	1,9	2,5	74,48	0	74,48	0,00	74,48	2	4,22	4,22	0,4452	33,16	0	0	0	39,87	207,85
1	4,216	5,77	0	0	0,1	0,99	1,9	2,5	140,36	0	140,36	14,04	139,66	2	4,24	4,24	0,4452	62,18	0	0	0	39,30	386,14
2	4,216	6,6	0	0	0,2	0,98	1,9	2,5	183,65	0	183,65	36,73	179,94	2	4,3	4,3	0,4452	80,11	0	0	0	38,90	500,08
3	4,216	6,98	0	0	0,3	0,95	1,9	2,5	205,41	0	205,41	61,62	195,94	2	4,42	4,42	0,4452	87,24	0	0	0	38,81	558,02
4	4,216	6,88	0	0	0,4	0,92	1,9	2,5	199,56	0	199,56	79,82	182,90	2	4,6	4,6	0,4452	81,43	0	0	0	39,04	545,36
5	4,216	6,23	0	0	0,5	0,87	1,9	2,5	163,64	0	163,64	81,82	141,71	2	4,87	4,87	0,4452	63,09	0	0	0	39,46	451,99
6	4,216	4,92	0	0	0,6	0,80	1,9	2,5	102,05	0	102,05	61,23	81,64	2	5,28	5,28	0,4452	36,35	0	0	0	40,19	287,11
7	4,216	2,77	0	0	0,7	0,71	1,9	2,5	32,35	0	32,35	22,64	23,10	2	8,22	8,22	0,4452	10,29	0	0	0	41,15	93,18
Somme												353			48			472			0		3148

Kss = 1,4727

Kas = 1,2156

Stabilité pour le cas de fin de construction

Talus aval 3

(R= 45.04 m)

N Tr	bi	h1	h3	h2	Sin α	Cos α	Y1 (dig)	Y2 (pri)	Gn digue	Gn fond	Gn	T=Gn *Sin α	N=Gn *Cos α	C	C*dli	dli	tangø	N* tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli *tang	dn	a*Gn* dn
-2	4,504	0	2,79	0	- 0,18	0,98	1,9	2,5	31,42	0	31,42	-5,71	30,89	2	7,02	14,04	0,4452	13,75	0	0	0	43,67	96,03
-1	4,504	0	5,05	0	- 0,09	1,00	1,9	2,5	56,86	0	56,86	-5,17	56,63	2	4,53	9,06	0,4452	25,21	0	0	0	42,53	169,29
0	4,504	0,99	6,84	0	0,00	1,00	1,9	2,5	85,49	0	85,49	0,00	85,49	2	4,51	9,02	0,4452	38,06	0	0	0	41,62	249,07
1	4,504	4,26	3,93	0	0,09	1,00	1,9	2,5	80,71	0	80,71	7,34	80,37	2	4,53	9,06	0,4452	35,78	0	0	0	40,95	231,35
2	4,504	7,54	1,55	0	0,18	0,98	1,9	2,5	81,98	0	81,98	14,90	80,61	2	4,6	9,2	0,4452	35,89	0	0	0	40,59	232,92
3	4,504	9,49	0	0	0,27	0,96	1,9	2,5	81,21	0	81,21	22,15	78,13	2	4,72	9,44	0,4452	34,79	0	0	0	40,54	230,46
4	4,504	9,38	0	0	0,36	0,93	1,9	2,5	80,27	0	80,27	29,19	74,78	2	4,92	9,84	0,4452	33,29	0	0	0	40,78	229,14
5	4,504	8,68	0	0	0,45	0,89	1,9	2,5	74,28	0	74,28	33,76	66,16	2	5,21	10,42	0,4452	29,46	0	0	0	41,34	214,95
6	4,504	7,28	0	0	0,55	0,84	1,9	2,5	62,30	0	62,30	33,98	52,22	2	5,64	11,28	0,4452	23,25	0	0	0	42,18	183,94
7	4,504	4,98	0	0	0,64	0,77	1,9	2,5	42,62	0	42,62	27,12	32,87	2	6,33	12,66	0,4452	14,64	0	0	0	43,29	129,14
8	4,504	1,41	0	0	0,73	0,69	1,9	2,5	12,07	0	12,07	8,78	8,28	2	5,88	11,76	0,4452	3,69	0	0	0	44,62	37,69
Somme												166			116			288			0		2004

Kss = 2,4263

Kas = 1,9143

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

Talus aval 1

(R= 48.4 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h3	h2	Y1 (dige)	Y2 (exil)	Y2 (fon)	Gn digue	Gn fond	Gn	T=Gn *Sin α	N=Gn *Cos α	C	dli	C*dli	tangø	N* tangø	Ui	Ui* dli	Ui*dli *tangø	dn	a*Gn* dn
-3	4,840	-0,25	0,97	0	1,15	1,17	1,9	2,5	1,88	13,92	10,65	24,56	-6,14	23,78	2	5,95	11,9	0,4452	10,59	1,17	6,96	3,10	47,30	81,32
-2	4,840	-0,17	0,99	0	2,84	2,42	1,9	2,5	1,88	34,36	22,02	56,38	-9,40	55,60	2	4,94	9,88	0,4452	24,75	2,42	11,95	5,32	45,83	180,89
-1	4,840	-0,08	1,00	0	4,53	3,15	1,9	2,5	1,88	54,81	28,66	83,48	-6,96	83,19	2	4,87	9,74	0,4452	37,04	3,15	15,34	6,83	44,58	260,49
0	4,840	0,00	1,00	0	6,22	3,4	1,9	2,5	1,88	75,26	30,94	106,20	0,00	106,20	2	4,84	9,68	0,4452	47,28	3,40	16,46	7,33	43,59	324,05
1	4,840	0,08	1,00	1,39	6,53	3,15	1,9	2,5	1,88	91,80	28,66	120,46	10,04	120,04	2	4,87	9,74	0,4452	53,44	3,15	15,34	6,83	42,89	361,65
2	4,840	0,17	0,99	4,9	4,7	2,42	1,9	2,5	1,88	101,93	22,02	123,95	20,66	122,22	2	4,94	9,88	0,4452	54,41	2,42	11,95	5,32	42,52	368,93
3	4,840	0,25	0,97	8,42	2,88	1,17	1,9	2,5	1,88	112,3	10,65	122,92	30,73	119,02	2	5,08	10,16	0,4452	52,99	1,17	5,94	2,65	42,49	365,61
4	4,840	0,33	0,94	11,93	0,41	0	1,9	2,5	1,88	114,7	0	114,67	38,22	108,11	2	5,29	10,58	0,4452	48,13	0	0	0	42,80	343,55
5	4,840	0,42	0,91	11,58	0	0	1,9	2,5	1,88	106,5	0	106,49	44,37	96,81	2	5,6	11,2	0,4452	43,10	0	0	0	43,46	323,96
6	4,840	0,50	0,87	10,08	0	0	1,9	2,5	1,88	92,7	0	92,70	46,35	80,28	2	6,06	12,12	0,4452	35,74	0	0	0	44,45	288,42
7	4,840	0,58	0,81	7,61	0	0	1,9	2,5	1,88	70,0	0	69,98	40,82	56,84	2	6,8	13,6	0,4452	25,31	0	0	0	45,73	224,02
8	4,840	0,67	0,75	3,78	0	0	1,9	2,5	1,88	34,8	0	34,76	23,17	25,91	2	9,6	19,2	0,4452	11,54	0	0	0	47,26	115,00
Som me													232				138		444			37		3238

Kss = 2,3489

Kas = 1,8229

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

Talus aval2

(R= 44.91 m)

N	bi	h1	h3	h2	h sat	Sin α	Cos α	Y1	Y2	Y2	Ysat	Gn digue	Gn fond	Gn	T=Gn	N=Gn* Cos α		dli	C*dli		N* tangø	Ui	Ui*dli	Ui* dli* tang ø	dn	a*Gn
-5	4,491	0	0,46	0,8	0	-0,36	0,93	1,9	2,5	2,04	0	5,16	7,33	12,5	-4,46	11,67	2	4,1	8,2	0,4452	5,20	0,8	3,28	1,46	44,37	38,80
-4	4,491	0	2,03	3,06	0	-0,29	0,96	1,9	2,5	2,04	0	22,79	28,03	50,825	-14,52	48,71	2	4,9	9,8	0,4452	21,69	3,06	14,99	6,68	42,59	151,53
-3	4,491	0	3,6	4,74	0	-0,21	0,98	1,9	2,5	2,04	0	40,42	43,43	83,845	-17,97	81,90	2	4,71	9,42	0,4452	36,46	4,74	22,33	9,94	40,95	240,34
-2	4,491	0	5,17	5,91	0	-0,14	0,99	1,9	2,5	2,04	0	58,05	54,15	112,19	-16,03	111,04	2	4,59	9,18	0,4452	49,44	5,91	27,13	12,08	39,50	310,21
-1	4,491	0	6,74	6,59	0	-0,07	1,00	1,9	2,5	2,04	0	75,67	60,38	136,04	-9,72	135,70	2	4,52	9,04	0,4452	60,42	6,59	29,79	13,26	28,29	269,42
0	4,491	1,71	6,1	6,81	0	0,00	1,00	1,9	2,5	2,04	0	83,08	62,39	145,46	0,00	145,47	2	4,49	8,98	0,4452	64,77	6,81	30,58	13,61	37,35	380,33
1	4,491	5,03	4,4	6,59	0	0,07	1,00	1,9	2,5	2,04	0	92,32	60,38	152,69	10,91	152,31	2	4,52	9,04	0,4452	67,81	6,59	29,79	13,26	36,95	394,95
2	4,491	8,73	2,71	5,91	0	0,14	0,99	1,9	2,5	2,04	0	104,92	54,15	159,06	22,72	157,43	2	4,59	9,18	0,4452	70,09	5,91	27,13	12,08	36,51	406,52
3	4,491	12	1,02	4,74	0	0,21	0,98	1,9	2,5	2,04	0	113,85	43,43	157,27	33,70	153,62	2	4,71	9,42	0,4452	68,40	4,74	22,33	9,94	36,54	402,27
4	4,491	11,4	0	3,06	6,19	0,29	0,96	1,9	2,5	2,04	2,14	157,28	28,03	185,31	52,95	177,59	2	4,9	9,8	0,4452	79,07	9,25	45,33	20,18	37,00	479,96
5	4,491	10,4	0	0,8	6,52	0,36	0,93	1,9	2,5	2,04	2,14	151,66	7,33	158,98	56,78	148,50	2	5,19	10,38	0,4452	66,12	7,32	37,99	16,91	37,81	420,80
6	4,491	10,4	0	0	5,11	0,43	0,90	1,9	2,5	2,04	2,14	138,19	0	138,19	59,23	124,86	2	5,62	11,24	0,4452	55,59	5,11	28,72	12,79	38,97	376,98
7	4,491	10,7	0	0	2,45	0,50	0,87	1,9	2,5	2,04	2,14	115,27	0	115,27	57,64	99,83	2	6,31	12,62	0,4452	44,45	2,45	15,46	6,88	40,44	326,32
8	4,491	9,63	0	0	0	0,57	0,82	1,9	2,5	2,04	0	82,17	0	82,171	46,96	67,43	2	11,12	22,24	0,4452	30,02	0	0	0	42,2	242,73
Somme															278				149		720			149		4441

Kss = 2,5846

Kas = 1,9067

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

Talus aval3

(R= 45.04 m)

N Tr	bi	h1	h3	h2	Sin α	Cos α	Y1 (dig)	Y2 (pri)	Gn digue	Gn fond	Gn	T=Gn *Sin α	N=Gn *Cos α	C	C*dli	dli	tangø	N* tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli *tang	dn	a*Gn* dn
-2	4,504	0	2,79	0	- 0,18	0,98	1,9	2,5	31,42	0	31,42	-5,71	30,89	2	7,02	14,04	0,4452	13,75	0	0	0	43,67	96,03
-1	4,504	0	5,05	0	- 0,09	1,00	1,9	2,5	56,86	0	56,86	-5,17	56,63	2	4,53	9,06	0,4452	25,21	0	0	0	42,53	169,29
0	4,504	0,99	6,84	0	0,00	1,00	1,9	2,5	85,49	0	85,49	0,00	85,49	2	4,51	9,02	0,4452	38,06	0	0	0	41,62	249,07
1	4,504	4,26	3,93	0	0,09	1,00	1,9	2,5	80,71	0	80,71	7,34	80,37	2	4,53	9,06	0,4452	35,78	0	0	0	40,95	231,35
2	4,504	7,54	1,55	0	0,18	0,98	1,9	2,5	81,98	0	81,98	14,90	80,61	2	4,6	9,2	0,4452	35,89	0	0	0	40,59	232,92
3	4,504	9,49	0	0	0,27	0,96	1,9	2,5	81,21	0	81,21	22,15	78,13	2	4,72	9,44	0,4452	34,79	0	0	0	40,54	230,46
4	4,504	9,38	0	0	0,36	0,93	1,9	2,5	80,27	0	80,27	29,19	74,78	2	4,92	9,84	0,4452	33,29	0	0	0	40,78	229,14
5	4,504	8,68	0	0	0,45	0,89	1,9	2,5	74,28	0	74,28	33,76	66,16	2	5,21	10,42	0,4452	29,46	0	0	0	41,34	214,95
6	4,504	7,28	0	0	0,55	0,84	1,9	2,5	62,30	0	62,30	33,98	52,22	2	5,64	11,28	0,4452	23,25	0	0	0	42,18	183,94
7	4,504	4,98	0	0	0,64	0,77	1,9	2,5	42,62	0	42,62	27,12	32,87	2	6,33	12,66	0,4452	14,64	0	0	0	43,29	129,14
8	4,504	1,41	0	0	0,73	0,69	1,9	2,5	12,07	0	12,07	8,78	8,28	2	5,88	11,76	0,4452	3,69	0	0	0	44,62	37,69
Somme												166			116			288			0		2004

Kss = 2,4263

Kas = 1,9143

Stabilité pour le cas de vidange rapide

Talus amont 1

(R= 61.05 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	Υ' (digue)	Υ2 (fond)	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tangø	N* tangø	dn	a*Gn* dn
-4	3,38	-0,31	0,95	0,17	0,24	1,14	1,88	2,18	-0,67	2,07	2	3,49	6,98	0,4452	0,92	60,85	9,29
-3	6,105	-0,23	0,97	1,85	2,52	1,14	1,88	41,80	-9,65	40,67	2	6,74	13,48	0,4452	18,11	58,96	172,51
-2	6,105	-0,15	0,99	3,52	4,1	1,14	1,88	71,56	-11,01	70,70	2	6,23	12,46	0,4452	31,48	57,32	287,11
-1	6,105	-0,08	1,00	5,11	5,03	1,14	1,88	93,30	-7,18	93,02	2	6,14	12,28	0,4452	41,41	55,96	365,46
0	6,105	0,00	1,00	6,87	5,33	1,14	1,88	108,99	0,00	108,99	2	6,11	12,22	0,4452	48,52	54,94	419,14
1	6,105	0,08	1,00	8,55	5,03	1,14	1,88	117,24	9,02	116,89	2	6,14	12,28	0,4452	52,04	54,30	445,62
2	6,105	0,15	0,99	10,22	4,1	1,14	1,88	118,19	18,18	116,78	2	6,23	12,46	0,4452	51,99	54,05	447,15
3	6,105	0,23	0,97	11,9	2,52	1,14	1,88	111,74	25,79	108,73	2	6,4	12,8	0,4452	48,41	54,21	424,03
4	6,105	0,31	0,95	13,57	0,24	1,14	1,88	97,20	29,91	92,48	2	6,67	13,34	0,4452	41,18	54,79	372,78
5	6,105	0,38	0,92	12,4	0	1,14	1,88	86,30	33,19	79,66	2	7,06	14,12	0,4452	35,47	55,76	336,85
6	6,105	0,46	0,89	10,05	0	1,14	1,88	69,94	32,28	62,05	2	7,64	15,28	0,4452	27,63	57,11	279,62
7	6,105	0,54	0,84	6,48	0	1,14	1,88	45,10	24,28	38,00	2	8,58	17,16	0,4452	16,92	58,78	185,56
8	4,12	0,62	0,79	1,18	0	1,14	1,88	5,54	3,41	4,37	2	6,68	13,36	0,4452	1,94	60,69	23,55
Somme									148				168		416		3769

Stabilité pour le cas de vidange rapide

Talus amont 2

(R= 55.06 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	Y' (digue)	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tangø	N*tan gø	dn	a*Gn* dn
-3	2,81	-0,27	0,96	0,04	0	1,14	0,13	-0,03	0,12	2	2,88	5,76	0,4452	0,05	55,01	0,49
-2	5,506	-0,18	0,98	2,98	0	1,14	18,70	-3,40	18,39	2	5,62	11,24	0,4452	8,19	53,57	70,14
-1	5,506	-0,09	1,00	5,33	0	1,14	33,46	-3,04	33,32	2	5,54	11,08	0,4452	14,83	52,39	122,69
0	5,506	0,00	1,00	7,13	0	1,14	44,75	0,00	44,75	2	5,51	11,02	0,4452	19,93	51,48	161,28
1	5,506	0,09	1,00	8,37	0	1,14	52,54	4,78	52,32	2	5,54	11,08	0,4452	23,29	50,89	187,15
2	5,506	0,18	0,98	9,05	0	1,14	56,81	10,33	55,86	2	5,62	11,24	0,4452	24,87	50,64	201,36
3	5,506	0,27	0,96	9,15	0	1,14	57,43	15,66	55,26	2	5,77	11,54	0,4452	24,60	50,73	203,95
4	5,506	0,36	0,93	8,61	0	1,14	54,04	19,65	50,34	2	6,01	12,02	0,4452	22,41	51,16	193,54
5	5,506	0,45	0,89	7,35	0	1,14	46,13	20,97	41,09	2	6,36	12,72	0,4452	18,30	51,94	167,74
6	5,506	0,55	0,84	5,24	0	1,14	32,89	17,94	27,57	2	6,88	13,76	0,4452	12,27	53,02	122,07
7	5,39	0,64	0,77	2,04	0	1,14	12,53	7,98	9,67	2	7,55	15,1	0,4452	4,31	54,38	47,72
Somme								91				127		173		1478

Kss = 3,2986

Kas = 2,5461

Stabilité pour le cas de vidange rapide

Talus amont 3

(R= 58.30 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	Y' (digue)	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tangø	N*tang ø	dn	a*Gn* dn
-3	6,81	-0,27	0,96	2,44	0	1,14	18,94	-5,17	18,22	2	7,18	14,36	0,4452	8,11	57,13	75,75
-2	5,83	-0,18	0,98	4,94	0,61	1,14	32,83	-5,97	32,28	2	5,95	11,9	0,4452	14,37	55,58	127,74
-1	5,83	-0,09	1,00	6,54	1,5	1,14	43,47	-3,95	43,29	2	5,86	11,72	0,4452	19,27	54,30	165,21
0	5,83	0,00	1,00	8,14	1,79	1,14	54,10	0,00	54,10	2	5,83	11,66	0,4452	24,09	53,33	201,96
1	5,83	0,09	1,00	9,74	1,5	1,14	64,73	5,88	64,47	2	5,86	11,72	0,4452	28,70	52,71	238,85
2	5,83	0,18	0,98	11,34	0,61	1,14	75,37	13,70	74,11	2	5,95	11,9	0,4452	33,00	52,46	276,77
3	5,83	0,27	0,96	12,04	0	1,14	80,02	21,82	76,99	2	6,12	12,24	0,4452	34,28	52,59	294,58
4	5,83	0,36	0,93	11,46	0	1,14	76,17	27,70	70,95	2	6,37	12,74	0,4452	31,59	53,10	283,11
5	5,83	0,45	0,89	10,12	0	1,14	67,26	30,57	59,91	2	6,74	13,48	0,4452	26,67	53,98	254,15
6	5,83	0,55	0,84	7,87	0	1,14	52,31	28,53	43,84	2	7,3	14,6	0,4452	19,52	55,20	202,11
7	8,17	0,64	0,77	4,46	0	1,14	41,54	26,43	32,04	2	11,86	23,72	0,4452	14,27	56,73	164,96
Somme								140				150		254		2285

Kss = 2,8942

Kas = 2,2596

ANNEXE 5 : Les dimensions du bassin en fonction de nombre de Froude

