

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENTAMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique

THEME DU PROJET :

Etude de la retenue collinaire sur CHAABET EL ANSAR

(Wilaya de CONSTANTINE)

PRESENTE PAR :

MEROUCHI Hanane

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K. MIHOUBI	Professeur	Président
D.DJOUDAR	Maitre de conférences (B)	Membre
M.D BENSALAH	Maitre Assistant (A)	Membre
I.ZAIBAK	Maitre Assistant (A)	Membre
A. ADDOU	Maitre Assistante (A)	Promotrice

Septembre 2017

REMERCIEMENTS

Je remercie Dieu le tout puissant, de m'avoir donné la santé, le courage et la volonté qui m'a permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions

A l'issus de ce modeste travail, je tiens à exprimer mes sincères remerciements à :

** A ma promotrice Madame : ADDOU ANISSA pour ces conseils et ses consultations qui m'ont tout aidé à la réalisation de mon projet.*

** A tout le corps enseignants et le personnel de l'ENSH qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.*

** Aux membres de jury qui auront à juger et à apprécier ce travail.*

** Une mention spéciale à ma famille et à mes amis pour m'avoir aéré l'esprit et pour la motivation qu'ils m'ont apportée tout au long de ce travail.*

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

✱ *Mes parents qui m'ont toujours soutenue dans mon travail et à qui je serais éternellement reconnaissant. que dieu puisse leur accorder longue vie afin qu'ils puissent trouver en moi toute gratitude et l'attention voulue.*

✱ *Mes frères « Youcef et NourEddine »*

✱ *Mes chères sœurs « Nabila et Hiziya »*

✱ *Tout la famille Merouchi et Tahraoui*

✱ *Mes vrais amis « Lyes, Djahida, Houria, Nadjat, bouchra hayat, Hamida, Meriam , Fatima , chahra , Kahina , Yasmine... »*

✱ *Tous mes collègues de l'ENSH sans oublier mes amis d'EPSTo*

✱ *Et à toute personne que j'ai connue et que j'ai aimée.*

ملخص:

قمنا من خلال هذا العمل بدراسة شاملة على مستوى وادي العنصر الواقع بإقليم ولاية قسنطينة، وهذا قصد إنشاء حاجز مائي، الذي يعمل على توفير المياه من أجل سقي حوالي 15 هكتارا من الأراضي الفلاحية للمنطقة المجاورة له. بعد دراسة معمقة وشاملة لمختلف الجوانب، الجيولوجية، الهيدرولوجية، الطبوغرافية والاقتصادية قمنا باختيار الاقتراح المناسب، أين وصل ارتفاع الحاجز المائي إلى 17 مترا وسعته إلى 18.0 مليون م³، وتحققنا كذلك من ثباته.

Résume :

Dans ce modeste travail, nous avons fait une étude complète sur Oued Al ANSAR (Wilaya de Constantine) pour réaliser une retenue collinaire, dans le but d'irriguer 15 ha des terres agricoles avoisinantes.

Après une étude des différentes étapes géologique, hydrologique, topographique et économique, nous avons choisi la variante adoptée qui a une hauteur de 17m et une capacité de 0.18 Mm³, puis on a implanté la digue et on a vérifié sa stabilité.

Abstract:

In this modest work, we made a complete study on Wadi Al Ansar (Wilaya of Constantine) to carry out a small dam, which must make the possibility of irrigating 15 ha of the neighbouring arable lands.

After a precise and complete study of the various stages "geological, hydrological, topographic and economic), we chose the adopted alternative that have 17 m of altitude and 0.18 Mm³ of capacity, then one established the dam and one checked his stability.

SOMMAIRE

Chapitre I : Etude topographique, géologique et géotechnique

I.1.	Introduction	1
I.2.	Situation géographique	1
I.3.	Situation topographique	2
I.3.1.	Caractéristiques topographiques de la retenue	3
I.4.	Géologie de la zone d'étude	3
I.4.1.	Stratigraphie	3
I.4.2.	Sismicité de la région	6
I.4.3.	Tectonique et analyse structurale de la région	7
I.4.4.	Hydrogéologie sommaire de la région	8
I.4.5.	Géologie du Bassin de la retenue	9
I.4.6.	Hydrogéologie du site	9
I.4.7.	Géologie de l'emprise et de la digue	10
I.5.	Etude géotechnique	11
I.5.1.	Description lithologique des puits de reconnaissance	12
I.5.2.	Prospection géotechnique de laboratoire	13
I.5.2.1.	Programme des essais	13
I.5.2.2.	Résultats et interprétations des essais géotechniques	13
I.6.	Conclusion	16

Chapitre II : Etude Hydrologique

II.1	Introduction	17
II.2	Bassin versant	17
II.2.1.	Caractéristiques morphologiques du bassin versant	17
II.2.1.1.	Caractéristiques physiographiques du bassin versant	18
II.2.1.2.	Caractéristiques hydromorphologiques	18
II.2.1.	Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	26
II.2.2.1.	Profil en long de l'axe de l'oued	30
II.2.2.2.	Pente moyenne de cours d'eau principal Ic	30
II.2.2.3.	Densité de drainage	30
II.2.2.4.	Le coefficient de torrentialité Ct	30
II.2.2.5.	Temps de concentration	32
II.2.2.6.	Vitesse de ruissellement	32
II.2.2.	Caractéristiques climatiques du bassin versant	33
II.3.	Etude des précipitations	36

SOMMAIRE

II.3.1.	Homogénéité des séries pluviométriques	37
II.3.2.	Ajustement des Pluies maximales journalières	39
II.3.2.1.	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	39
II.3.2.2.	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale	42
II.3.3.	La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	45
II.4.	Etude des apports	48
II.4.1.	Apport moyen annuel (A0).....	48
II.4.1.1.	Caractéristiques de l'écoulement	51
II.4.2.	Estimation fréquentielle des apports.....	52
II.4.3.	Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel	53
II.5.	Etude des crues	54
II.5.1.	Formules empiriques pour la détermination de la crue	54
II.5.2.	Hydrogramme de crue.....	57
II.5.3.	Choix de la crue de projet	62
II.5.4.	Choix de la crue de chantier.....	64
II.6.	Apports solides et l'estimation du volume mort	65
II.7.	Régularisation.....	68
II.7.1.	Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface	69
II.7.2.	Calcul du volume utile	74
II.7.2.1.	Procédé de calcul	74
II.7.2.2.	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	74
II.7.2.3.	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	76
II.8.	Laminage de la crue	80
II.8.1.	La méthode de KOCHERINE	80
II.8.2.	Méthode de X0.....	87
II.8.3.2.	Principe de la méthode de solution	90
II.8.3.3.	Calcul du débit de sortie	92
II.8.3.4.	Calcul du volume stocké	93
II.9.	Etude d'optimisation.....	101
II.9.1.	Calcul du coût de la digue	101
II.9.1.1.	Calcul de la revanche	101
II.9.1.2.	Le tassement.....	102
II.9.1.3.	La largeur en crête	102
II.9.2.	Calcul des coûts	104

SOMMAIRE

II.9.2.1. Calcul du coût de la digue.....	104
II.9.2.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	105
II.9.2.3. Le coût total	107
II.10. Conclusion.....	110

Chapitre III : Etude des variantes

III.1. Introduction	111
III.2. Le choix du type de barrage	111
III.3. Classification des barrages en matériaux locaux	112
III.4. Les variantes à choisir.....	113
III.4.1. Le barrage en terre homogène.....	113
III.4.2. Barrage à noyau	113
III.4.3. Barrage en enrochement	114
III.5. Objectif de l'étude des variantes.....	115
III.5.1 Définition du profil général du barrage.....	115
III.5.1.1. Hauteur du barrage	115
III.5.1.2. La largeur en crête	116
III.5.1.3. Pentes des talus	116
III.5.1.4. Les bermes	116
III.5.1.5. Revêtement de la crête et des talus de la digue.....	117
III.5.1.6. Etanchéité du barrage.....	119
III.5.1.7. Les drains	121
III.5.1.8. Les Filtres.....	122
III.5.1.9. Etanchéité de la fondation	123
III.6. Calcul du volume des différents matériaux	124
III.6.1. Barrage homogène en argile.....	124
III.6.1.1. Recharge (argile) :	124
III.6.1.2. Filtres et drains.....	124
III.6.1.3. Protection en Rip– Rap (enrochement)	125
III.6.2. Barrages à zones.....	125
III.6.2.1. Volume du noyau.....	126
III.6.2.2. Volume de recharge	126
III.6.2.3. Protection Rip-Rap	126
III.6.2.4. Volume des graviers	127

SOMMAIRE

III.6.2.5. Volume des sables.....	127
III.6.3. Barrage en enrochement avec masque en béton	127
III.6.2.1 Recharges (enrochements).....	127
III.6.2.2 Volume d'enrochement.....	128
III.7. Conclusion.....	129
<u>Chapitre IV : Etude de la variante choisie</u>	
IV.1. Introduction	130
IV.2. Dimensionnement de la digue.....	130
IV.2.1. Protection de la Crête	131
IV.2.2. Choix des pentes des talus	131
IV.2.2.1. Protection des talus	132
IV.2.3. Les bermes	134
IV.3. Organes de drainage et de filtration	134
IV.3.1. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres.....	135
IV.3.1.1. Calcul des filtres	136
IV.3.1.2. Calcul des drains	139
IV.4. Etanchéité du barrage.....	140
IV.5. Calcul des infiltrations	140
IV.5.1. Définition de la ligne phréatique.....	141
IV.5.2. Les causes des infiltrations	141
IV.5.3. Les conséquences des infiltrations	141
IV.5.4. Tracé de la ligne de saturation.....	141
IV.5.5.1. Débit de fuite par infiltration dans la digue.....	144
IV.6. Calcul de stabilité	146
IV.6.1. Méthode de calcul (Méthode de FONDEEV)	146
IV.6.1.1. Principe de la méthode.....	147
IV.6.1.2. Calcul des forces appliquées à chaque tranche	148
IV.6.1.3. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.	149
IV.7. CONCLUSION.....	152
<u>Chapitre V : Etude des ouvrages annexes</u>	
V.1. Introduction	153
V.2. Ouvrage de prise d'eau	153
V.2. 1. Type de prise	153

SOMMAIRE

V.2.1.1. Prise d'eau en charge	153
V.2.1.2. Prise d'eau flottante	153
V.2.1.3. Tour de prise.....	153
V.3. Choix de la variante	153
V.3. 1. Ouvrage de vidange	154
V.3.1.1. Conduite de vidange en charge	154
V.3.1.2. Conduites à écoulement libre	154
V.3.1.3. Ouvrages de vidange à batardeau.....	154
V.4. Choix de la variante	155
V.4. 1. Calcul hydraulique.....	155
V.4.1.1. Cas de prise	155
V.4.1.2. Cas de vidange de fond	156
V.4. 2. Recommandations pour les dispositifs constitués de la conduite	159
V.5. Ouvrage d'évacuateur de crues	160
V.5. 1. Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	160
V.5. 2. Différents types des évacuateurs de crues.....	161
V.5.2.1. L'évacuateur de crues en puits (tulipe)	161
V.5.2.2. L'évacuateur de crues en siphon.....	161
V.5.2.3. L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral	161
V.5.2.4. L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal	162
V.5. 3. Choix de la variante	162
V.5. 4. Calcul hydraulique.....	162
V.5.4.1. Canal d'amenée	163
V.5.4.2. Le déversoir	164
V.5.4.3. Chenal d'écoulement.....	166
V.5.4.4. Le Convergent	169
V.5.4.5. Canal évacuateur (coursier)	170
V.5.4.6. Dissipateur d'énergie	176
V.5.4.7. Ouvrage de fuite	177
V.6. Présentation des ouvrages divers	179
V.6. 1. Piste d'accès	179
V.6. 2. Aménagement du site	180

SOMMAIRE

Chapitre VI : Organisation de chantier

VI.1. Introduction	181
VI.2. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	181
VI.2.1. Le maître de l'ouvrage.....	181
VI.2.2. Le maître d'œuvre.....	181
VI.2.3. L'entrepreneur	181
VI.3. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	182
VI.3.1. Installations destinées au personnel	182
VI.3.2. Installations destinées au stockage des matériaux	182
VI.3.3. Installations destinées à la réparation des engins	183
VI.3.4. Installation destinée pour la préfabrication	183
VI.3.5. Ordre d'exécution des travaux	183
VI.3.6. Réalisation du barrage en terre	183
VI.4. Les moyens de chantier.....	183
VI.4.1. Les moyens humains	183
VI.4.2. Les moyens matériels	183
VI.4.3. Le matériel de terrassement.....	184
VI.5. Le matériel lié au type de barrage	184
VI.5.1. Le matériel de compactage.....	184
VI.5.2. Le matériel de bétonnage	184
VI.5.3. Le matériel spécifique.....	184
VI.6. La succession des travaux.....	184
VI.6.1. Travaux préparatoires.....	184
VI.6.2. Accès et circulation	185
VI.6.3. Le piquetage	185
VI.6.4. Aménagement des emprises	185
VI.6.5. Dérivation et protection contre les eaux	185
VI.7. Exécution de la digue	185
VI.7.1. Décapage de la couche végétale.....	185
VI.7.2. Exploitation des carrières.....	186
VI.8. Choix des engins	186
VI.8.1. Engin de prélèvement	186
VI.8.2. Le rendement des camions bennes	186
VI.8.3. Nombre des camions bennes	187

SOMMAIRE

VI.8.4. Engin de nivellement.....	187
VI.9. Les recharges	187
VI.10. Le devis estimatif.....	188
VI.11. Planification	189
VI.11.1. Définition de la planification.....	189
VI.11.2. Techniques de la planification	189
VI.11.2.1. Méthodes basées sur le réseau	189
VI.11.2.2. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)	190
VI.11.2.3. La durée des différentes opérations	192
VI.11.2.4. Détermination des chemins critiques.....	194
VI.12. Protection et sécurité de travail	196
VI.12.1. Comité de sécurité.....	196
VI.12.2. Instructions structurelles sur la sécurité.....	196
VI.12.2.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier....	196
VI.12.2.2. Instructions à donner au Chef d'équipe.....	196
VI.12.2.3. Contrôle et entretien du matériel	196
VI.12.2.4. Organisation du service de la sécurité d'ouvrage.....	197
VI.12.2.5. Principes fonctions du service de sécurité	197
VI.12.3. Cause des accidents de travail	198
VI.12.3.1 Causes humaines.....	198
VI.12.3.2 Causes techniques.....	198
VI.12.3.3 Conditions dangereuses dans le chantier	198
VI.12.3.4 Actions dangereuses	198
VI.12.4. Mesures préventives.....	199
VI.13. Recommandations	199
VI.14. conclusion.....	200

Chapitre VII : Impact sur l'environnement

VII.1. Introduction	201
VII.2. Impact hydraulique de retenue collinaire	201
VII.2 .1. Impact sur le débit	201
VII.2 .2. Impact sur la charge sédimentaire	201
VII.2 .3. Impact sur le profil longitudinal et le profil transversal	202
VII.2.3.1. Taux de changement et temps de réponse du système fluvial.....	202

SOMMAIRE

VII.2 .4. La classification des impacts morphologiques induits par les barrages selon Brandt.....	202
VII.3. Impact écologique.....	204
VII.3 .1. En phase de réalisation	204
VII.4. Impact socio-économique	206
VII.5. Mesures pour minimiser les impacts négatifs éventuels	206
VII.6. Précautions lors des travaux	207
VII.6 .1. Précautions vis-à-vis des personnels.....	207
VII.6 .2. Précautions pendant la phase chantier	207
VII.6 .3. Précautions par rapport au risque de rupture du barrage.....	208
VII.6.3.1. Pendant la phase d'étude.....	208
VII.6.3.2. En phase de réalisation (des travaux)	208
VII.6.3.3. En phase d'exploitation	208
VII.7. Conclusion.....	209

LA LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Etude topographique, géologique et géotechnique

Tableau I. 1 Coordonnées de l'axe de digue.....	2
Tableau I. 2 Evénements sismiques importants pour la période post 1909-1985.....	7
Tableau I. 3 les résultats obtenus à travers les essais géotechniques	13
Tableau I. 4 Récapitulation des essais d'identification et de classification au fond de la cuvette	14
Tableau I. 5 Récapitulation des caractéristiques mécaniques du fond de la cuvette (par corrélation) .	15
Tableau I. 6 Récapitulatif des essais d'identification et de classification des matériaux d'étanchéité	15

Chapitre II : Etude Hydrologique

Tableau II. 1 Répartition des surfaces en fonction des côtes :.....	22
Tableau II. 2 Détermination de la pente de Roche Ip	24
Tableau II. 3 Classification du relief :.....	25
Tableau II. 4 Récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux	26
Tableau II. 5 Résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant :.....	33
Tableau II. 6 Les coordonnées de la station,.....	33
Tableau II. 7 Température moyennes à Constantine	34
Tableau II. 8 Humidité moyenne mensuelle à Constantine	35
Tableau II. 9 La répartition mensuelle des vents moyen en (m/s) –période 2000/2011.....	35
Tableau II. 10 Station utilisée pour les différents calculs :.....	36
Tableau II. 11 Caractéristiques de la série pluviométrique (34ans)	38
Tableau II. 12 Caractéristiques de la série pluviométrique (34ans)	39
Tableau II. 13 Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel	40
Tableau II. 14 Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon :	41
Tableau II. 15 Résultat de l'ajustement à la loi de Galton :.....	43
Tableau II. 16 Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon :	43
Tableau II. 17 Paramètre de test de χ^2	44
Tableau II. 18 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	45
Tableau II. 19 les pluies de courte durées et l'intensité de différentes fréquences :	46
Tableau II. 20 Récapitulatif des apports:.....	50
Tableau II. 21 Récapitulatif des Cv:	52
Tableau II. 22 Les apports de différentes fréquences :.....	52
Tableau II. 23 Répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport :.....	53
Tableau II. 24 Débits maximums des crues de différente période de retour selon MALLET- GAUTHIER:	54
Tableau II. 25 Débits maximums des crues de différentes périodes de retour selon SOKOLOVSKY	55
Tableau II. 26 Débits maximums des crues de différentes périodes de retour selon POSSENTI.....	56
Tableau II. 27 Débits maximums des crues de différentes périodes de retour selon la formule de TURRAZA.....	56
Tableau II. 28 Récapitulatif des résultats de débits maximums de crue :	57
Tableau II. 29 Débits maximums des crues de différentes périodes de retour par la formule choisie	57
Tableau II. 30 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	58
Tableau II. 31 Res débits de la crue.....	59
Tableau II. 32 Rrués de projet recommandé :	62
Tableau II. 33 Récapitulation pour le choix de la crue de projet :	63
Tableau II. 34 Raleur de $\square$ en fonction de la perméabilité.....	65
Tableau II. 35 Récapitulatif des résultats du volume mort :.....	67
Tableau II. 36 Répartition mensuelle de l'apport, la consommation l'évaporation et d'infiltration ...	68

LA LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 37	Calcul de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	75
Tableau II. 38	Répartition mensuelle des lames d'eau évaporées.....	76
Tableau II. 39	Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.	77
Tableau II. 40	Calcul des pertes dans la retenue :.....	77
Tableau II. 41	Calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes.....	78
Tableau II. 42	Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE	81
Tableau II. 43	Détermination de H et Q en fonction de b :82 débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue :.....	83
Tableau II. 45	Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine	87
Tableau II. 46	Les itérations de calcul de la largeur B par la méthode X0	88
Tableau II. 47	Valeurs de h et les plages de variation en période de crue	92
Tableau II. 48	Modélisation de la courbe capacité- hauteur :.....	93
Tableau II. 49	Calcul de la courbe caractéristique du barrage :.....	94
Tableau II. 50	Calcule de la courbe caractéristique de la cuvette	95
Tableau II. 51	Calcule du débit laminé correspondant à (l'hydrogramme de sortie pour b=12m)	95
Tableau II. 52	Résultat du laminage pour les différentes largeurs déversantes obtenue à l'aide de la méthode de MUSKINGAM.....	98
Tableau II. 53	Calcul de la revanche :	102
Tableau II. 54	Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur de la crête.....	103
Tableau II. 55	Variation de la hauteur du barrage en fonction de H déversant	103
Tableau II. 56	Exemple de calcul du volume de la digue pour (b=12m) :	104
Tableau II. 57	Coût et volume de la digue	105
Tableau II. 58	Cécapitulatif des coûts du coursier par différentes largeurs déversantes :.....	106
Tableau II. 59	Coût de l'évacuateur de crue.....	107
Tableau II. 60	Coût total de la retenue.....	107

Chapitre III : Etude des variantes

Tableau III. 1	Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête	116
Tableau III. 2	Valeurs indicatives des fruits de talus.....	116
Tableau III. 3	Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de poids volumique γ_p	118
Tableau III.4	Epaisseur de l'enrochement et d50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague	119
Tableau III. 5	Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	120
Tableau III. 6	Classe de l'ouvrage en fonction du type d'ouvrage	120
Tableau III. 7	Volume de recharge (barrage homogène en argile).....	124
Tableau III. 8	Calcul des volumes des graviers.	124
Tableau III. 9	Calcul des volumes des sables.....	125
Tableau III. 10	Volume du rip rap (barrage homogène en argile)	125
Tableau III. 11	Volume du noyau (barrage à zone).....	126
Tableau III. 12	Volume du recharge (barrage à zone).....	126
Tableau III. 13	Volume du rip rap (barrage à zone).....	126
Tableau III. 14	Volume graviers talus amont (barrage à zone)	127
Tableau III. 15	Calcul des volumes des recharges (enrochement).	127
Tableau III. 16	Calcul de volume de béton (barrage en enrochement).....	128
Tableau III. 17	Récapitulatif des coûts des différentes variantes étudiées.....	128

LA LISTE DES TABLEAUX

Chapitre IV : Etude de la variante choisie

Tableau VI. 1 Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	130
Tableau VI. 2 Les fruits des talus en fonction du type du barrage.	131
Tableau VI. 3 Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	143
Tableau VI. 4 Gradient admissible à travers le remblai terreux [2].....	146
Tableau VI. 5 Détermination des rayons max et min en fonction de la pente du talus.	148
Tableau VI. 6 Caractéristiques géotechniques des sols.	150
Tableau VI. 7 Coefficient de sécurité admissible des talus	151
Tableau VI. 8 Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	151

Chapitre V : Etude des ouvrages annexes

Tableau V.1 Calcul de temps de vidange	159
Tableau V. 2 Dispositifs minimums de vidange à tenir en compte	160
Tableau V. 3 Calcul de la profondeur normale par itération.....	168
Tableau V. 4 les paramètres de calcul d'escalier	173
Tableau V. 5 Classification du mouvement et du régime d'écoulement	173
Tableau V. 6 Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.....	174
Tableau V. 7 Calcul de ligne d'eau du coursier.....	175
Tableau V. 8 Hauteur des murs bajoyers.....	179

Chapitre VI : Organisation de chantier

Tableau VI. 1 Calcule de devis estimatif.....	188
Tableau VI. 2 La durée des opérations.....	192
Tableau VI. 3 Détermination des chemins critiques.....	194

Chapitre VII : Impact sur l'environnement

Tableau VII. 1 Cas d'un débit croissant	203
Tableau VII. 2 Cas d'un débit stable	203
Tableau VII. 3 cas de l'augmentation du débit	204
Tableau VII. 4 Etat parcellaire	205

LA LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Etude topographique, géologique et géotechnique

Figure I. 1 Plan de situation de la retenue collinaire (Echelle 1/25000).....	1
Figure I. 2 Site de la retenue collinaire	2
Figure I. 3 Carte géologique régionale.....	5
Figure I. 4 Carte sismique de l'Algérie	6
Figure I. 5 Plan d'implantation des puits	12

Chapitre II : Etude Hydrologique

Figure II. 1 Délimitation du bassin versant sur la carte d'état-major d'El Harrouche	18
Figure II. 2 Rectangle équivalent	20
Figure II. 3 Hypsométrie de BV de la retenue collinaire sur AL ANSAR	21
Figure II. 4 Courbe hypsométrique de chaabat AL ANSAR	22
Figure II. 5 Courbe hypsométrique de chaabat AL ANSAR	23
Figure II. 6 Réseau hydrographique du bassin versant.	29
Figure II. 7 Profil en long du court d'eau principal.	31
Figure II. 8 Profil en long du court d'eau principal.	34
Figure II. 9 La répartition mensuelle de l'humidité.	35
Figure II. 10 La répartition mensuelle des vents station AIN EL Bey période 2000/2011....	36
Figure II. 11 Localisation de la station pluviographique par rapport au site de la retenue	37
Figure II. 12 Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel	42
Figure II. 13 représentation graphique de la loi de log-normale (Galton)	44
Figure II. 14 Intensité de courte dure pour les différentes fréquences.	47
Figure II. 15 Carte de l'écoulement annuel moyen d'après le modèle LOIEAU	50
Figure II. 16 Répartition mensuelle des apports	53
Figure II. 17 Hydrogramme de crue	61
Figure II. 18 L'hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 100ans	64
Figure II. 19 L'hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 5 ans	64
Figure II. 20 Courbe hauteur –surface	71
Figure II. 21 Courbe hauteur-surface	72
Figure II. 22 Courbe capacité- hauteur	73
Figure II. 23 courbes de $H=f(Q,q)$	85
Figure II. 24 Courbes de $V=f(Q)$	86
Figure II. 25 Laminage à travers un barrage	91
Figure II. 26 Evacuateur à surface libre	92
Figure II. 27 Modélisation de la courbe surface-hauteur	94
Figure II. 28 Modélisation de la courbe caractéristique de la cuvette	95
Figure II. 29 Hydrogramme d'entrée et l'hydrogramme laminé.....	97
Figure II. 30 Hydrogramme d'entrée et de sortie pour les différentes largeurs	100
Figure II. 31 Principe de calcul du volume d'un barrage	104
Figure II. 32 Courbe d'optimisation des couts en fonction de la largeur du déversoir	108

Chapitre III : Etude des variantes

Figure III. 1 Coupe transversale d'une digue homogène.	113
Figure III. 2 Coupe transversale d'une digue à zones.....	114
Figure III. 3 Coupe transversale d'une digue en enrochement à masque	114

LA LISTE DES FIGURES

Figure III. 4 Coupe transversale d'une digue en enrochement à diaphragme	115
Figure III. 5 Coupe d'un tapis de drainage	122
Chapitre IV : Etude de la variante choisie	
Figure IV. 1 Principe graphique de détermination de fuseau granulométrique d'un filtre. .	137
Figure IV. 2 Principe de détermination de la ligne de saturation.....	143
Figure IV. 3 Principe du calcul de stabilité par la méthode des tranches.....	147
Chapitre V : Etude des ouvrages annexes	
Figure V. 1 Profil Creager du déversoir	165
Figure V. 2 Forme du seuil et la contraction des murs du chenal d'écoulement	169
Figure V. 3 Vue de face d'escalier	171
Figure V. 4 Schéma de calcul des démontions des chutes	172
Chapitre VI : Organisation de chantier	
Figure VI. 1 La relation et les rôles des intervenants sur chantier	182

La Liste des planches

Planche N° 1 : Coupe géologique et le profil en long de l'axe de la digue

Planche N° 2 : Les coupes en travers sur les variantes

Planche N° 3 : Coupe en travers de la digue

Planche N° 4 : La ligne de saturation

Planche N° 5 : Calcul de stabilité de la digue

Planche N° 6 : Profil en long de l'évacuateur de crue

Planche N° 7 : Vue en plan de l'aménagement

II.1 Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre, Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines, C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau, L'hydrologie est devenue une science importante de l'art de l'ingénieur intéressé à la l'exploitation et au contrôle des eaux naturelles ,des études hydrologiques plus ou moins poussées sont indispensables pour toute mise en œuvre de projets hydroélectriques, de distribution d'eau, de protection contre les crues ,d'assainissement d'irrigation ,drainage ,de barrages et de navigation fluvial .

Les études hydrologiques donc sont très indispensables, Elles ont pour objectif d'étudier les conditions d'écoulement d'une part, et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger l'ouvrage hydraulique, Les analyses peuvent être basées sur les statistiques si l'on dispose déjà d'un échantillon d'observations de mesures du site étudié, Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liés à une évaluation saine non seulement des débits disponibles en moyenne mais surtout des débits extrêmes (crue-étiage).

II.2 Bassin versant :

Le bassin versant d'un oued au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section, Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval, Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux, Cette limite est déterminée sur la carte topographique, En commençant par un exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

II.2.1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Les paramètres physiographiques ont été estimés en se basant sur les cartes d'état-major (1/50000).



Figure II.1 : Délimitation du bassin versant sur la carte d'état-major d'El Harrouche NJ-32-I-4 ouest à l'échelle 1/50000.

II.2.1.1 Caractéristiques physiographiques du bassin versant

Les paramètres physiographiques étudiés du bassin versant sont définis comme suit :

❖ Surface du bassin versant

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S = 10,74 \text{ Km}^2$$

❖ Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant mesuré est de :

$$P=12,2\text{km}$$

❖ Longueur du talweg principal

La longueur du thalweg principal a pour valeur :

$$L= 2,926\text{km}$$

II.2.1.2 Caractéristiques hydromorphologiques

❖ Indice de compacité de Gravelius "Kc"

Cet indice caractérise la forme du bassin versant, Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

$$Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{II.1})$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

KC : indice de Gravelius

$$KC=1,042$$

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

-si $Kc = 1 \Rightarrow$ bassin parfaitement circularise

-si $KC = 1,128 \Rightarrow$ bassin ramassé

-si $KC > 1,128 \Rightarrow$ bassin allongé

Selon la valeur de $KC = 1,042$ on pourra dire que notre bassin est de forme parfaitement circularis.

❖ 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'influence de la forme sur l'écoulement ,ce rectangle est définit comme le rectangle de longueur (L) et de largeur (l) qui a la même surface (s) ,même périmètre (p) ,même indice de compacité (Kc) et même hypsométrie que le bassin versant étudié

D'où les dimensions rectangles équivalents sont :

- Longueur du rectangle équivalent

$$L_r = \frac{kc\sqrt{s}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{kc} \right)^2} \right] \quad (\text{II.2})$$

$$L_r=5,25\text{Km}$$

- Largeur du rectangle équivalent

$$l_r = \frac{kc\sqrt{s}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II.3)$$

$$l_r = 2,04 \text{ km}$$

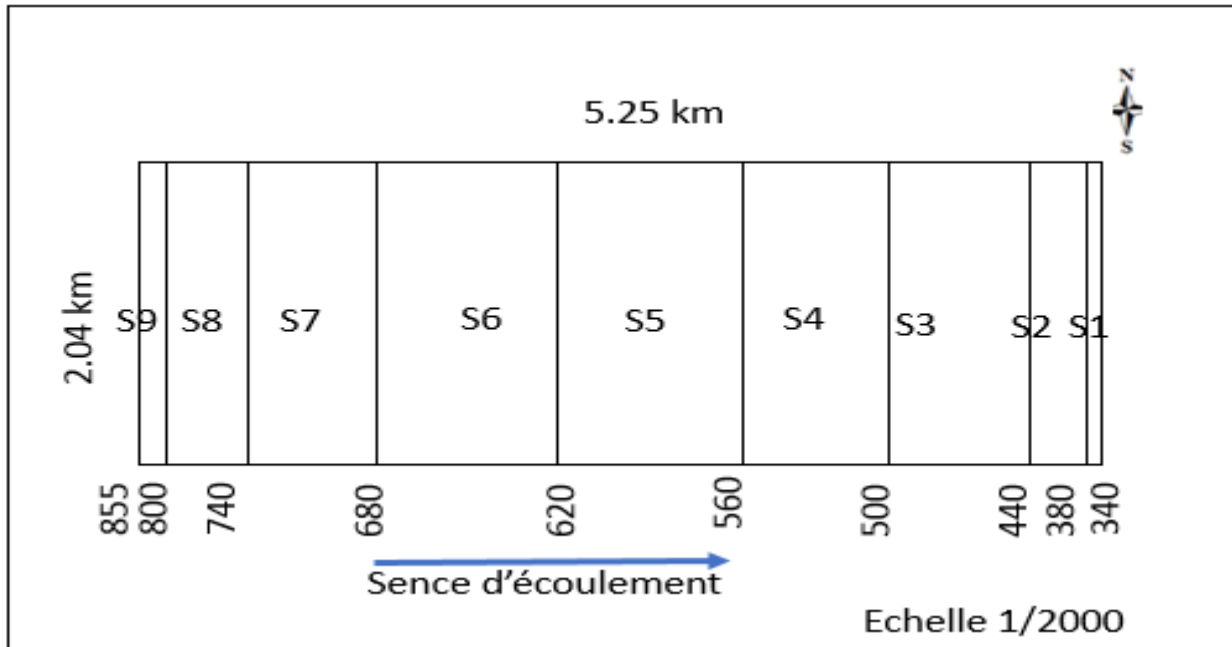


Figure. II.2 : Rectangle équivalent

II.2.1.3 Paramètres du relief

Courbe hypsométrique

Estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes.

La courbe hypsométrique est représentée par la Figure, (II.1).

echelle1/50000

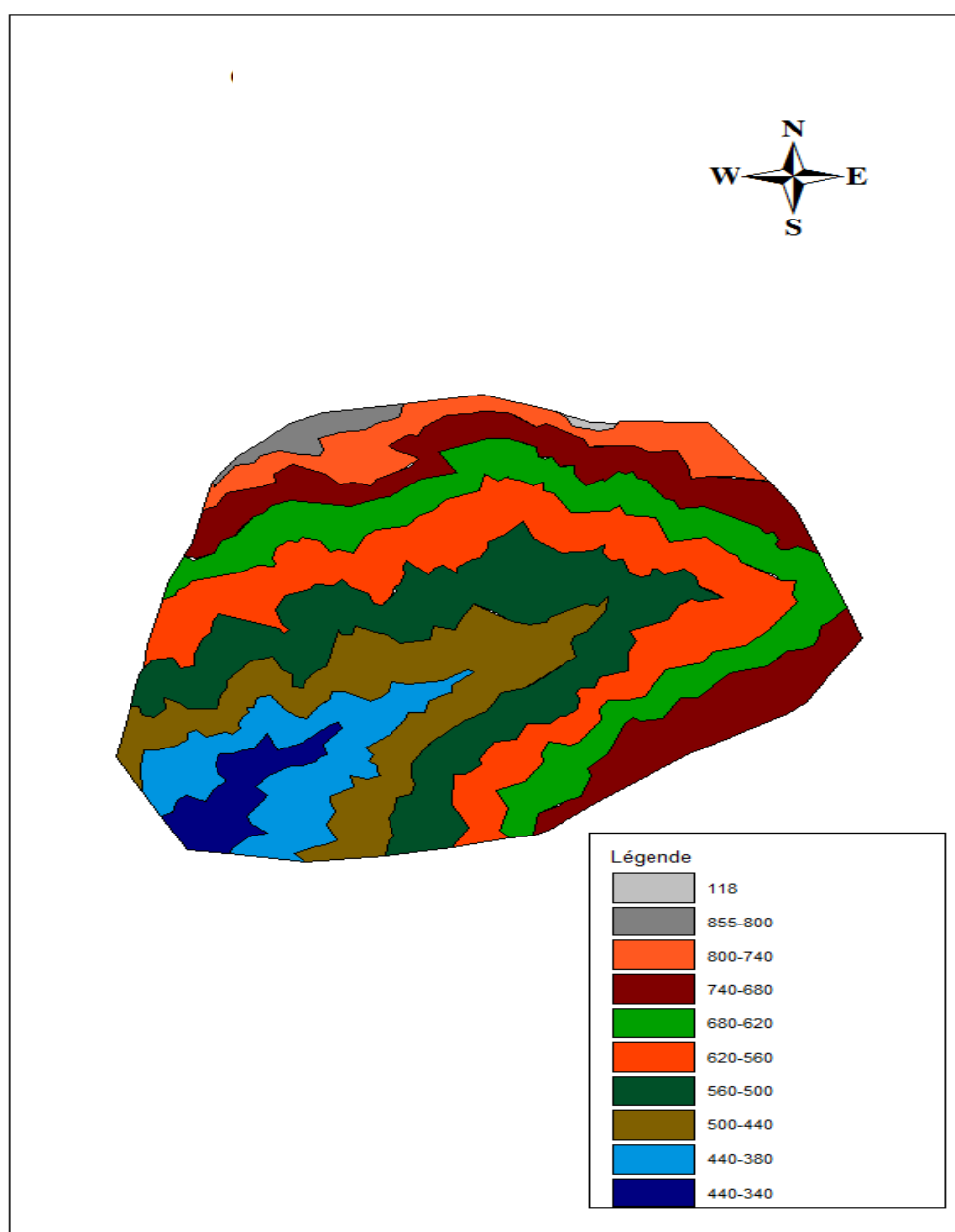
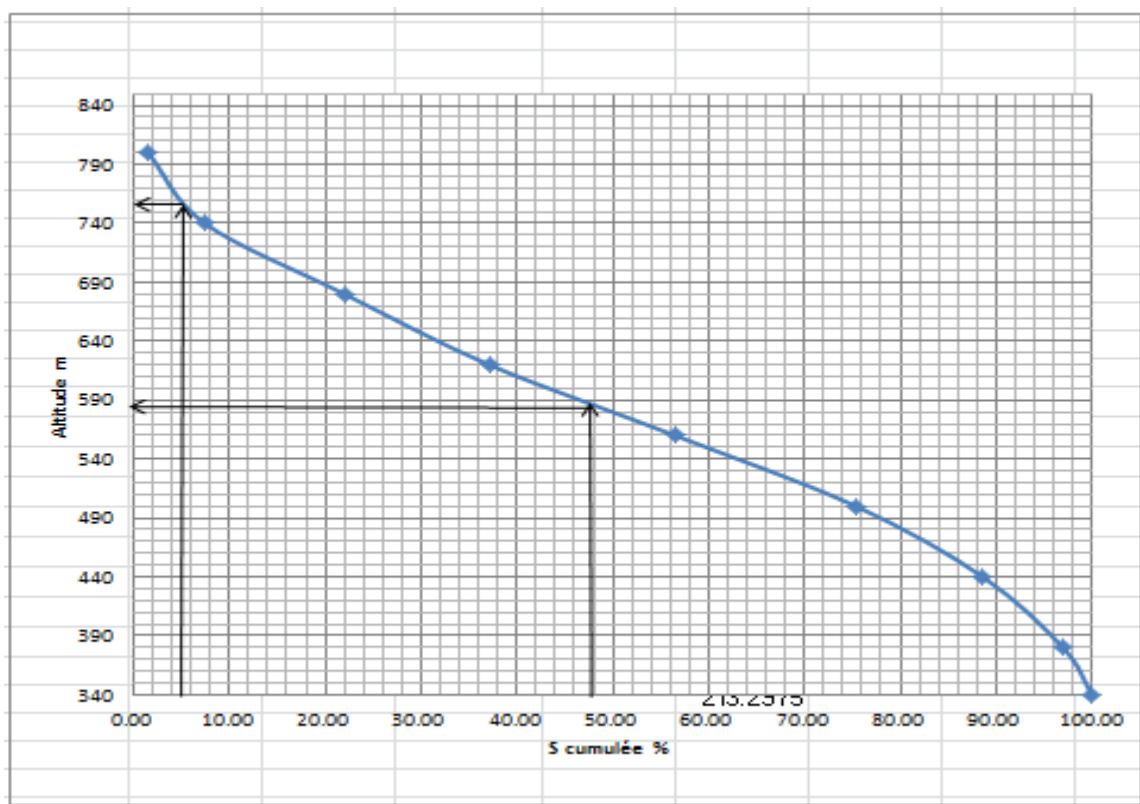


Figure II.3 : Classe des niveaux du bassin versant de la retenue collinaire sur AL ANSAR.

Tableau II.1 répartition des surfaces en fonction des côtes

		La surface			
		Partielle		cumulée	
Altitudes (m)	H _{moy} (m)	Si (Km ²)	Si(%)	S(Km ²)	S(%)
855-800	827,5	0,160848	1,49842335	0,160848	1,498423352
800-740	770	0,637535	5,93913093	0,798383	7,437554282
740-680	710	1,5647	14,576389	2,363083	22,01394329
680-620	650	1,62285	15,1181012	3,985933	37,13204446
620-560	590	2,08003	19,377086	6,065963	56,50913044
560-500	530	2,0236	18,8513969	8,089563	75,36052738
500-440	470	1,42304	13,2567167	9,512603	88,61724407
440-380	410	0,89687	8,35503675	10,409473	96,97228083
380-340	360	0,32501	3,02771917	10,734483	100

**Figure II.04:** Courbe hypsométrique de chaabat AL ANSAR

❖ **Altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à celle 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 :

$$H_{\text{med}} = H_{50\%} = 580 \text{ m,}$$

❖ **Altitude moyenne**

L'altitude moyenne H_m est calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \quad \text{II.4}$$

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

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

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$H_{\text{moy}} = 581,59$$

La Figure, III.2 nous permet de confirmer que notre site se trouve dans les hautes plaines, où les altitudes extrêmes varient entre 300m et 900m

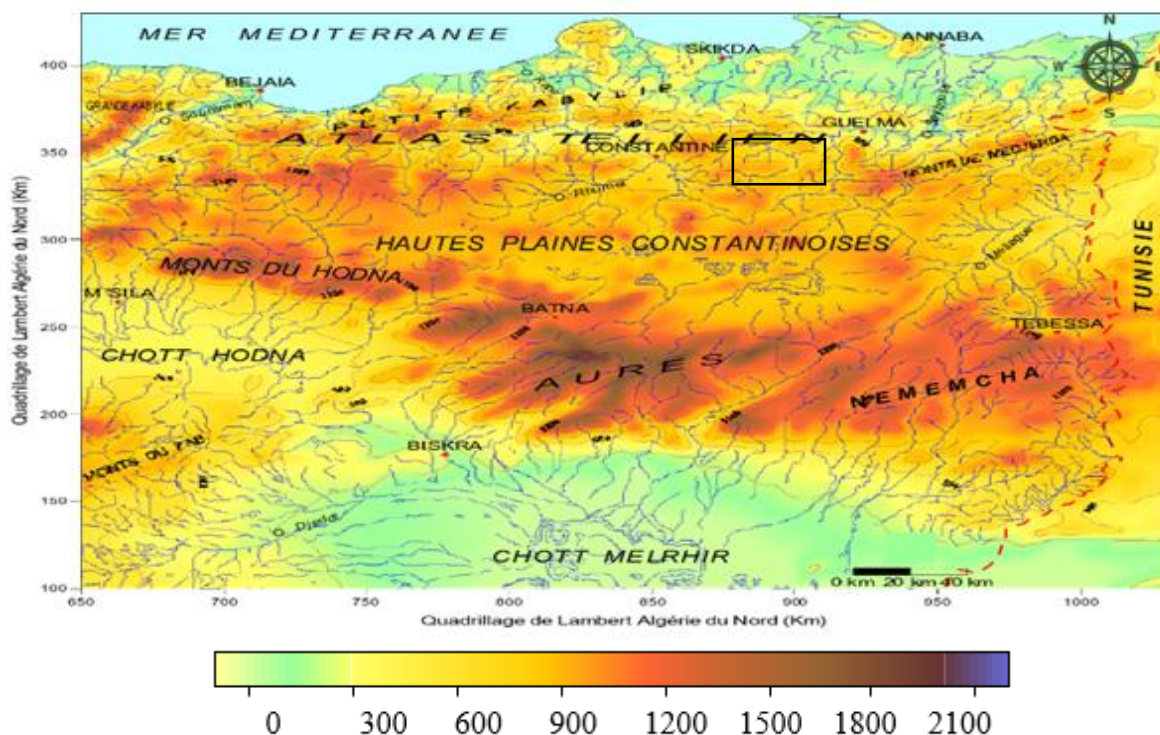


Figure II.5 : Oro-hydrographie de l'Est algérien vue à travers le Modèle Numérique de Terrain

(M,N,T, traité à partir d'une image satellitaire de Eros Data Center de l'U,S, Geological Survey ; réseau hydrographique digitalisé par l'A,N,R,H, sur ArcView à partir des cartes topographiques au 1/ 200 000) source : **Mebarki 2004**

❖ Les indices des pentes

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

• Indice de pente de roche

,l'indice de pente sert à déterminer la pente moyenne avec les données réelles du bassin versant.

Il est déterminé par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{A_i D_i} \quad (\text{II.6})$$

Ou : **L** : longueur du rectangle équivalent du bassin versant (m).

A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}

Les résultats sont enregistrés dans le tableau suivant :

Tableau II. 2.Détermination de la pente de Roche I_p

Altitude (m)	$D_i = H_i - H_{i-1}$ (m)	S_i (km)	$A_i = S_i / S$ (%)	$\sqrt{S_i \cdot A_i}$
855-800	55	0,160848	0,01497654	0,90758443
800-740	60	0,637535	0,0593608	1,88723291
740-680	60	1,5647	0,14568901	2,95657585
680-620	60	1,62285	0,15110335	3,0110133
620-560	60	2,08003	0,19367132	3,40885308
560-500	60	2,0236	0,18841713	3,36229504
500-440	60	1,42304	0,13249907	2,81956453
440-380	60	0,89687	0,08350745	2,23840276
380-340	40	0,32501	0,03026164	1,10021159
Somme		10,74	1,00	21,6917335

$I_p = 1,05\%$

- **Indice de pente globale I_g :**

$$I_g = \frac{D}{L} \quad (\text{II.7})$$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

D = Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ tel que :

$$D = H_{5\%} - H_{95\%}$$

Avec:

$$H_{5\%} = 755\text{m}$$

$$H_{95\%} = 395\text{m}$$

$$L = 4,25 \text{ Km}$$

Tableau II.3: Classification du relief :

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

$$I_g = \frac{755 - 395}{4,25}, \quad I_g = 0,085$$

$I_g > 0,05$, donc notre relief est très fort.

- **Indice de pente moyenne I_{pm}**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle Équivalent, Il est donné par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \quad (\text{II.8})$$

$$I_{pm} = 1,2\%$$

❖ **Pente moyenne du bassin versant**

Il est donné par la formule suivante :

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

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1, L_2, ..., L_n$: les longueurs des courbes de niveaux L en (Km).

S: superficie du bassin versant (Km²).

Tableau I.4 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux

N°	Courbe	ΔH	Longueur (km)
1	855		
2	800	55	1,59
3	740	60	4,197
4	680	60	7,513
5	620	60	7,777
6	560	60	8,275
7	500	60	6,605
8	440	60	1,507
9	380	60	3,155
10	340	40	

A.N : $I_m = 213,297486 \text{ m/km}$.

II.2.2 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

A. Le chevelu hydrographique

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

- **la géologie** : Par sa plus ou moins grande sensibilité à l'érosion, la nature du substratum influence la forme du réseau hydrographique, Le réseau de drainage n'est habituellement pas le même dans une région où prédominent les roches sédimentaires, par comparaison à des roches ignées (i.e, des "roches de feu" dénommées ainsi car ces roches proviennent du refroidissement

du magma), La structure de la roche, sa forme, les failles, les plissements, force le courant à changer de direction.

- **le climat** : le réseau hydrographique est dense dans les régions montagneuses comme notre BV et très humides et tend à disparaître dans les régions désertique.

- **la pente du terrain** : Détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire, Dans les zones plus élevées, les cours d'eau participent souvent à l'érosion de la roche sur laquelle ils s'écoulent, Au contraire, en plaine, les cours d'eau s'écoulent sur un lit où la sédimentation prédomine.

- **la présence humaine** : Le drainage des terres agricoles, la construction de barrages, l'endiguement, la protection des berges et la correction des cours d'eau modifient continuellement le tracé originel du réseau hydrographique.

Afin de caractériser le réseau hydrographique, il est souvent utile de reporter son tracé en plan sur une carte à une échelle adéquate, L'utilisation de photographies analogiques ou numériques est utile à cette identification, Divers paramètres descriptifs sont utilisés pour définir le réseau hydrographique.

- **La topologie (structure du réseau et ordre des cours d'eau) :**

Par topologie, on entend l'étude des propriétés géométriques se conservant après déformations continues, Par extension, la topologie étudie les notions de voisinage et de limite, Appliquée à l'hydrologie, la topologie s'avère utile dans la description du réseau hydrographique notamment en proposant une classification de ceux-ci, A titre d'exemple, on trouve les types dendritiques, en treillis, en parallèle, rectangulaire, à méandre, anastomosé, centripète, etc.

La classification est facilitée par un système de numérotation des tronçons de cours d'eau (rivière principale et affluents), L'ordre des cours d'eau est donc une classification qui reflète la ramification du cours d'eau, La codification des cours d'eau est également utilisée pour la codification des stations de mesures, permettant ainsi un traitement automatisé des données, Il existe plusieurs types de classifications des tronçons des cours d'eau, dont la classification de Strahler (1957) qui est la plus utilisée.

Cette classification permet de décrire sans ambiguïté le développement du réseau de drainage d'un bassin de l'amont vers l'aval, Elle se base sur les règles suivantes :

- ✓ Tout cours d'eau dépourvu de tributaires est d'ordre 1 :

- ✓ Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux;
- ✓ Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau du même ordre est augmenté de 1.

Un bassin versant à l'ordre le plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire, Il existe d'autres classifications de ce type comme celle de Horton (1945) qui est parfois utilisée dans le même but.

Notre bassin versant est de d'ordre 4(voir la figure II.3)

Limite du bassin versant et chevelu hydrographique

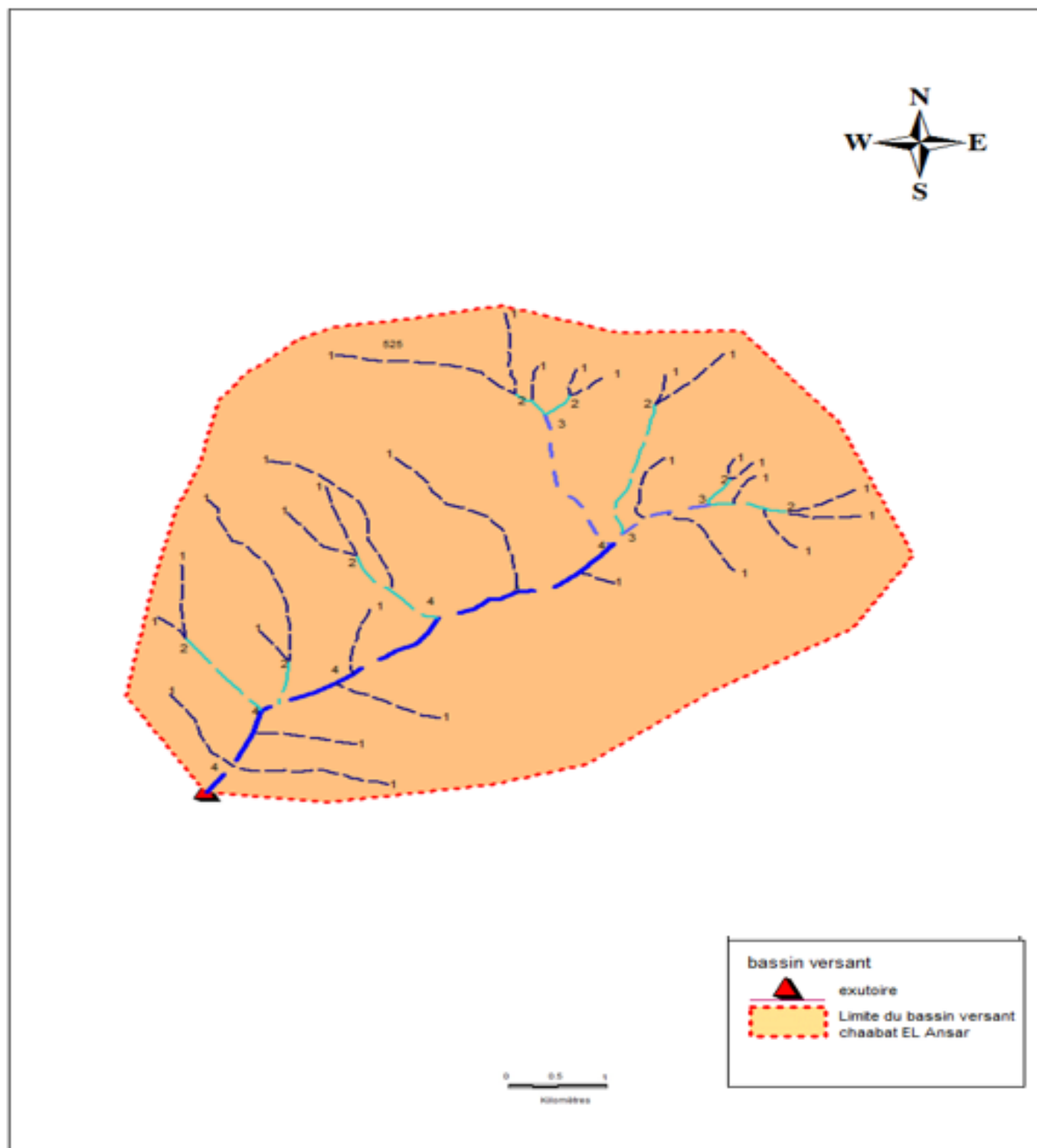


Figure II.06 Réseau hydrographique du bassin versant

❖ Profil en long de l'axe de l'oued

L'oued AL ANSAR présente un profil en long assez régulier. Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/50 000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire, Le profil est dessiné dans la figure II.4

❖ Pente moyenne de cours d'eau principal Ic

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

$$Ic = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (II.10)$$

Avec : ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m), = 440-380=60

ΔL : distance entre ces deux points (km), = 0,9456

A,N : Ic=0,635%

❖ Densité de drainage

Elle est définie pour un bassin versant donnée de surface « S », comme la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, et est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (II.11)$$

$\sum_{i=1}^n L_i$: somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km) 13,093 Km,

S : surface du bassin versant (Km²).

AN: D_d=1,22 Km/Km²

❖ Le coefficient de torrentialité C_t

$$C_t = D_d \cdot F = D_d \cdot \frac{N}{S} \quad II.12$$

Avec : D_d : la densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1, N=29.

S : Surface du bassin versant.

AN C_t=3,29

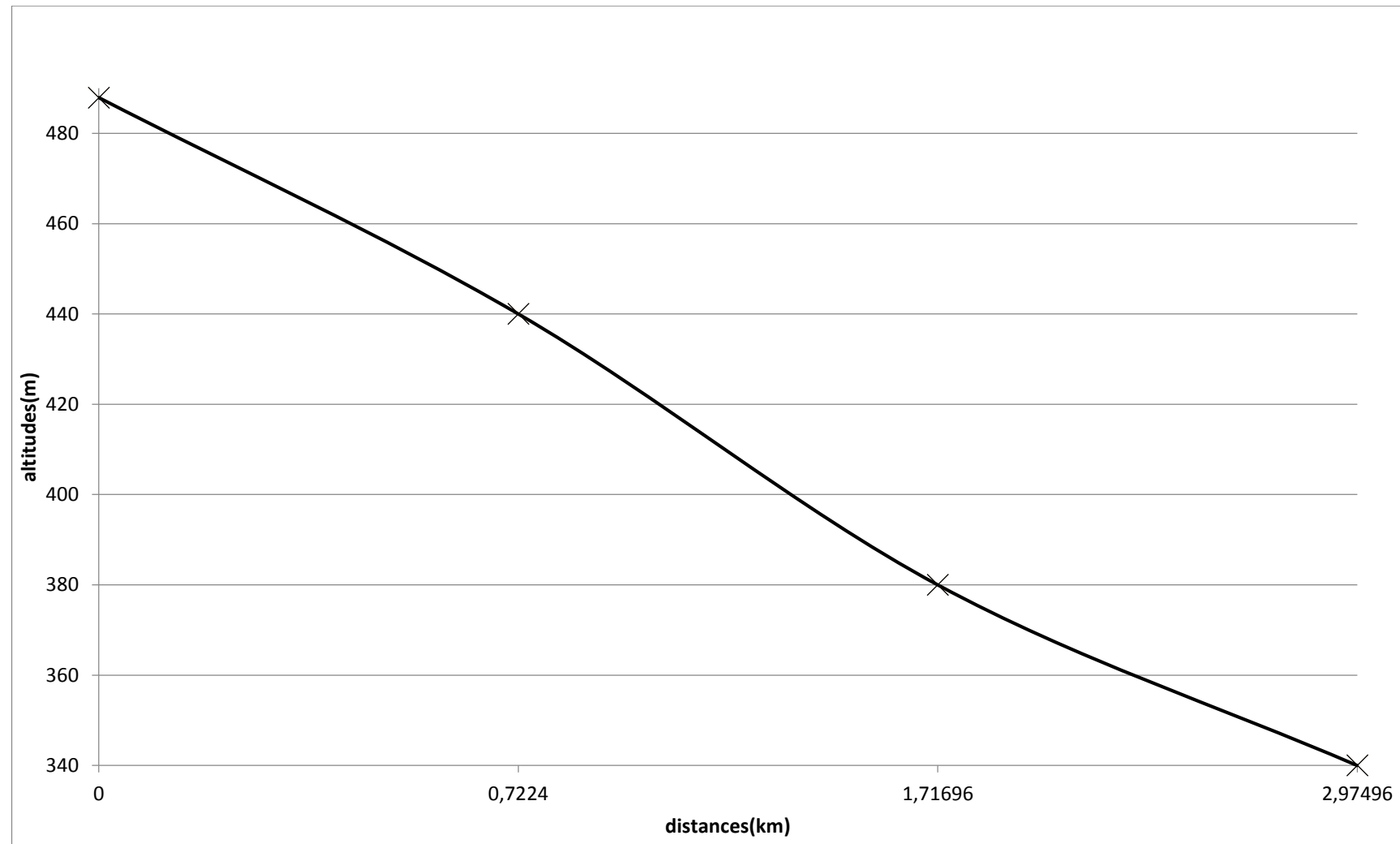


Figure II.07 Profil en long du court d'eau principal

❖ Temps de concentration

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

Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

- *La formule de Giandotti (sud Italie 1937) :*

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)=2,926

S : La superficie du bassin versant (Km²)=10,74

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA)= 581,59m

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).=340m

$$T_c = \frac{4\sqrt{s} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (II.13)$$

$T_c = 1,407$ Heure

❖ Vitesse de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c}, \quad (II.14)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

$V_r = 2,08$ km/h .

Tableau II.5 : Résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant

Désignation	Symbole		Unités	Valeur
Superficie	S		Km ²	10,74
Périmètre	P		Km	12,2
Longueur du thalweg Principal	L		Km	2,926
Indice de compacité	K _C		-	1,04
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	Km	4,25
	Largeur	l _r	Km	1,85
altitudes	Maximale	H _{max}	M	855
	Moyenne	H _{moy}	M	581,57
	Médiane	H _{med}	M	580
	Minimale	H _{min}	M	340
Indice de pente de Roche	I _p		%	1,05
Indice de pente globale	I _g		%	8,5
Indice de pente moyenne	I _{pm}		%	1,2
Densité de drainage	D _d		Km/km ²	1,22
Coefficient de torrentialité	C _t		-	3,29
Temps de concentration	T _c		Heure	1,407
Vitesse de ruissellement	V _r		Km/h	2,08

II.2.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage étude ces ouvrages annexes.

Compte tenu du manque de stations climatologiques dans la zone d'étude,

Tableau II.6 : les coordonnées de la station

(ONM)

Nom de la station	Latitude	Longitude	Altitude	Période
Ain EL Bey	36,28 N	06,62 E	694 m	1981-2005

Données climatologiques de projet :

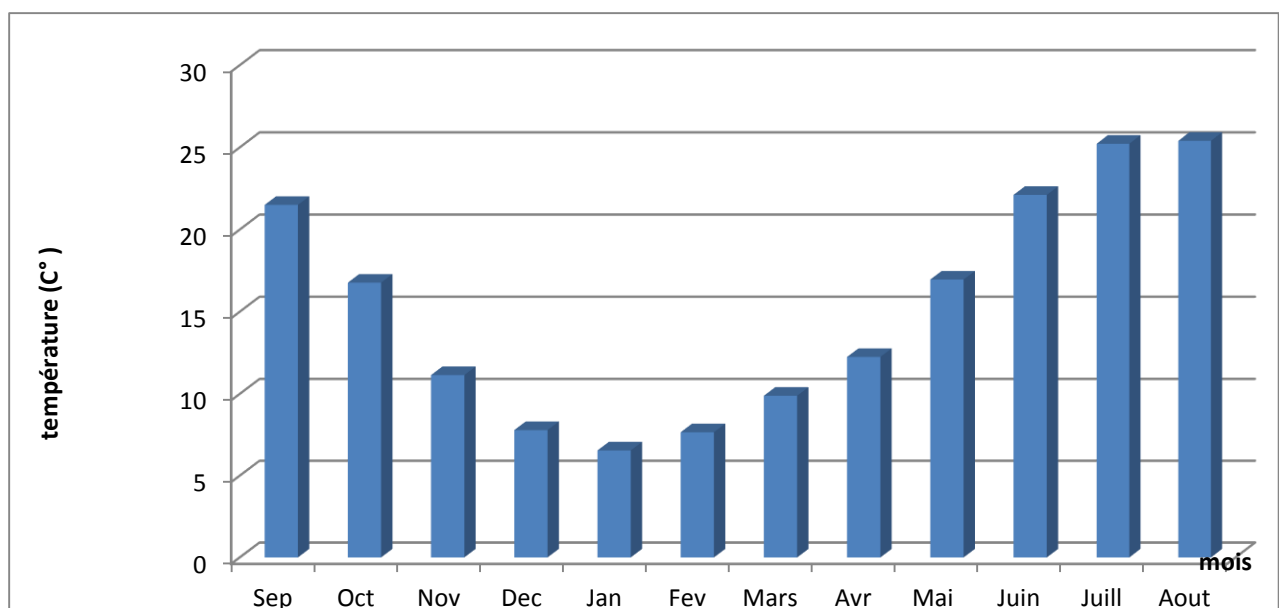
- Température de l'air :
- En Algérie, la présence du Sirocco, un vent chaud et sec qui vient de Sahara, est caractéristique, les températures maximales ont pour origine ce phénomène particulier, qui est accompagné par une humidité qui s'en trouve réduite.
- Dans le tableau II,6 sont portées les températures moyennes annuelles de la station d'Ain EL Bey Constantine pour une période de 15 années.

Tableau II,7 : température moyennes à Constantine

(ONM)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	moy
T(°c)	21,15	16,77	11,15	7,79	6,547	7,657	9,89	12,25	16,96	22,11	25,22	25,42	15,24

La répartition mensuelle de la température est représentée dans la Figure II.8

**Figure II.8** : La répartition mensuelle de la température.

- Humidité de l'air

Les valeurs des humidités mensuelles moyennes, minimales et maximales, pour la station Constantine sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau II.08 : humidité moyenne mensuelle à Constantine

(ONM)

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
H(%)	16,96	22,11	25,22	25,42	15,24	21,15	16,77	11,15	7,79	6,547	7,657	9,89

La répartition mensuelle de l'humidité relative est représentée dans la Figure suivante

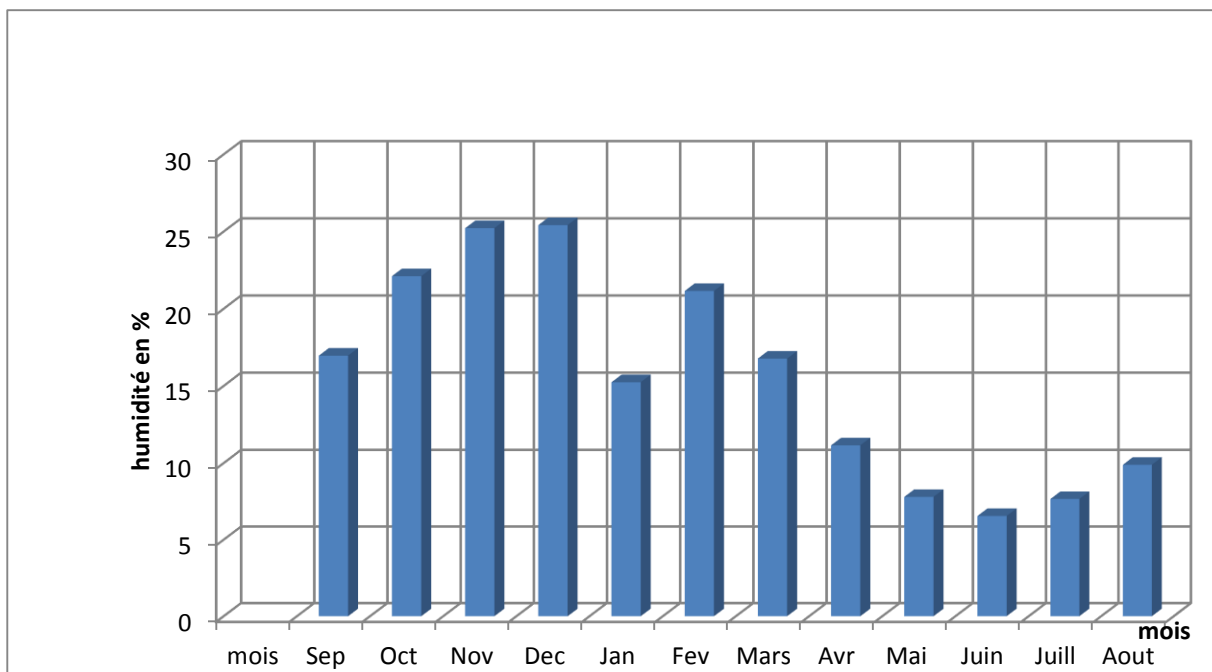


Figure II.9 : La répartition mensuelle de l'humidité.

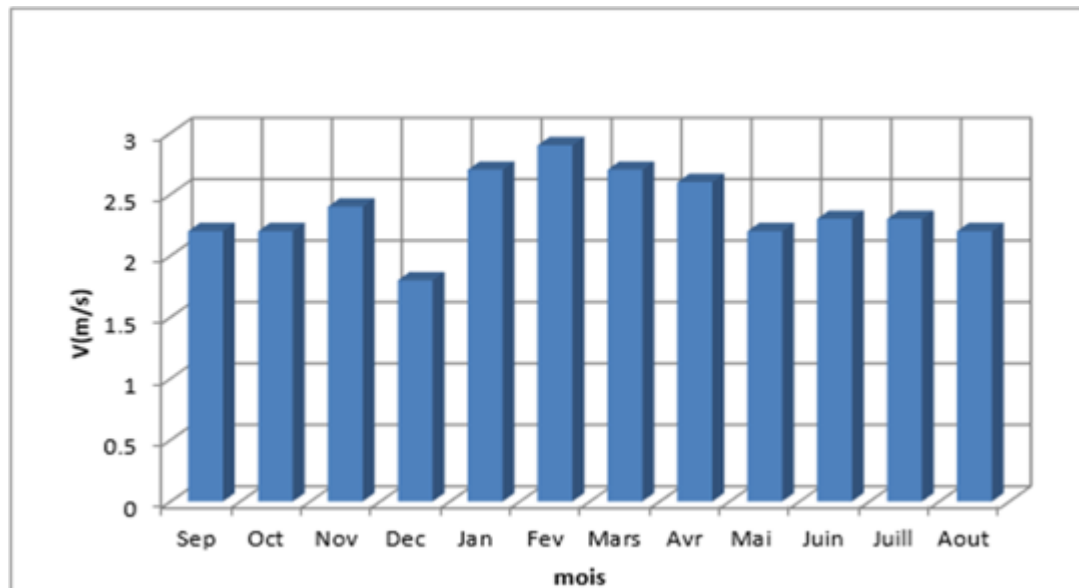
- Vitesse du vent :
- Les valeurs de la vitesse du vent enregistrées au niveau de la station D'AIN EL BEY période 2000/2011 sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.09:vent moyen en (m/s) –période 2000/2011.

(ONM)

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
V (m/s)	2	2,2	2,4	1,8	2,7	2,9	2,7	2,6	2,2	2,3	2,3	2,2

La répartition mensuelle des vents station AIN EL Bey est représentée dans la Figure suivante :

**Figure II.10 :** La répartition mensuelle des vents station AIN EL Bey période 2000/2011.

II.3 Etude des précipitations

L'étude des précipitations est importante dans toute analyse hydrologique, puisqu'elle permet de caractériser le régime pluviométrique et son influence sur les crues, ce qui permet de mieux dimensionner les ouvrages hydrotechniques.

A cause de l'absence des mesures faites directement dans les limites du bassin versant examiné le calcul des précipitations pour le bassin versant de chaabat AL ANSAR

Tableau II.10 : Station utilisée pour les différents calculs :

poste	Code	Période d'observation,	Moyenne (mm)
			observation
EL KHENEG	10-06-20	1978-2011	87

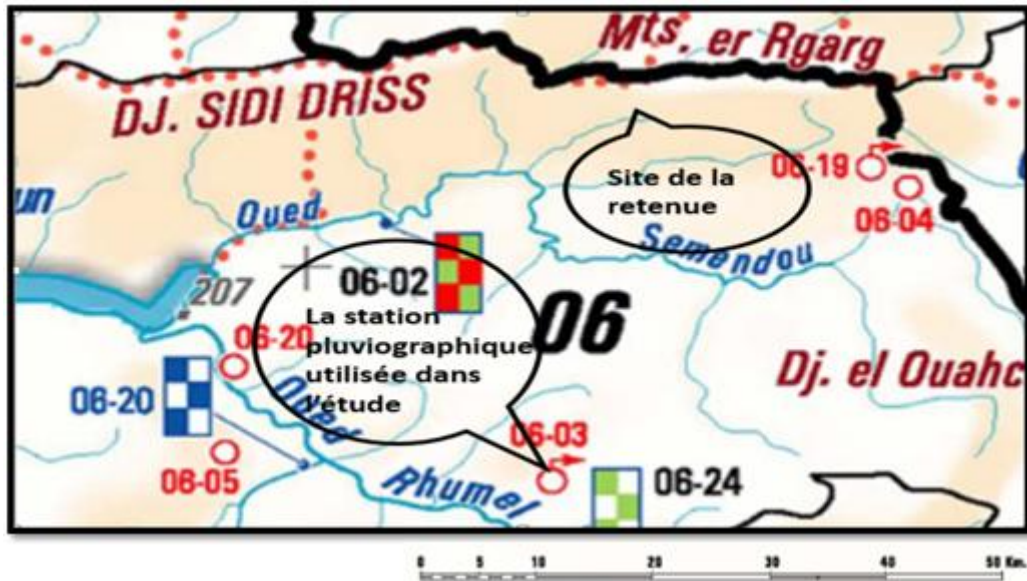


Figure II.11 Localisation de la station pluviographique par rapport au site de la retenue

II.3.1 homogénéité des séries pluviométriques

Avant de procéder au comblement de lacunes et extension des séries pluviométriques, nous avons testé l'homogénéité des séries de pluies moyennes annuelles des différentes stations par l'utilisation du test de Wilcoxon afin de pouvoir détecter et corriger les anomalies ou les valeurs erronées, Le procédé est le suivant:

Nous divisons la série des pluies d'origine en deux sous- séries X et Y telles que N et M représentent les tailles de ces deux sous- séries, généralement n est supérieur à m,

Nous constituons la série XUY après avoir classé la série d'origine par ordre croissant, Nous attribuons à chaque valeur son rang en précisant à quelle sous- série elle appartient, Wilcoxon a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95% pour une variable de GAUSS $u=1,96$ si:

$$W_{\min} < W_x < W_{\max}$$

$$\text{Avec } W_x = \sum |rang|_x \text{ Somme des rangs de sous- série x}$$

Avec :

$$W_x = \sum |rangx| W_x : \text{Somme des rangs de l'échantillon x}$$

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - 1,96 \left[\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right]^{0,5} \quad (\text{II.13})$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min} \quad (\text{II.14})$$

$$W_{\min} = 251,28$$

$$W_{\max} = 360,71$$

$$W_x = 253$$

Les résultats de calcul ont montré que la série pluviométrique d'EL KHENEG est

Homogène

Tableau II.11: Caractéristiques de la série pluviométrique (34ans)

Années	X	Y	Rang (i)	Serie	appartenance	Rang des Xi
1978	355,7		1	131,9	X	1
1979	522,9		2	283,3	X	2
1980	519,6		3	355,6	X	3
1981	453,1		4	355,7	X	4
1982	494,6		5	375,4	X	5
1983	764,5		6	382,7	Y	
1984	435,6		7	400,7	X	7
1985	131,9		8	420,6	Y	
1986	355,6		9	429,6	X	9
1987	475,3		10	435,6	X	10
1988	400,7		11	453,1	X	11
1989	538,9		12	475,3	X	12
1990	551		13	480,6	Y	
1991	429,6		14	494,6	X	14
1992	283,3		15	519,6	X	15
1993	600,4		16	522,9	X	16
1994	642,3		17	538,9	X	17
1995	375,4		18	551	X	18
1996	894		19	557,2	Y	
1997		784,1	20	571,1	Y	
1998		420,6	21	579,1	Y	
1999		480,6	22	584,4	Y	
2000		579,1	23	600,4	X	23
2001		955,3	24	634,2	Y	
2002		890	25	642,3	X	25
2003		658,1	26	658,1	Y	
2004		584,4	27	693,4	Y	
2005		732,9	28	732,9	Y	
2006		634,2	29	764,5	X	29
2007		571,1	30	784,1	Y	
2008		557,2	31	890	Y	
2009		693,4	32	894	X	32
2010		382,7	33	955,3	Y	

II.3.2 Ajustement des Pluies maximales journalières

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

Pour le choix de l'ajustement, et comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon, Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

1)-la loi de log-normale.

2)-la loi de GUMBEL

Tableau II.12: Caractéristiques de la série pluviométrique (34ans)

Caractéristique	Formules	Valeurs
La somme des $p_{\max j}$ (mm)	$\sum_{i=1}^{N=34} X_i$	1594,4
La moyenne des $p_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=34} X_i}{N}$	49,34
L'écart type σ_x , pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N=34} (X_i - \bar{X})^2}{N - 1} \right]^{1/2}$	21,63
Coefficient de variation C_v	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,46
Coefficient d'asymétrie C_s	$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{N=34} (X_i - \bar{X})^3}{(N - 1) \sigma^3}$	1,19

L'exposant climatique pour notre région (**b=0,4**) est donné par l'ANRH de Alger.
(La série des pluies maximales journalières dans l'annexe B).

II.3.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

$$F(X) = e^{-e^{\frac{-x-x_0}{\alpha}}} \quad (\text{II.15})$$

Tel que

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} \quad (\text{II.16})$$

Avec :

F(x) : fréquence au dépassement de la valeur de x.

α, x_0 : coefficients d'ajustement,

α : paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi (gradex).

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : paramètre de position (mode)

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

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

- ✓ Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3, ..., n,
- ✓ calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN,

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (\text{II.17})$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (41)

- ✓ calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :
 $y = -\ln(-\ln(F(x)))$
- ✓ calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »
- ✓ représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

A. Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha)y + x_0 \quad (\text{II.18})$$

Avec :

$(1/\alpha)$: la pente de la droite de GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.13 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.

Période de retour	q	précipitation	Ecart type	Intervalle de confiance
T (ans)				95 %
1000	0,999	155	21,8	113-198
200	0,995	128	16,9	94,6-161
100	0,99	116	14,8	86,8-145
50	0,98	104	12,7	79,0-129
20	0,95	87,9	9,93	68,4-107
10	0,9	75,5	7,86	60,1-91,0
5	0,8	62,7	5,82	51,3-74,1
2	0,5	43,3	4,39	36,5-50,1

B. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon de la station

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et celle de l'échantillon de station d'EL KHENEG est résumée dans le tableau ci-après :

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

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	18,8
Maximum	Aucun	117
Moyenne	46,9	46,9
Ecart –type	22,0	22
Médiane	43,3	42,8
Coefficient de variation(C_v)	0,468	0,468
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1,14	1,25
Coefficient d'aplatissement(C_k)	2,40	4,21

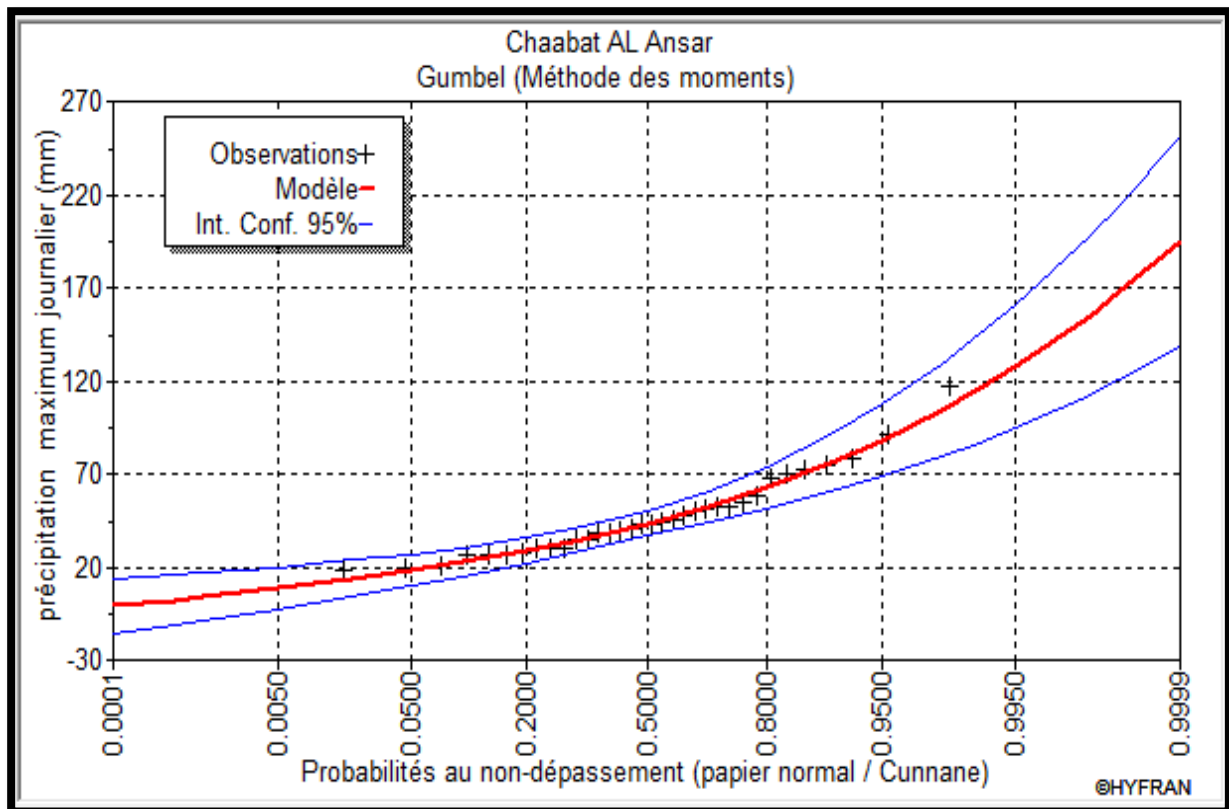


Figure II.12: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.

II.3.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale

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

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-(1/2)u} du \quad (II.19)$$

Ou :

$$U = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS})$$

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

$$\text{Log } x(p\%) = \text{Log } \bar{x} + 6, \text{Log}(p\%) \quad (II.20)$$

$$\text{Log } \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{41} \log x_i}{N} \quad (II.21)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de log-normal (Galton) sont résumés dans le tableau II.13

Tableau II.15 : résultat de l'ajustement à la loi de Galton

Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0,9999	169	31,5	107-231
1000	0,9990	134	21,6	92,0-177
100	0,9900	120	17,9	85,1-155
50	0,9800	106	14,5	78,0-135
20	0,9500	88,7	10,5	68,1-109
10	0,9000	75,4	7,84	60,0-60,7
5	0,8000	61,9	5 ,54	51,1-72,8

C. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon de la station**Tableau II.16** Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	18,8
Maximum	Aucun	117
Moyenne	47,0	46,9
Ecart –type	22,1	22,0
Médiane	42,5	42,8
Coefficient de variation(C_v)	0,470	0,468
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1,51	1,25
Coefficient d'aplatissement (C_k)	7,33	4,21

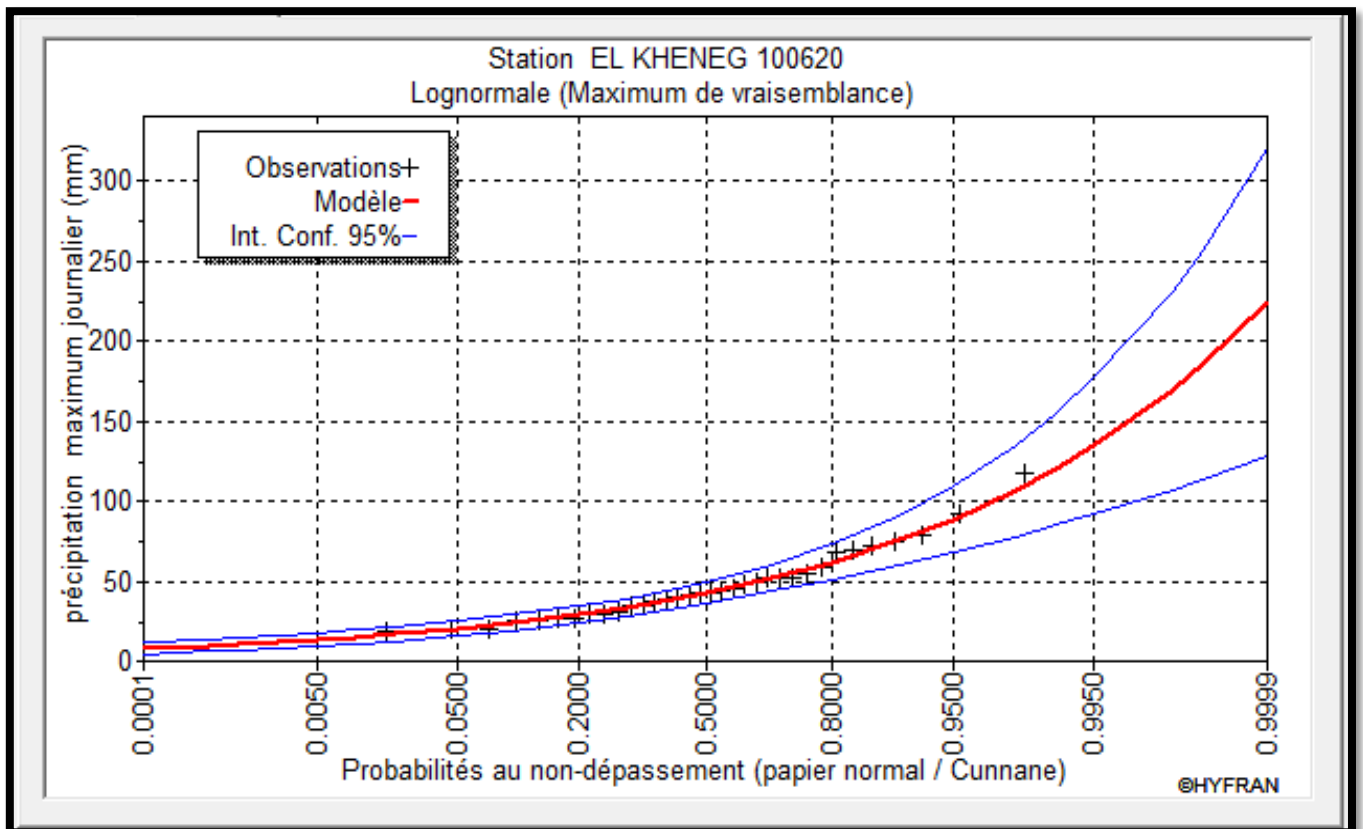


Figure II.13 : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).

❖ **Test de validité de l'ajustement (Test de Khi carrée)**

On calcule χ^2 calculé et le nombre de degré de liberté γ :

On détermine χ^2 théorique sur la table de Pearson (voir tableau dans l'annexe B)

Avec : χ^2 théorique = $g(\gamma, \alpha)$

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0,05$ si et seulement si :

χ^2 calculé $< \chi^2$ théorique.

D'après le logiciel HYFRAN et la table de Pearson du χ^2 ont obtenu les résultats suivant :

Tableau II.17 : paramètre de test de χ^2 .

Loi choisie	Degré de liberty γ	χ^2 calculé	χ^2 théorique
Gumbel	5	4,59	11,07
Log normale	5	4,12	11,07

D. Conclusion :

- ✓ **Le test de χ^2 Pearson** montre que les ajustements (Gumbel, Gulton) sont adéquats
- ✓ D'après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi log-normale (Galton), car tous les points sont plus Proches de la droite de HENRY, Pour une période donnée .

II.3.3 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

- ✓ (24h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule suivante :

$$P_{\max,p\%} = P_{\max,j} \times \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II.22})$$

$P_{\max,p\%}$: pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max,j,p\%}$ (mm)

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

t: temps [heure]

b : Exposant climatique (pour notre région est de 0,40

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante :

$$I_0 = \left(\frac{p_{\max,p\%}}{t} \right) \quad (\text{II.23})$$

Les pluies maximales journalières pour les différent périodes de retour (1000, 100, 50, 20, 10,5) sont présentées dans le tableau suivant :

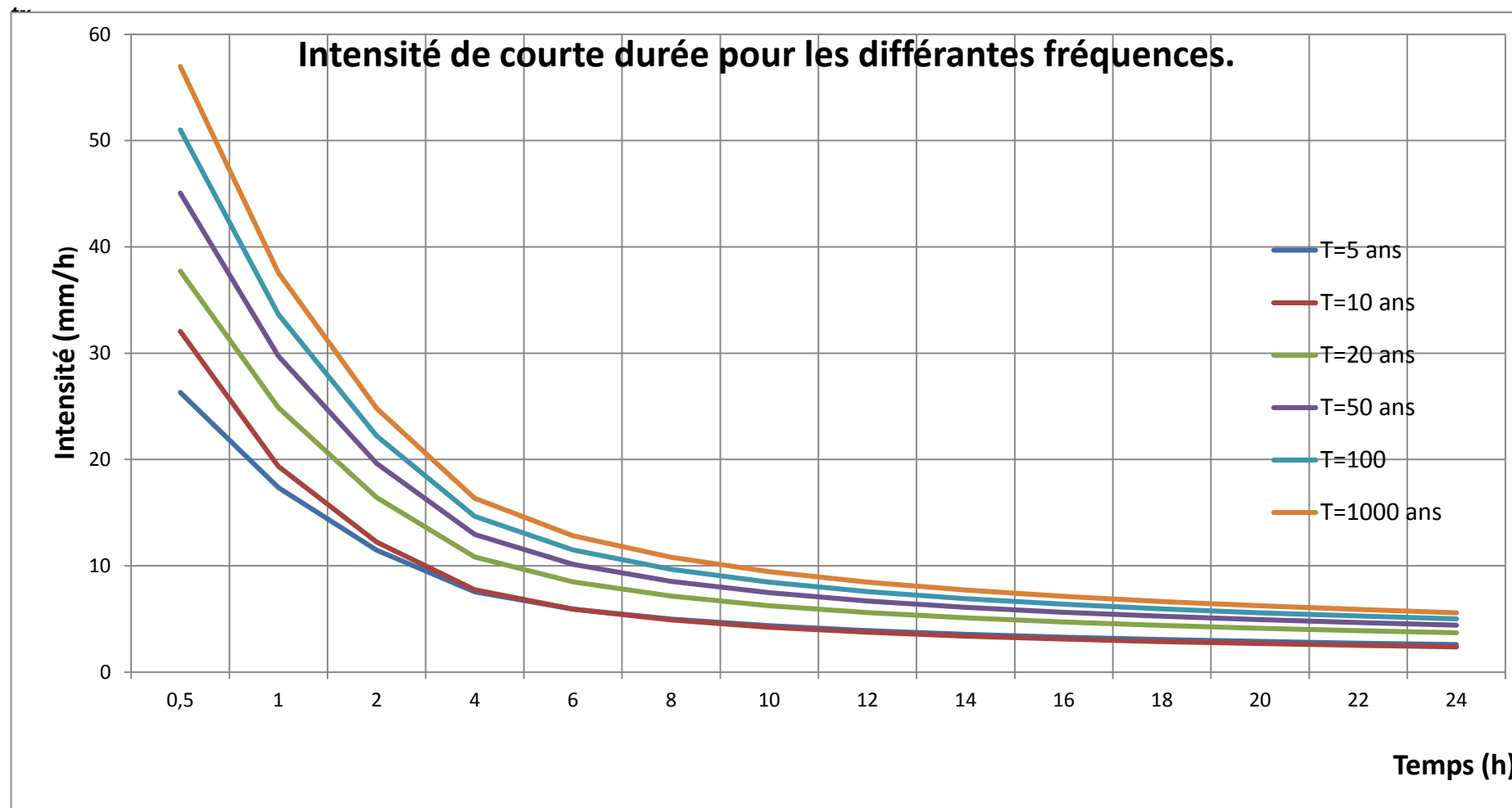
Tableau II.18: Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10	5
Fréquence	0,999	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8
$P_{\max,j}$ (mm)	134	120	106	88,7	75,4	61,9

Les résultats de calcul de $P_{\max,p\%}$ et I_0 sont donnés dans le tableau :

Tableau II.19: les pluies de courte durées et l'intensité de différentes fréquences

	5		10		20		50		100		1000	
Fréquence	20		10		5		2		1		0,2	
pmax,p%	61,9		75,4		88,7		106		120		134	
T(h)	Pmax,p%	I(mm/h)	Pmax,p%	I(mm/h)	Pmax,p%	I(mm/h)	Pmax,p%	I(mm/h)	Pmax,p%	I(mm/h)	Pmax,p%	I(mm/h)
0,5	13,1581294	26,3162	16,0278346	32,05	18,8550255	37,7100511	22,5324995	45,064999	25,50849	51,01698	28,484481	56,968961
1	17,3622559	17,3622	21,1488545	19,35	24,8793554	24,8793554	29,7318114	29,7318114	33,6586544	33,6586544	37,585497	37,585497
2	22,909634	11,4548	27,9060808	12,24	32,8285062	16,4142531	39,2313603	19,6156801	44,4128607	22,2064303	49,594361	24,797181
4	30,2294433	7,5573	36,8222944	7,75	43,3174736	10,8293684	51,7660902	12,9415226	58,603121	14,6507803	65,440152	16,360038
6	35,5522141	5,9253	43,305928	5,93	50,944772	8,9079534	60,8810128	10,1468355	68,9219013	11,4869835	76,96279	12,827132
8	39,8879895	4,9859	48,5873087	4,9	57,1577491	7,14471864	68,3057656	8,5382207	77,3272818	9,66591022	86,348798	10,7936
10	43,612015	4,3612	53,1235206	4,23	62,4941151	6,24941151	74,6829335	7,46829335	84,5467172	8,45467172	94,410501	9,4410501
12	46,9114277	3,909285644	57,1425146	3,75	67,2220297	5,60183581	80,332978	6,69441484	90,942994	7,57858283	101,55301	8,4627508
14	49,895039	3,563931359	60,7768327	3,39	71,4974146	5,10695818	85,4422316	6,10301654	96,7270546	6,90907533	108,01188	7,7151341
16	52,6325177	3,289532358	64,1113382	3,1	75,4201021	4,71375638	90,129998	5,63312488	102,03396	6,3771225	113,93792	7,1211201
18	55,1715461	3,065085893	67,2041127	2,87	79,058419	4,39213439	94,4779303	5,2487739	106,956147	5,94200819	119,43436	6,6352425
20	57,5463987	2,877319937	70,0969057	2,68	82,4614793	4,12307396	98,5447216	4,92723608	111,560062	5,57800311	124,5754	6,2287701
22	59,7826586	2,717393573	72,8208798	2,52	85,6659421	3,89390646	102,374181	4,65337187	115,895299	5,26796815	129,41642	5,8825644
24	61,9	2,579166667	75,4	2,38	88,7	3,69583333	106	4,41666667	120	5	134	5,5833333



FigureII.14: Intensité de courte durée pour les différentes fréquences.

II.4 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,

$$Q=F(P-D)$$

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.

II.4.1 Apport moyen annuel (A₀)

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A₀.

A. Formule de l'ANRH

$$\begin{aligned} \text{On a : } A_{\text{moy}} &= 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842} \\ &= 0,915 \cdot 0,55196^{2,684} \cdot 10,74^{0,842} \end{aligned} \quad (\text{II.24})$$

P : Pluie moyenne annuelle (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²)

$$A_{\text{moy}} = 0,79 \text{ Hm}^3$$

B. Formule de MEDINGUER

On a:

$$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2 \quad (\text{II.25})$$

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm)

P : Pluie moyenne annuelle (m)

$$L_e = 0,092 \text{ m}$$

Et le rapport sera donc :

$$A_0 = L_e \cdot S \quad (\text{II.26})$$

$$A_0 = 0,987 \text{ Hm}^3$$

Formule de TURC

$$Le = P_{moy} - D \quad (II.27)$$

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

D : Déficit de l'écoulement (mm).

$$D = \left[\frac{P_{moy}}{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L} \right)} \right]^2 \quad (mm) \quad (II.28)$$

$$L : \text{Variable théorique} \quad L = 300 + 25 T_{moy} + 0,05 (T_{moy})^3 \quad (II.29)$$

T_{moy} : Température moyenne annuelle = 15,24°C

$$AN : L = 857,98 ; \quad D = 420,06 \text{ mm},$$

$$Le = 131,9 \text{ mm} \quad , \quad A_0 = 1,416 \text{ Hm}^3/\text{h}$$

C. Formule de SAMIE

$$\begin{aligned} Le &= P_0^2 (293 - 2,2 \sqrt{S}) \\ (II.30) \quad &= 551,961^2 (293 - 2,2 \sqrt{10,74}) \end{aligned}$$

$$Le = 87,07 \text{ mm}$$

$$A_0 = Le.S$$

$$A_0 = 0,935 \text{ Hm}^3$$

D. Formule de J-DERY (1977)

$$M_0 = 11,8, P_{moy}^{2,82} \quad (II.31)$$

M_0 : module spécifique moyen (l/s/km²)

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

$$M_0 = 2,2008 \text{ l/s/Km}^2$$

L'apport sera donc $A_0 = M_0.S.T$ avec :

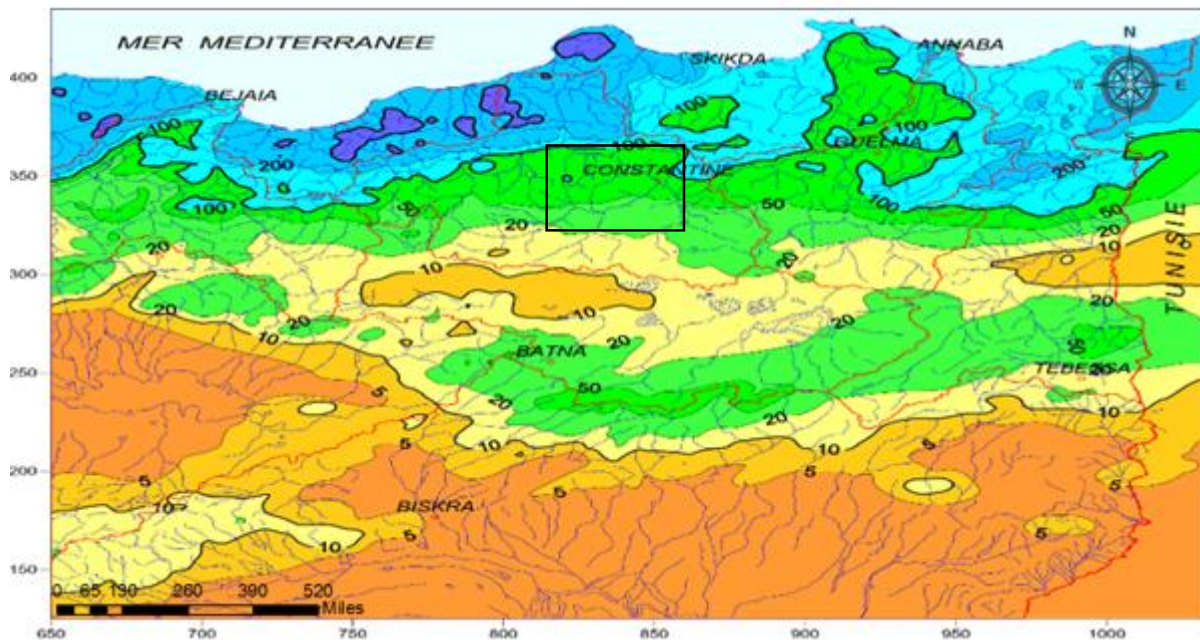
S : surface du bassin versant (km²)

T : le temps d'une année en secondes

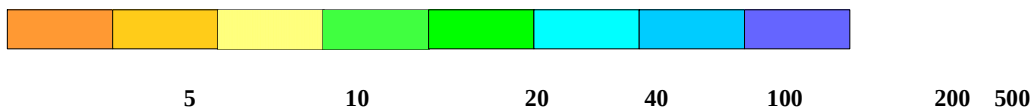
$$A_0 = 0,748 \text{ Hm}^3$$

Tableau II.20: Tableau récapitulatif des apports

La formule	L'apport moyen annuel (Hm^3)	Lame d'eau écoulee (mm)
l'ANRH	0,79	43,48
MEDINGUER	0,987	91,89
TURC	1,416	131,84
SAMIE	0,935	87,06
J-DERY (1977)	0,748	69,65



Lames d'écoulement annuel "normal" (1965-95) en mm (bilan hydrologique et ETR Turc)

**Figure II.15:** Carte de l'écoulement annuel moyen d'après le modèle LOIEAU distribué (Période moyenne 1965-95 : lames écoulées moyennes cartographiées à partir de 30 x 12 grilles mensuelles) source : PADOUN N-N,1973

On a opté pour les résultats de la formule de l'ANRH, la carte d'écoulement annuel nous permet de confirmer que la lame d'eau obtenue par la formule de l'ANRH ($Le=43,48\text{mm}$) est dans les normes d'après le modèle (LOIEAU).

Caractéristiques de l'écoulement

A. Coefficient de l'écoulement

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy}$ (II.32)

$$C_e = 0,34$$

B. Coefficient de variation

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

1-/ Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log_{10} M_{er} - 0,063 \log_{10} (S + 1) \quad (II.33)$$

M_{er} : Module de l'écoulement relatif.

$$C_v = 0,53$$

Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ

$$C_v = \frac{0,7}{(M_r)^{-0,127}} \quad (II.34)$$

$$C_v = 0,83$$

Formule de ANTONOV

$$C_v = 0,7 / (S + 1000)^{0,097} \quad (II.35)$$

$$C_v = 0,36$$

Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$C_v = 0,83 / (S^{0,06}, q^{0,27}) \quad (II.36)$$

q : module de l'écoulement relatif $C_v = 0,49$

Formule Algérienne de N.N PADOUM

Cette formule donne des bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord cette relation s'écrit comme suit : $C_v = 0,93 K / M_{er}^{0,23}$ (II.37)

Avec : K : coefficient de réduction $K = (0,25 - 1,00)$ on prend $K = 0,50$

M_0 : module spécifique du bassin versant en $(l/s/km^2)$.

$$C_v = 0,337$$

Tableau II,21: Tableau récapitulatif des Cv

La formule	Le coefficient de variation Cv
SOKOLOVSKI	0,53
OURKGUIPROVODKHOZ	0,83
ANTONOV	0,36
KRISTEKLY MENKEL	0,49
Algérienne de N.N PADOUM	0,337

On prend le coefficient de variation donné par la formule empirique de ANTONOV :

$$Cv=0,36$$

III.4.1 Estimation fréquentielle des apports

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

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{Cv^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(CV^2 + 1)}} \quad (II.38)$$

A% : Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3).

Cv : Coefficient de variation.

$$A\% = \frac{1,37}{\sqrt{0,36^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(0,36^2 + 1)}}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (22)

Tableau II.22: Les apports de différentes fréquences

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Fréquence P(%)	80	10	5	2	1	0,1
La variable de Gauss	-0,84	1,28	1,64	2,05	2,33	3,10
Apport (Hm^3)	0,4665	1,5115	1,845	2,3165	2,6610	4,1468

Donc $A_{80\%} = 0,4670 \text{ } Hm^3$,

II.4.3 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations (tableau II.22). On a donc : $A_{80\%} = 0.4665 \text{ Hm}^3$ (remplissage garanti de 8 années sur 10) :

Tableau II.23 : répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport :

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	av	mai	j	jui	août	Total
P (mm)	14,11	16,42	22,22	23,72	21,13	19,95	20,05	19,29	18,11	10,33	3,11	8,1	45,63
A (Hm^3)	0,033	0,0390	0,052	0,0563	0,0502	0,0474	0,0476	0,045	0,043	0,024	0,007	0,019	0,467

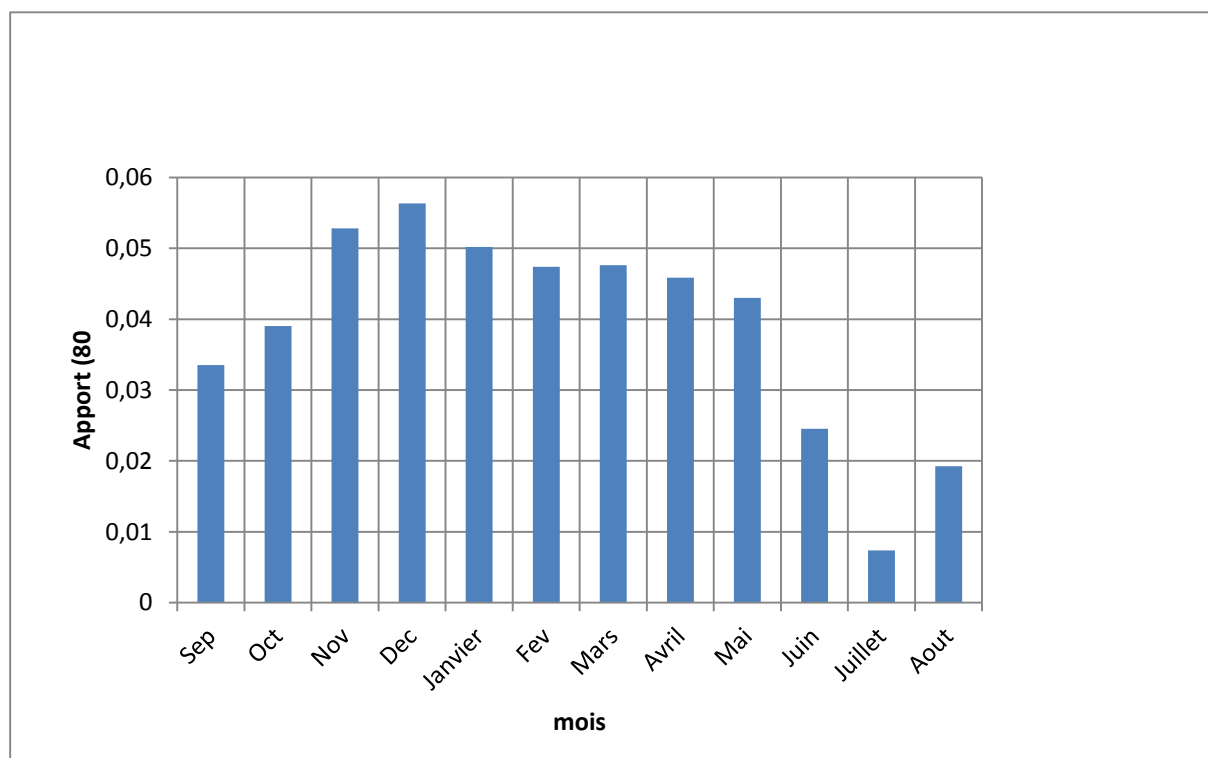


Figure II.16 La répartition mensuelle des apports en Mm^3

II.5 Etude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes, La fréquence centennale (1%) est retenue pour le calcul de la crue de projet pour des raisons de sécurité et d'économie.

Pour des cas particuliers ou des biens d'équipements importants qui sont localisées à l'aval, Le choix d'une fréquence plus rare n'est pas exclu.

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

Les paramètres définissant une crue sont :

Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

- 1- Le volume de la crue.
- 2- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- 3- Le temps de base.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.

II.5.2 Formules empiriques pour la détermination de la crue:

1- Formule de MALLET-GAUTHIER

On a :

$$Q_{\max \%} = 2k \log(1 + AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (\text{II.39})$$

$Q_{\max \%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

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

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

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : $1 < K < 3$ On prend $K = 1,5$.

A : Paramètre qui caractérise la géographie et le climat du bassin $A = 20$.

T : Période de retour (an).

Le tableau (15) nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau II.24 : Débits maximums des crues de différente période de retour selon **MALLET-GAUTHIER**:

Période de retour	10	20	50	100	500	1000
Fréquence (%)	10	5	2	1	0,2	0,1
$Q_{\max}$ (m^3/s)	0,373	0,486	0,636	0,749	1,011	1,124

2-Formule de SOKOLOVSKY

On a :

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0)\alpha FS}{T_c} \quad (\text{II.40})$$

F : Coefficient de forme de la crue : $F = 12 / (4+3,\gamma)$

H_0 : C'est la perte d'eau initiale, Au nord de l'Algérie $H_0=7$ mm

Pour $1^\circ - S < 50 \text{ Km}^2$ $\gamma = 2,$

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2,5$

Pour un bassin boisé $3 \leq \gamma \leq 4,$

On prend : $\gamma = 2$ D'où : **F = 1,2**

S : Superficie du bassin (Km^2).

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

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}} \quad (\text{II.41})$$

Avec :

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

H_0 : perte d'eau initiale

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau (16).

Tableau II.25: Débits maximums des crues de différentes périodes de retour selon **SOKOLOVSKY**

Fréquence	0,1%	1 %	2 %	5%	10%	20%
Période de retour (an)	1000	100	50	20	10	5
Pct(mm)	43,00	38,51	34,02	28,46	24,19	19,863
α %	0,449	0,365	0,334	0,286	0,242	0,255
$Q_{\max p\%}(\text{m}^3/\text{s})$	39,441	32,665	26,179	18,638	13,312	8,455

3- Formule de POSSENTI

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu P_{\max j\%} S}{L_p} \quad (\text{II.42})$$

$P_{\max j\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée,

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend $\mu = 700$.

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km), $L_p=4.25$

On obtient les résultats ci-après – Tableau II.25:

Tableau II.26: Débits maximums des crues de différentes périodes de retour selon **POSSENTI**

Période de retour	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0,1	1	2	5	10	20
$P_{\max j\%}$	134	120	106	88,7	75,4	61,9
$Q_{\max}(m^3/s)$	57,57	51,55	45,53	38,105	32,39	26,59

4- Formule de TURRAZA

On a:

$$Q_{\max j\%} = \frac{C \cdot I_{tc}}{3,6} A \quad (\text{II.42})$$

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

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

Tableau II.27: Débits maximums des crues de différentes périodes de retour selon la formule de **TURRAZA**

Fréquence (%)	0,1	1	2	5	10
C	0,8	0,7	0,699	0,666	0,6
I_{tc}	30,71	27,51	24,29	20,33	19,35
$Q_{\max}(m^3/s)$	73,29	57,45	50,65	40,39	34,64

Tableau II.28: récapitulatif des résultats de débits maximums de crue :

Formule	Q_{1%} (m³/s)	Q_{2%} (m³/s)	Q_{5%} (m³/s)	Q_{10%} (m³/s)
Mallet - Gauthier	112,4	101,1	63,6	48,6
Sokolovski	32,665	26,179	18,638	13,312
Possenti	45,53	38,105	32,39	26,59
Turraza	73,29	50,65	40,39	34,64

- La formule de Sokolovski est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, 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).
- Nous adoptons le débit maximal de crue centennale donné par la formule de SOKOLOVSKI étant donné que la méthode adoptée pour le tracé de l'hydrogramme de crue est celle de SOKOLOVSKI qui a une relation directe avec la formule de débit maximale de crue.

Tableau II.29 : Débits maximums des crues de différentes périodes de retour par la formule choisie

Fréquence	0,1%	1 %	2 %	5%	10%	20%
Période de retour	1000	100	50	20	10	5
Q maxp%(m ³ /s)	39,441	32,665	26,179	18,638	13,312	8,455

II.5.2 Hydrogramme de crue

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

- ❖ La forme de la crue.
- ❖ Le volume de la crue.
- ❖ La durée de la crue.
- ❖ Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKI qui divise l'hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une le temps de montée et l'autre pour la décrue.

Pour le temps de montée

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \quad (\text{II.43})$$

T_m : Temps de montée qui est égale au temps de concentration, $T_m = 1,4 \text{ h}$

Pour la décrue:

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \quad (\text{II.44})$$

Avec: $T_d = \delta T_m$ (Sokolovski)

$$T_d = 2,5 * 1,4 = 3,5 \text{ h}$$

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

Tableau II.30 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

Condition	S
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables,	2 à 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 à 4
<i>Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues,</i>	4 à 7

Pour notre bassin $\delta = 2,5$.

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau (II.31).

Tableau II.31 : les débits des crues

	La fréquence	0,10%	1%	2%	5%	10%	20%
	Q_{max} (m³/s)	39,441	32,665	26,179	18,638	13,312	8,45479
	T_{montée}(heures)	0	0	0	0	0	0
0	0						
0,1	0,1	0,2012	0,1667	0,1336	0,0951	0,0679	0,0431
0,2	0,2	0,8049	0,6666	0,5343	0,3804	0,2717	0,1725
0,3	0,3	1,8111	1,4999	1,2021	0,8558	0,6113	0,3882
0,4	0,4	3,2197	2,6665	2,1371	1,5215	1,0867	0,6902
0,5	0,5	5,0307	4,1665	3,3392	2,3773	1,6980	1,0784
0,6	0,6	7,2443	5,9997	4,8084	3,4233	2,4451	1,5529
0,7	0,7	9,8603	8,1663	6,5448	4,6595	3,3280	2,1137
0,8	0,8	12,8787	10,6661	8,5482	6,0859	4,3468	2,7607
0,9	0,9	16,2996	13,4993	10,8189	7,7024	5,5014	3,4941
1	1	20,1230	16,6658	13,3566	9,5092	6,7918	4,3137
1,1	1,1	24,3488	20,1656	16,1615	11,5061	8,2181	5,2195
1,2	1,2	28,9771	23,9988	19,2336	13,6932	9,7802	6,2117
1,3	1,3	34,0078	28,1652	22,5727	16,0705	11,4782	7,2901
1,4	1,4	39,4410	32,6650	26,1790	18,6380	13,3120	8,4548
1,5	0,1	20,9236	29,9444	23,9986	17,0857	12,2033	7,7506
1,6	0,2	19,1312	27,3792	21,9427	15,6220	11,1579	7,0866
1,7	0,3	17,4442	24,9648	20,0078	14,2444	10,1739	6,4617
1,8	0,4	15,8593	22,6967	18,1901	12,9503	9,2496	5,8747
1,9	0,5	14,3735	20,5704	16,4859	11,7370	8,3831	5,3243
2	0,6	12,9836	18,5811	14,8917	10,6020	7,5724	4,8094
2,1	0,7	11,6862	16,7245	13,4036	9,5427	6,8157	4,3289
2,2	0,8	10,4783	14,9958	12,0182	8,5563	6,1113	3,8814
2,3	0,9	9,3566	13,3906	10,7317	7,6404	5,4571	3,4659
2,4	1	8,3180	11,9042	9,5405	6,7923	4,8513	3,0812

2,5	1,1	7,3593	10,5320	8,4408	6,0094	4,2921	2,7260
2,6	1,2	6,4771	9,2696	7,4290	5,2891	3,7777	2,3993
2,7	1,3	5,6685	8,1123	6,5016	4,6287	3,3060	2,0997
2,8	1,4	4,9301	7,0556	5,6547	4,0258	2,8754	1,8262
2,9	1,5	4,2588	6,0949	4,8847	3,4776	2,4839	1,5776
3	1,6	3,6514	5,2256	4,1880	2,9816	2,1296	1,3526
3,1	1,7	3,1047	4,4432	3,5610	2,5352	1,8107	1,1500
3,2	1,8	2,6155	3,7430	2,9998	2,1357	1,5254	0,9688
3,3	1,9	2,1805	3,1206	2,5010	1,7806	1,2717	0,8077
3,4	2	1,7967	2,5713	2,0607	1,4671	1,0479	0,6655
3,5	2,1	1,4608	2,0906	1,6755	1,1928	0,8520	0,5411
3,6	2,2	1,1696	1,6738	1,3415	0,9550	0,6821	0,4332
3,7	2,3	0,9199	1,3165	1,0551	0,7512	0,5365	0,3408
3,8	2,4	0,7086	1,0140	0,8127	0,5786	0,4133	0,2625
3,9	2,5	0,5324	0,7619	0,6106	0,4347	0,3105	0,1972
4	2,6	0,3881	0,5554	0,4451	0,3169	0,2263	0,1438
4,1	2,7	0,2726	0,3901	0,3126	0,2226	0,1590	0,1010
4,2	2,8	0,1826	0,2613	0,2094	0,1491	0,1065	0,0676
4,3	2,9	0,1150	0,1646	0,1319	0,0939	0,0671	0,0426
4,4	3	0,0665	0,0952	0,0763	0,0543	0,0388	0,0246
4,5	3,1	0,0341	0,0488	0,0391	0,0278	0,0199	0,0126
4,6	3,2	0,0144	0,0206	0,0165	0,0117	0,0084	0,0053
4,7	3,3	0,0043	0,0061	0,0049	0,0035	0,0025	0,0016
4,8	3,4	0,0005	0,0008	0,0006	0,0004	0,0003	0,0002

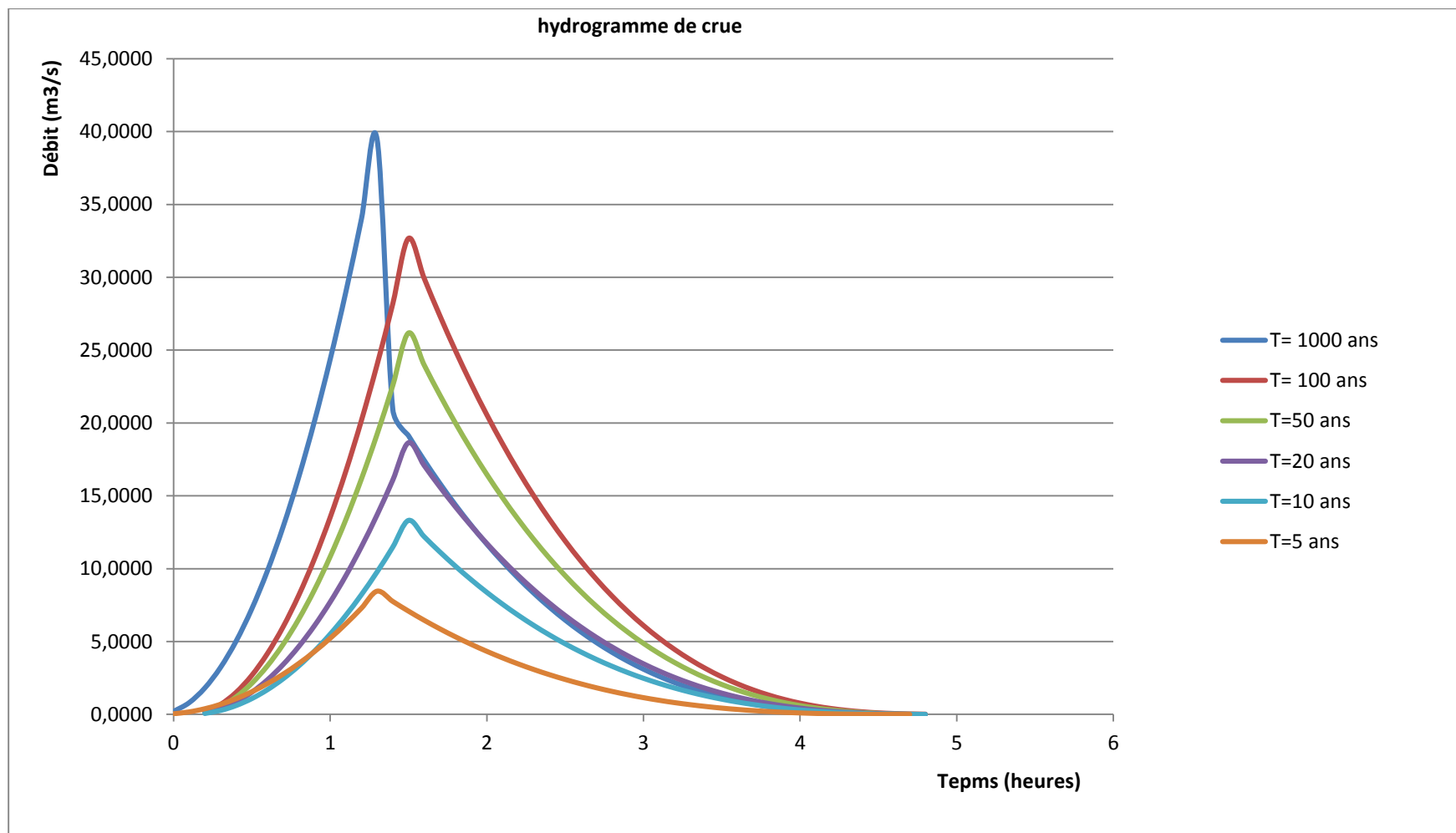


Figure II.17 : Hydrogramme de crue.

II.5.3 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée.

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.

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.

Tableau II.32 Crues de projet Crue de projet recommandée selon ANCOLD, 1986(RIBEIRO, 2009)

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

- Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie–perméabilité...)
- On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \quad (\text{III.45})$$

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

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

I_r : représente les risques.

SI :

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

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

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

Tableau II.33 : Choix de la crue de projet selon ANCOLD, 1986(RIBEIRO, 2009)

Risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{\max}(1\%)+\text{revanche}$	$Q_{\max}(1\%) + \text{revanche majorée avec vérification pour } Q_{\max}(0,1\%) \text{ et } Q_{\max}(0,2\%)$	$Q_{\max}(0,1\%)$

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennale

$$Q_{\text{crue}} = 32,6650 \text{ m}^3/\text{s}$$

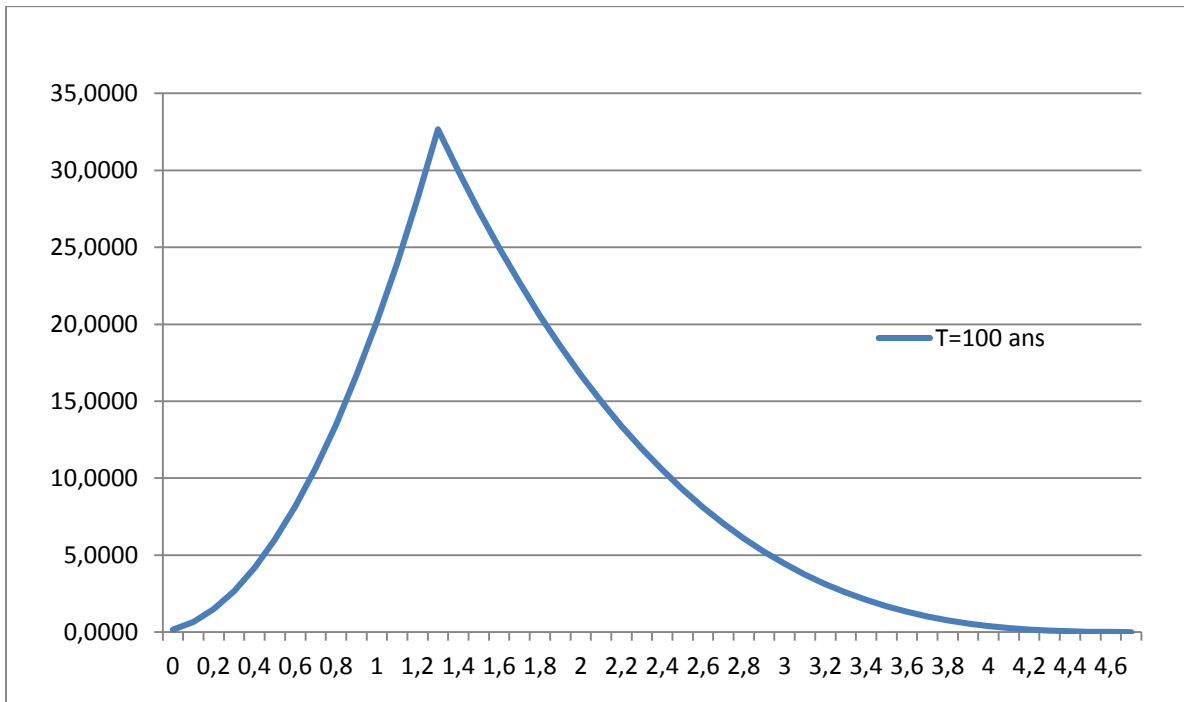


Figure II.18: Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 100ans

II.5.4 Choix de la crue de chantier

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Dans notre bassin la crue de chantier est calculée avec une probabilité de 5%

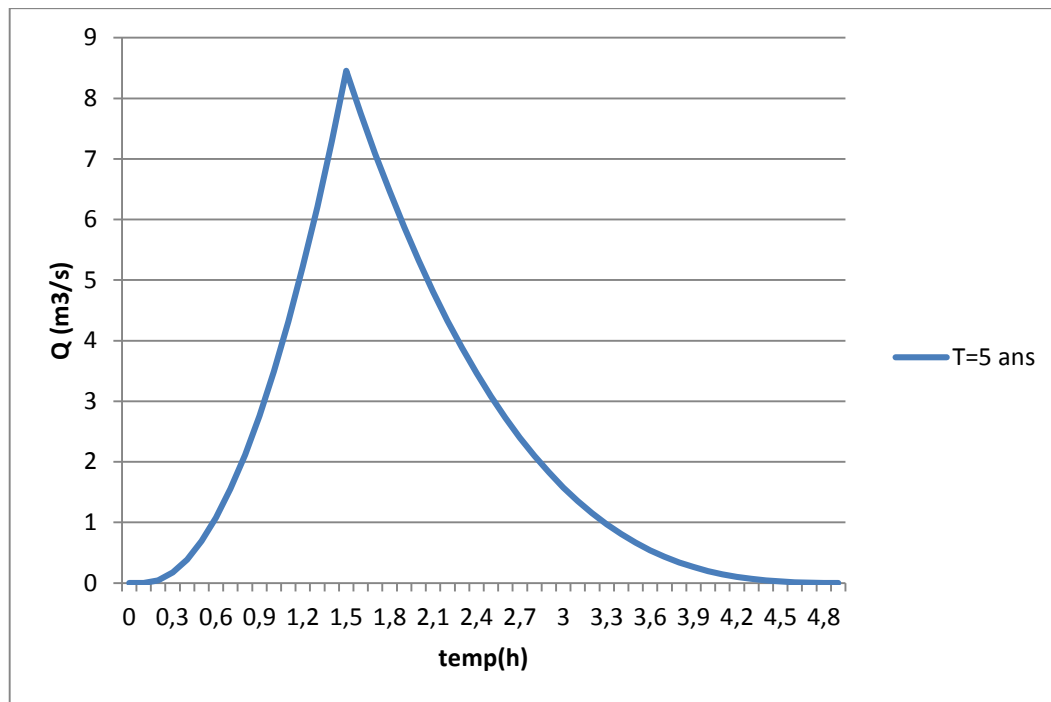


Figure II.19 : L'hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 5 ans

II.6 Apports solides et l'estimation du volume mort

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation, Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion.

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie. L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit, Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval, L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide. La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide.

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement. En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant. L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

- Formule de TIXERONT:

$$\text{Le volume mort est estimé à : } V_m = \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \quad \text{II.46)}$$

$$\text{et } Q_s = \alpha * L_e^{0.15} \quad \text{(II.47)}$$

Avec :

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

δ_s : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m³].

T : temps d'exploitation [T = 10 ans]

α : Caractéristique de perméabilité voir tableau (II.34)

L_e : lame d'eau écoulée, ; L_e 128 mm

Tableau II.34 : 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 :

$$Q_s = 350 \cdot 128^{0.15} = 279,52 \text{ t/an}$$

$$V_m = \frac{279,52 * 10,74 \cdot 10}{1,6} = 18762,78 \text{ m}^3$$

- Formule de FOURNIER

Le volume mort est de :

$$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s} \quad \text{(II.48)}$$

$$T_0 = 91,78 \cdot \frac{P_m^2}{P_{moy}} - 737,62 \quad \text{(II.49)}$$

T : temps d'exploitation [$T = 10$ ans]

δ_s : Poids spécifique des sédiments [$2,4 \text{ t/m}^3$]

T_0 : Taux d'abrasion [$\text{t/Km}^2/\text{an}$]

P_m : Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvial [mm]

P_{moy} : Pluie moyenne du bassin versant [mm]

S : Superficie du bassin versant [Km^2]

A.N :

$$T_0 = 91,78 \cdot \frac{58,4^2}{45,63} - 737,62 = 6122,366 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

D'où :

$$V_m = \frac{6122,366 \cdot 10 \cdot 10,74}{2,4} = 273975,91 \text{ m}^3$$

- Formule de GAVRILLOVIC

Cette relation largement utilisée en Algérie, elle fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant :

$$\text{On a : } V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s} \quad (\text{II.50})$$

$$\text{et } T_0 = T_{\text{sp}} * G_{\text{rm}} \quad (\text{II.51})$$

Avec :

$$T_{\text{sp}} = T \cdot P_{\text{moy}} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \quad \text{Tel que } \left[T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \right] \quad (\text{II.52})$$

$$G_{\text{rm}} = \frac{(\sqrt{p + H_{\text{moy}}})}{0,2(L + 10)} \quad (\text{II.53})$$

T_0 : taux d'abrasion [$\text{t/Km}^2/\text{an}$].

T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en [$\text{m}^3/\text{km}^2/\text{an}$].

G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin.

T : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du B.V.

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [mm]

t : température moyenne annuelle [$^{\circ}\text{C}$]

P : périmètre du bassin versant [Km]

L : longueur du talweg principal [Km]

H_{moy} : Altitude moyenne [km]

A,N :

$$T = \sqrt{\frac{15,24}{10}} + 1 = 2,235 \Rightarrow T_{sp} = 2,378 \cdot 352,5 \cdot \pi \cdot \sqrt{0,15^3} = 18,6 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

$$G_{mm} = \frac{\left(\sqrt{12,2 + 581,57^{-3}}\right)}{0,2(2,926 + 10)} = 9,43 \cdot \text{t}/\text{m}^3$$

$$T_0 = 9,425 \cdot 175,31 = 175,31 \text{ t}/\text{km}^2/\text{an}$$

$$V_m = \frac{175,31 \cdot 10 \cdot 10,74}{2,40} = 7845,24 \cdot \text{m}^3$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le Tableau II.35

Tableau II.35 : récapitulatif des résultats du volume mort :

Formule	Volume mort par (m ³)
TIXERONT	18762,78
FOURNIER	41096,39
GAVRILLOVIC	11767,86

En opte pour la formule de GAVRILLOVIC comme volume mort de notre retenue pour une période d'exploitation de 10 ans $V_m = 18762,78 \text{ m}^3 = 0,01876 \text{ Mm}^3$

II.7 Régularisation

L'étude de régularisation d'un barrage sur l'Oued d'AL ANSAR a pour objectif de la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

La régularisation saisonnière.

- La régularisation interannuelle.
- La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.
- La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons Sèches.

Les paramètres générant pour le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en M m³)

- La consommation totale (Mm³)
- Les infiltrations et l'évaporation
- Les courbes caractéristiques de la retenue

Tableau II.36 : Répartition mensuelle de l'apport, la consommation l'évaporation et dl'infiltration

II.7.1 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »

Mois	$A_{80\%}(Mm^3)$	$U_{80\%}(Mm^3)$
Octobre	0.039	0,02889
Novembre	0.052	0,0255
Décembre	0.0563	0,015
Janvier	0.0502	0,005
Février	0.0474	0.015
Mars	0.0476	0,035
Avril	0.045	0,06474
Mai	0.043	0,05294
Juin	0.024	0,05507
Juillet	0.007	0,05558
Août	0.019	0,06922
septembre	0.033	0,0341

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

La cote minimale relevée est de 345,00m et la cote maximale de 362m, soit hauteur près de 17 Mètres. L'approximation des volumes a été faite selon l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad (II.54)$$

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H$$

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 niveau successives

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³)

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau II.37 : Courbes topographiques et volumétriques

Altitude en m NGA	Surface	ΔH	ΔV	V
345,5	0			0
346	43,56	0,5	0,027979565	0,00001452
		1	0,00001452	
347	412,486			0,00024254
		1	0,000228023	
348	1480,81			0,00118919
		1	0,000946648	
349	3608,52			0,00373386
		1	0,002544665	
350	5750,85			0,00841354
		1	0,004679685	
351	7568,6			0,01507327
		1	0,006659725	
352	10584,2			0,02414967
		1	0,009074	
353	12968,97			0,
		1	0,011776585	
354	15681,54			0,05025151
		1	0,014325255	
355	18699,93			0,06744224
		1	0,017190735	
356	21939,02			0,08776172
		1	0,020319475	
357	25718,38			0,11159042
		1	0,0238287	
358	30240,75			0,13956998

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans les figures suivantes,

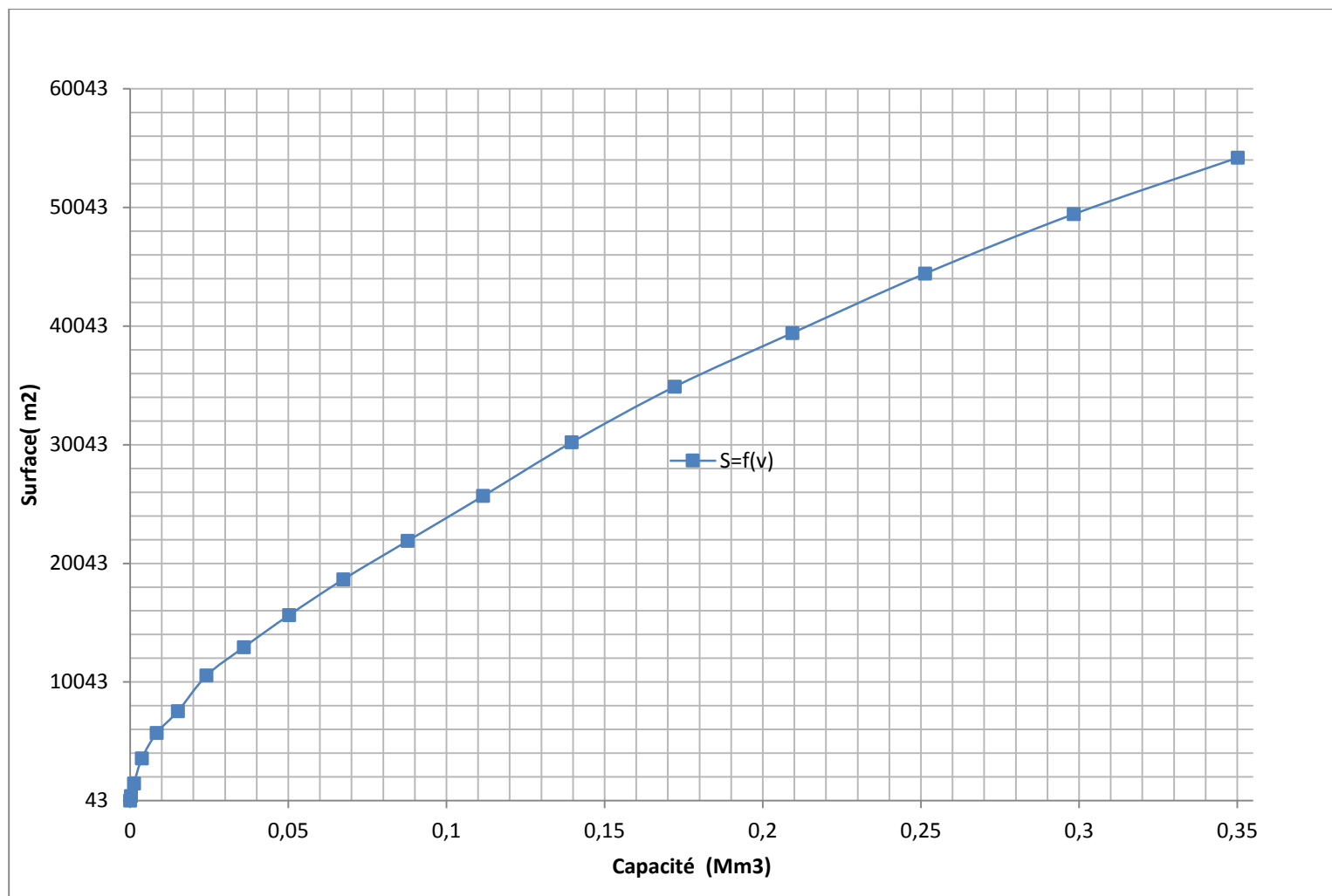


Figure II.20 : courbe hauteur –surface.

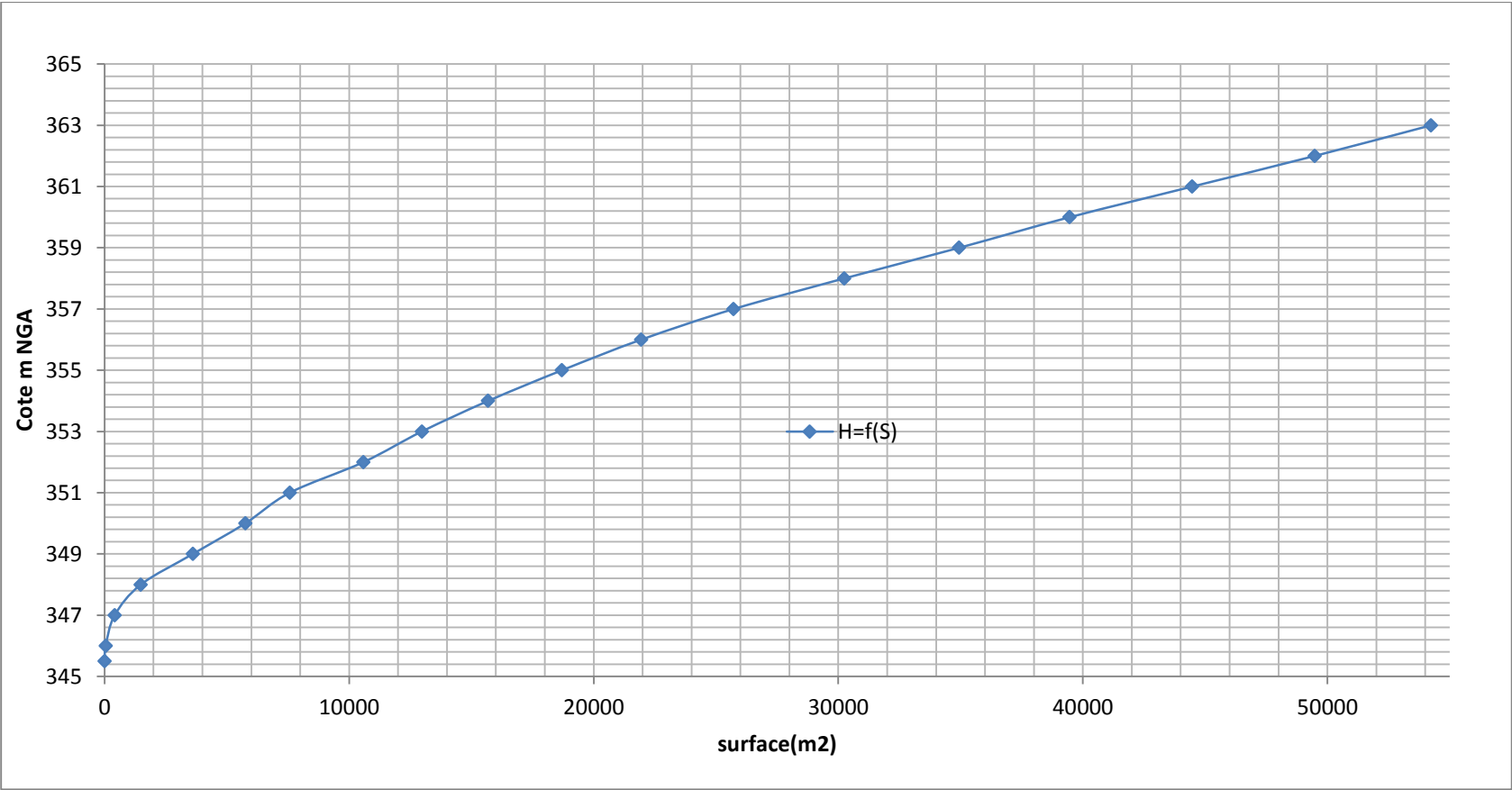
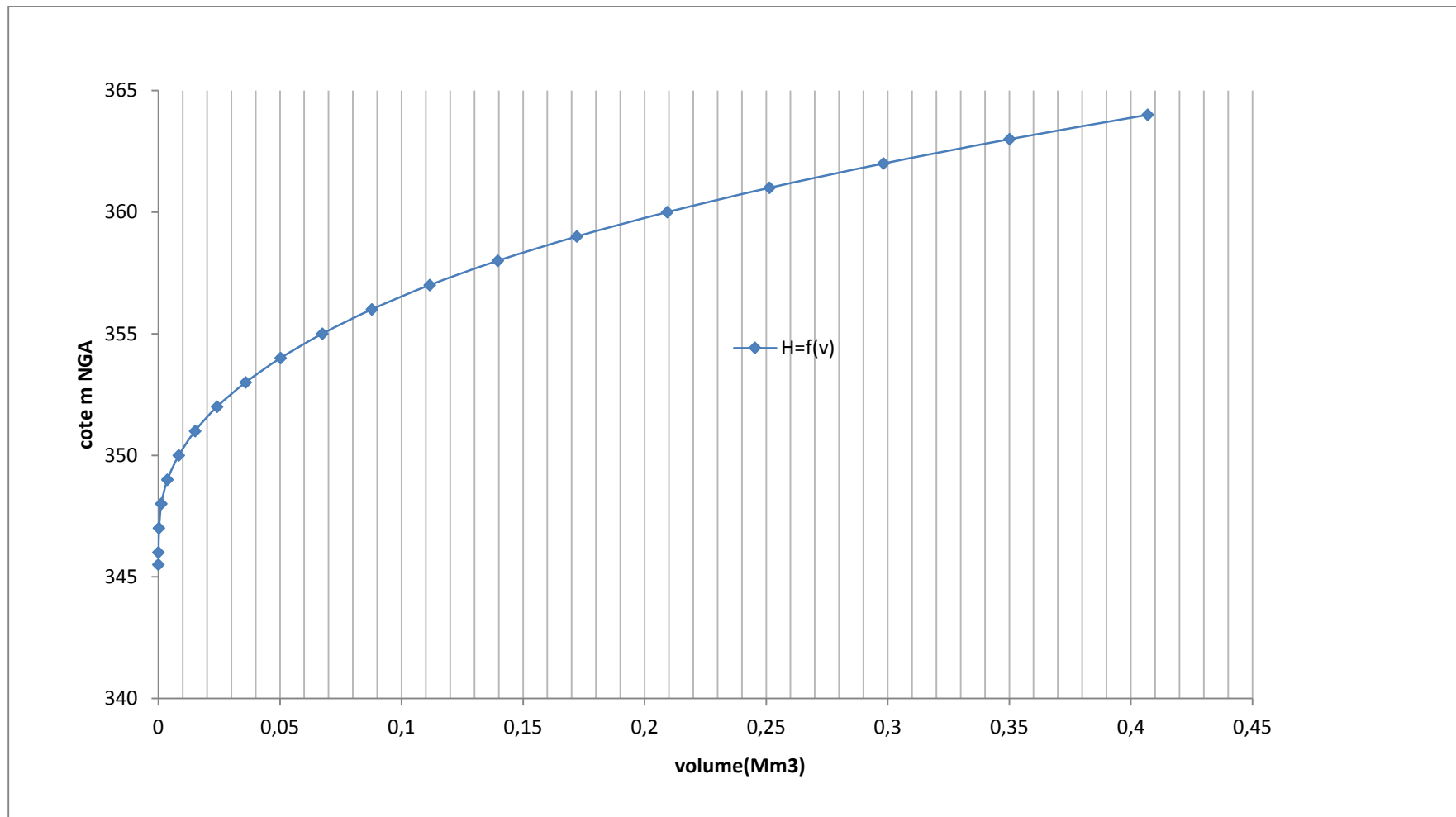


Figure II.21: Courbe hauteur-surface.

**Figure II.22** : Courbe capacité-hauteur

II.7.2 Calcul du volume utile

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

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

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

II.7.2.1 Procédé de calcul

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

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

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

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

II.7.2.2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

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

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

- **1^{ère} Consigne d'exploitation :**

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

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

- **2^{ème} Consigne d'exploitation :**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface, Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant

Tableau II. 1 Calcul de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	W (m3)	U (m3)	W-U (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
					0.01878				
Octobre	0.039	0.02889	0.01011	0.02889	0.02889		-0.00746	0.01878	0.02624
Novembre	0.052	0.0255	0.0265	0.05539	0.05539		0.02143	0.02143	
Décembre	0.0563	0.015	0.0413	0.09669	0.09669		0.04793	0.04793	
Janvier	0.0502	0.005	0.0452	0.14189	0.14189		0.08923	0.08923	
Février	0.0474	0.015	0.0324	0.17429	0.16065	0.01364	0.13443	0.13443	
Mars	0.0476	0.035	0.0126	0.17325	0.16065	0.0126	0.16683	0.16683	
Avril	0.045	0.06474	-0.01974	0.14091	0.14091		0.17943	0.17943	
Mai	0.043	0.05294	-0.00994	0.13097	0.13097		0.15969	0.15969	
Juin	0.024	0.05507	-0.03107	0.0999	0.0999		0.14975	0.14975	
Juillet	0.007	0.05558	-0.04858	0.05132	0.05132		0.11868	0.11868	
Août	0.019	0.06922	-0.05022	0.0011	0.0011		0.0701	0.0701	
septembre	0.033	0.0341	-0.0011	0.0022	0.0022		0.01988	0.01988	
							0.01878	0.01878	
						0.02624			0.02624

S :volume excédentaire à évacuer.

II.7.2.3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes des Pertes par évaporation et des Pertes par infiltration.

✓ Pertes par évaporation

On a:

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

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

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

Tableau II. 2 Répartition mensuelle des lames d'eau évaporées **(DRE Constantine)**

mois	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept
EV(mm)	44,2	41,6	27.3	28.6	41.5	72.8	110	156	192	214	198	134

Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.32.

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

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

Tableau II. 3 Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
Sol a 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

Tableau II. 4 Calcul des pertes dans la retenue

Mois	Vmoy(Mm3)	Smoy (km2)	EV(m)	Vevp(Mm3)	Vinf(Mm3)	$\pi=V_{evp}+V_{inf}(Mm3)$
Oct	0.041795	0.014043	0.0442	0.0006207	0.000313463	0.000934163
Nov	0.0754435	0.020043	0.0416	0.00083379	0.000565826	0.001399615
Dec	0.1185275	0.024043	0.0273	0.00065637	0.000888956	0.00154533
Jan	0.157198	0.033543	0.0286	0.00095933	0.001178985	0.002138315
Fev	0.178698	0.034543	0.0415	0.00143353	0.001340235	0.00277377
Mars	0.164334	0.030543	0.0728	0.00222353	0.001232505	0.003456035
Avril	0.139055	0.030043	0.11	0.00330473	0.001042913	0.004347643
Mai	0.117819	0.026043	0.156	0.00406271	0.000883643	0.004946351
Juin	0.077758	0.014293	0.192	0.00274426	0.000583185	0.003327441
Juil	0.028203	0.006293	0.214	0.0013467	0.000211523	0.001558225
Aout	0.004173	0.004293	0.198	0.00085001	3.12975E-05	0.000881312
Sept	0.002664	0.001043	0.134	0.00013976	0.00001998	0.000159742

Tableau II. 5 Calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes

Mois	W (m3)	U (m3)	P	W-U (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
					Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
						0.01878				
Octobre	0.039	0.02889	0.00059342	0.00951658	0.02829658	0.02829658		-0.00127878	0.01878	0.02005878
Novembre	0.052	0.0255	0.00139962	0.02510038	0.05339697	0.05339697		0.0082378	0.0082378	
Décembre	0.0563	0.015	0.00154533	0.03975467	0.09315164	0.09315164		0.03503416	0.03503416	
Janvier	0.0502	0.005	0.00213831	0.04306169	0.13621332	0.13621332		0.07478883	0.07478883	
Février	0.0474	0.015	0.00277377	0.02962623	0.16583955	0.16484	0.0010	0.11785052	0.11785052	
Mars	0.0476	0.035	0.00345604	0.00914396	0.18394396	0.16484	0.0191	0.14747675	0.14747675	
Avril	0.045	0.06474	0.00134764	-0.0210876	0.14375236	0.14375236		0.18362071	0.18362071	
Mai	0.043	0.05294	0.00194635	-0.0118863	0.13186601	0.13186601		0.16253307	0.16253307	
Juin	0.024	0.05507	0.00332744	-0.0343974	0.09746857	0.09746857		0.15064672	0.15064672	
Juillet	0.007	0.05558	0.00125822	-0.0498382	0.04763034	0.04763034		0.11624928	0.11624928	
Août	0.019	0.06522	0.00018131	-0.0464013	0.00122903	0.00122903		0.06641105	0.06641105	
septembre	0.033	0.0341	0.00012974	-0.0012297	0.00245877	0.00245877		0.02000974	0.02000974	
								0.01878	0.01878	
							0.0201			0.0201

Du tableau (II.31) on a:

$$V_s = 0,16811 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 0,16065 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

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

$$V_u = 0,16065 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$V_{NNR} = 0,1794 \text{ Mm}^3$$

Du tableau (II.32) on a :

$$V_s = 0,16476 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 0,164 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

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

$$V_u = 0,164 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

$$\text{D'où : } V_{NNR} = 0,18278 \text{ Mm}^3$$

Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérés comme consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 2\%$$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

Si cette condition ($1\% < \varepsilon < 2\%$) n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

On a : $\varepsilon = 1.83\%$, donc la condition ($1\% < \varepsilon < 2\%$) est vérifiée.

Donc le volume utile saisonnier est de $0,1827 \text{ Mm}^3$

Cote NNR = 159 mNGA

II.8 Laminage de la crue

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

$$Q_{dt} = q_{dt} + S \cdot dh \quad (II.55)$$

Ou:

Q :le débit entrant de la crue

q : le débit déversé par l'évacuateur de crue

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

Le débit cumulée à l' instant 't' est:

$$Q - q = S \cdot (dh/dt) \quad (II.56)$$

Ou:

dh/dt : la vitesse de remplissage (ou de montée de la retenue).

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour les méthodes de Muskingame, Kotcherine, et celle de Hildenblate qui sont des méthodes grapho-analytique. Les résultats sont les suivants :

II.8.1 La méthode de KOCHERINE

La méthode se base sur les principes suivants:

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

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

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{3/2} \quad (II.57)$$

m : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir $m=0,49$.

b : largeur du déversoir (m),

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \quad (II.58)$$

H_0 :charge globale,

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

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{Avec: } S = b(H+p)$$

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci-après:

Tableau II.40 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

données		largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	Wd
g	9,81	2	3,7759006	31,8497782	7,55180129	4,21750745	142289,74
□	1	3	2,8815515	31,8497782	8,6446545	3,68433212	100344,765
2*g	19,62	4	2,3786684	31,8497782	9,51467341	3,34743789	76759,5458
2,g ^{0,5}	4,429446918	5	2,0498742	31,8497782	10,2493712	3,10748606	61339,1021
Q _{1%}	32,66	6	1,8152637	31,8497782	10,8915822	2,92425634	50335,8673
W _{1%}	163440	7	1,6379798	31,8497782	11,4658583	2,77779278	42021,2503
m=	0,49	8	1,4984672	31,8497782	11,9877373	2,65686321	35478,11
P	0	9	1,3853055	31,8497782	12,4677492	2,55457322	30170,8265
		10	1,2913399	31,8497782	12,9133986	2,46641332	25763,8393
		11	1,2118404	31,8497782	13,3302446	2,38928687	22035,3154
		12	1,1435445	31,8497782	13,7225336	2,3209838	18832,2356

On fait le calcul on variant la largeur (b) de 2 à 16m selon la formule:

$$Q = m, b, \sqrt{2} \cdot g \cdot H_0^{3/2} \quad (\text{II.59})$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau II.41: Détermination de H et Q en fonction de b

m	m/s	m	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3,7759006	4,22	4,68	b	66,0	88,0	110,0	132,0	153,9	175,9	197,9	219,9	241,9	263,9
2,8815515	3,68	3,57	29,3	44,0	58,6	73,3	88,0	102,6	117,3	132,0	146,6	161,3	175,9
2,3786684	3,35	2,95	22,0	33,0	44,0	55,0	66,0	77,0	88,0	99,0	110,0	121,0	132,0
2,0498742	3,11	2,54	17,6	26,4	35,2	44,0	52,8	61,6	70,4	79,2	88,0	96,8	105,6
1,8152637	2,92	2,25	14,7	22,0	29,3	36,7	44,0	51,3	58,6	66,0	73,3	80,6	88,0
1,6379798	2,78	2,03	12,6	18,9	25,1	31,4	37,7	44,0	50,3	56,6	62,8	69,1	75,4
1,4984672	2,66	1,86	11,0	16,5	22,0	27,5	33,0	38,5	44,0	49,5	55,0	60,5	66,0
1,3853055	2,55	1,72	9,8	14,7	19,5	24,4	29,3	34,2	39,1	44,0	48,9	53,8	58,6
1,2913399	2,47	1,60	8,8	13,2	17,6	22,0	26,4	30,8	35,2	39,6	44,0	48,4	52,8
1,2118404	2,39	1,50	8,0	12,0	16,0	20,0	24,0	28,0	32,0	36,0	40,0	44,0	48,0
1,1435445	2,32	1,42	7,3	11,0	14,7	18,3	22,0	25,7	29,3	33,0	36,7	40,3	44,0

Tableau II.42: Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue :

h	Vch	q	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3,7759006	142289,7403	4,9	b	66,0	88,0	110,0	132,0	153,9	175,9	197,9	219,9	241,9	263,9
2,8815515	100344,7653	14,5	29,3	44,0	58,6	73,3	88,0	102,6	117,3	132,0	146,6	161,3	175,9
2,3786684	76759,54575	20,0	22,0	33,0	44,0	55,0	66,0	77,0	88,0	99,0	110,0	121,0	132,0
2,0498742	61339,10215	23,5	17,6	26,4	35,2	44,0	52,8	61,6	70,4	79,2	88,0	96,8	105,6
1,8152637	50335,86728	26,0	14,7	22,0	29,3	36,7	44,0	51,3	58,6	66,0	73,3	80,6	88,0
1,6379798	42021,25034	28,0	12,6	18,9	25,1	31,4	37,7	44,0	50,3	56,6	62,8	69,1	75,4
1,4984672	35478,11001	29,5	11,0	16,5	22,0	27,5	33,0	38,5	44,0	49,5	55,0	60,5	66,0
1,3853055	30170,82655	30,7	9,8	14,7	19,5	24,4	29,3	34,2	39,1	44,0	48,9	53,8	58,6
1,2913399	25763,83926	31,7	8,8	13,2	17,6	22,0	26,4	30,8	35,2	39,6	44,0	48,4	52,8
1,2118404	22035,31544	32,6	8,0	12,0	16,0	20,0	24,0	28,0	32,0	36,0	40,0	44,0	48,0
1,1435445	18832,23564	33,3	7,3	11,0	14,7	18,3	22,0	25,7	29,3	33,0	36,7	40,3	44,0

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

$$Q_{lam} = Q\% \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \quad (II.60)$$

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

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

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

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q\% T_b \quad (II.61)$$

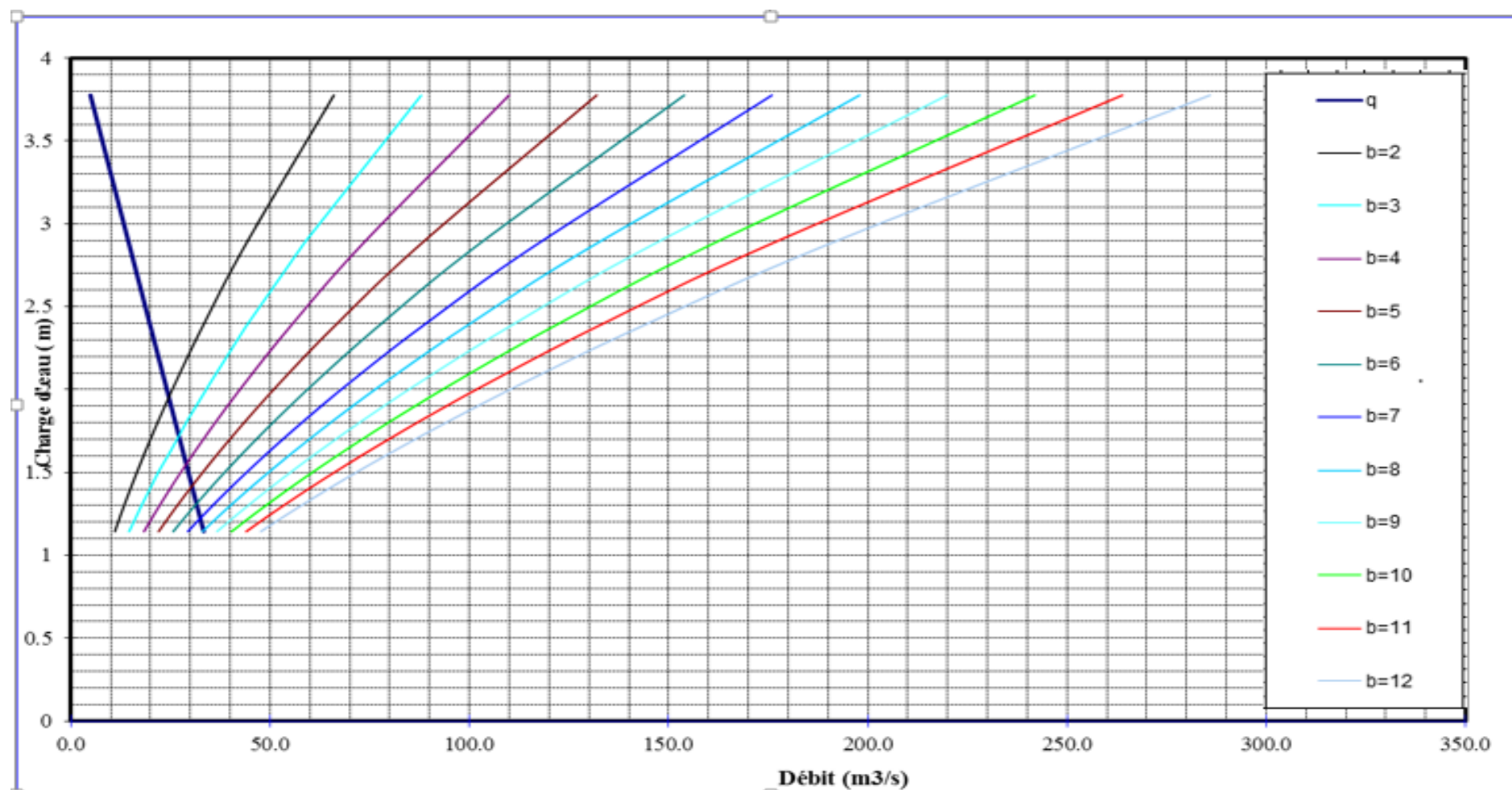
T_b : temps global de la crue.

D'après le **Tableau II. 36**, on trace des courbes croissantes représentées dans la **Figure II.20** la courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le **tableau II.37**, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique.

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation

Ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton.

Figure II.23 :courbes de $H=f(Q,q)$

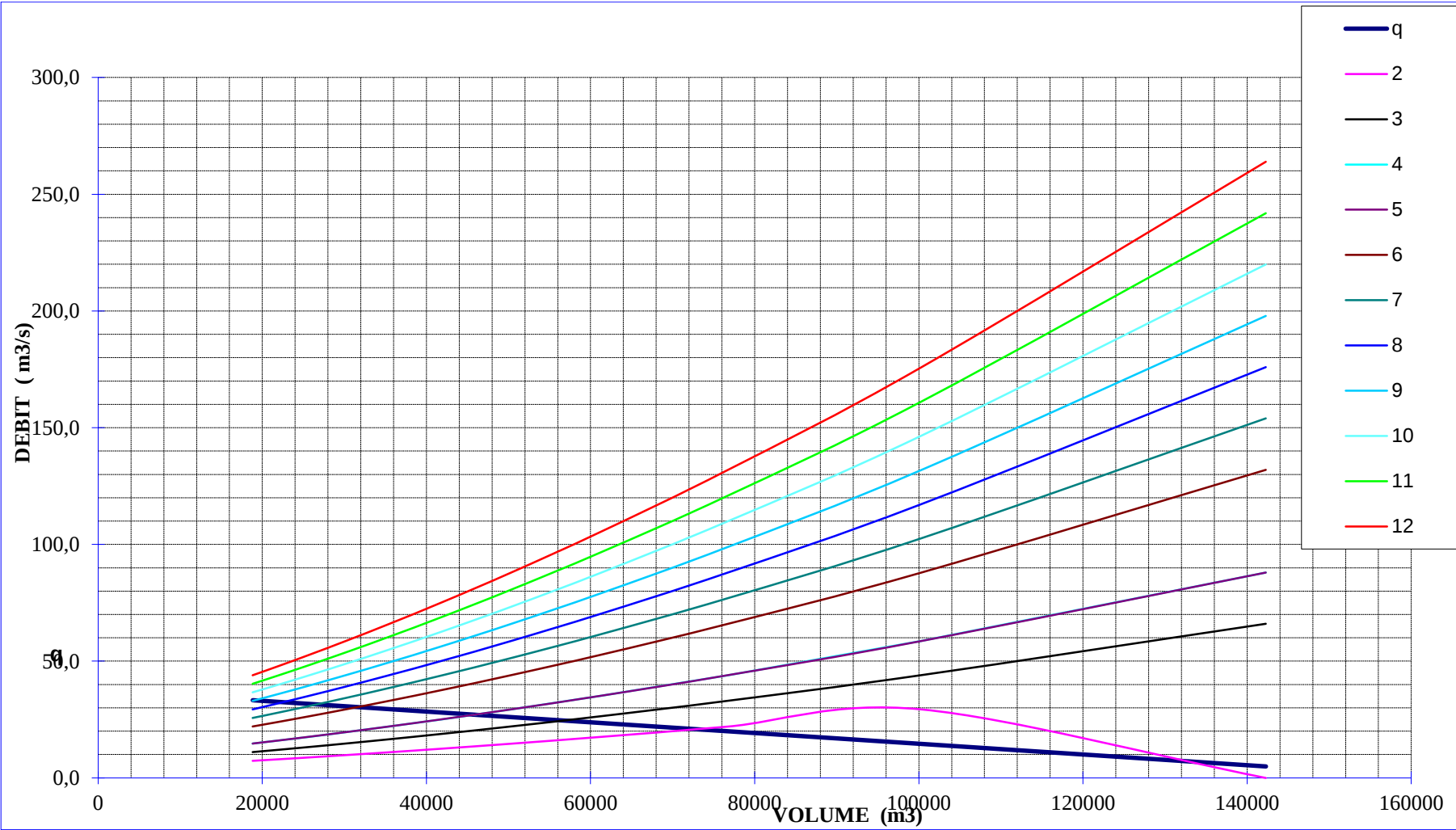


Figure II.24 : Courbes de $V=f(Q)$

Tableau II .43: Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine

NNR	b	H	NPHE	q m³/s	V _{forcé}
359	2	3,78	362,78	4,87	142289,7403
359	3	2,88	361,88	14,53	100344,7653
359	4	2,38	361,38	19,96	76759,4575
359	5	2,05	361,05	23,51	61339,10215
359	6	1,82	360,82	26,05	50335,86728
359	7	1,64	360,64	27,96	42021,25034
359	8	1,50	360,50	29,47	35478,11001
359	9	1,39	360,39	30,69	30170,82655
359	10	1,29	360,29	31,71	25763,83926
359	11	1,21	360,21	32,57	22035,31544
359	12	1,14	360,14	33,30	18832,23564
359	13	1,08	360,08	37,64	18600000

II.8.2 Méthode de X₀

Dans cette méthode l'effet de laminage peut être évaluée sous forme d'un coefficient β tel que

$$\beta = \frac{Q_{e \max}}{Q_{c \max}} \quad (\text{II.62})$$

β est directement tiré à partir de l'abaque $\beta=f(X_0)$ (voir l'annexe B2)

$$X_0 = \frac{m^2 \cdot g \cdot B^2 \cdot Q_{c \max} \cdot t_m^3}{S^3} \quad (\text{II.63})$$

B₁ : la largeur de déversoir en m,

S : surface de plan d'eau en m³

m : coefficient de débit de l'évacuateur sans dimension,

t_m : temps de monter de l'hydrogramme de crue en seconde (S),

$Q_{c \max}$: débit de pointe de la crue, La résolution de système d'équation

Et, $Q_{e \max}$, B_1 , H sont des inconnus ,Alors

1/ on suppose une H hauteur de une charge déversent $H=1,2m$

2/ On calcule B_1 sans tenir compte de l'effet de laminage $\frac{Q_{e \max}}{Q_{c \max}} = 1$

$$B_1 = \frac{Q_{c \max}}{m \cdot h^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g}} ; \quad B_1 = \frac{32,66}{0,49 \cdot (1,2^{3/2}) \cdot \sqrt{2 \cdot g}} = 11,56$$

$B_1=11,56m$

3/ on calcul X_{01} :

$$X_{01} = \frac{m^2 \cdot g \cdot B_1^2 \cdot Q_{c \max} \cdot t_m^3}{S^3} = \frac{0,49^2 \cdot 9,81 \cdot 11,56^2 \cdot 32,66 \cdot 5040^3}{34965,14^3}$$

$X_{01}=30,80$

4/ On calcul $\log_{10}(X_0)$: $\log_{10}(X_0) = 1,48859$, on obtient sur l'abaque :

et $Q_{e \max} = \beta_1 \cdot Q_{c \max} = 3073866 \quad m^3/s$

5/On recommence avec B_2 : $B_2 = \frac{Q_{e \max}}{m \cdot h^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g}}$

6/On calcule X_{02} puis $\log_{10}(X_{02})$, on obtient sur l'abaque : β_2 et ainsi de suite par itérations successives, jusqu'à obtenir une valeur convergente de B et du débit évacué comme indiqué dans le tableau ci-dessous.

Tableau II .44 Calcul itératif du calcul itératif

B (m)	X0	log X0	β	Qe
11,5628493	30,80298984	1,48859287	0,93039204	30,3866042
10,6503705	26,13319919	1,41719258	0,92044061	30,0615902
10,5364546	25,57714953	1,40785214	0,91905803	30,0164353
10,520628	25,50036934	1,40654647	0,91886314	30,0100702
10,5183971	25,48955566	1,40636226	0,91883561	30,0091712
10,5180819	25,48802844	1,40633624	0,91883173	30,0090442

10,5180374	25,48781266	1,40633257	0,91883118	30,0090262
10,5180311	25,48778218	1,40633205	0,9188311	30,0090237
10,5180302	25,48777787	1,40633197	0,91883109	30,0090233
10,5180301	25,48777726	1,40633196	0,91883109	30,0090233

II.8.3 Méthode de Muskingum(Step by Step)

II.5.3.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA (S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \quad (\text{II.64})$$

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{II.65})$$

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

La signification des cinq termes de l'équation(III.26) est la suivante :

a) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale, Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue, A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m³/s à 2m³/sen une heure, ce terme vaut

(1 m³/s - 2m³/s) / 3600s = 0,000277m³/s, L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.

b) Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement), En absence de changement de section ce terme peut être négligé.

c) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.

d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (S₀) et les forces de frottement (S_f).

e) Le terme 5 exprime l'apport ou la perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

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

D'après plusieurs études (Cunge et al, 1980), les trois premiers termes de l'équation 64 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation 64 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \quad (\text{II.66})$$

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

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (\text{II.67})$$

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

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

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

L'équation 29 exprime tout simplement le principe de conservation de la masse traité dans le chapitre 1 : le taux de variation de l'emménagement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 , l'équation (II.67) s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \quad (\text{II.68})$$

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

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \quad (\text{II.69})$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2 , connaissant I_1 et I_2

L'équation (II.70) ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emménagement pour déterminer S_1 et S_2 .

II.5.3.2 Principe de la méthode de solution

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

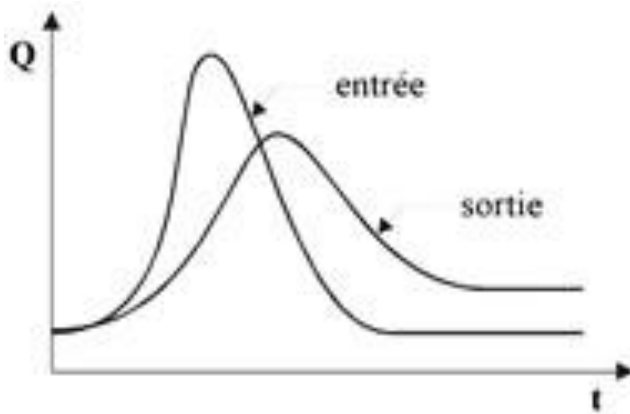


Figure II .25 : Laminage à travers un barrage

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.31 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad (\text{II.70})$$

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

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

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique

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

Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir, Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation,

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

Tableau II .45: Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

h1	S1	O1	$2S_1 / \Delta t + O_1$
h2	S2	O2	$2S_2 / \Delta t + O_2$
h3	S3	O3	$2S_3 / \Delta t + O_3$
...	...		...
hnSnOn			$2S_n / \Delta t + O_n$

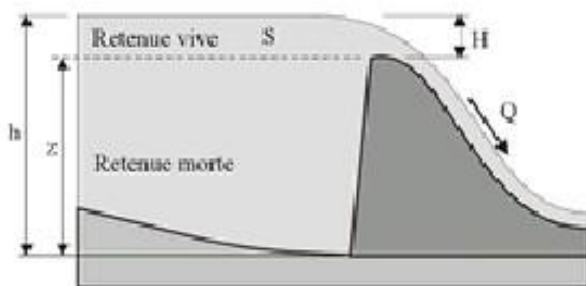
Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée

$$f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O . \quad (\text{II.71})$$

II.5.3.3 Calcul du débit de sortie

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

1) Evacuation a surface libre par un déversoir (figure II.27). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

**Figure II 26:** Evacuateur à surface libre

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

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

B : est la largeur de déversoir

H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir, h: est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

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

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

Ou : m : est une constante de débit

A : est la section d'écoulement

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

II.5.3.4 Calcul du volume stocké

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

$$S = Ah \quad (\text{II.74})$$

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

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

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

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

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

Application de la méthode de Mucking pour une largeur de déversoir $b=2m$

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

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

Pour $b=2m$ et $m=0,49$: $Q=4,34 H^{3/2}$

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (tableau II41) avec un coefficient de corrélation $r=0,9898$ entre les altitudes NNR =359m NGA et NPHE =360,16m NGA.

Tableau II.46: Modélisation de la courbe capacité- hauteur

H	cote	surface
0	359	34897
0,2	359,2	35861
0,4	359,4	36825
0,6	359,6	37789
0,8	359,8	38753
1	360	39717
1,2	360,2	40681
1,4	360,4	41645
1,6	360,6	42609
1,8	360,8	43573
2	361	44537
2,2	361,2	45501
2,4	361,4	46465

2,6	361,6	47429
2,8	361,8	48393
3	362	49357
3,2	362,2	50321
3,4	362,4	51285
3,6	362,6	52249
3,8	362,8	53213

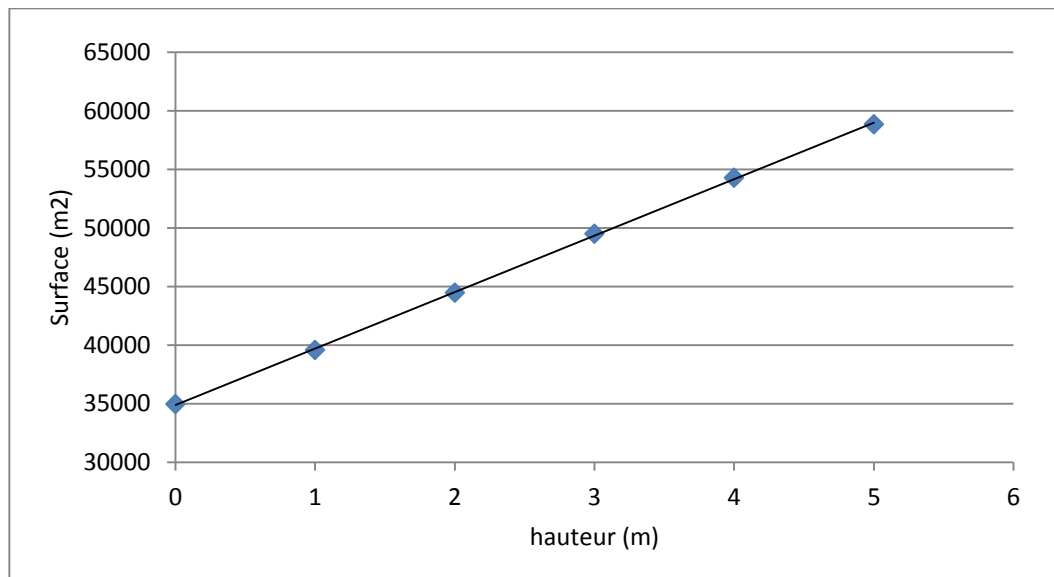


Figure II .27 : Modélisation de la courbe surface-hauteur

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

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

La valeur maximal de débit d'entrée $Q_e = 32,66 \text{ m}^3/\text{s}$ on trouve $H_{\max} = 3,839\text{m}$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau (II.49)

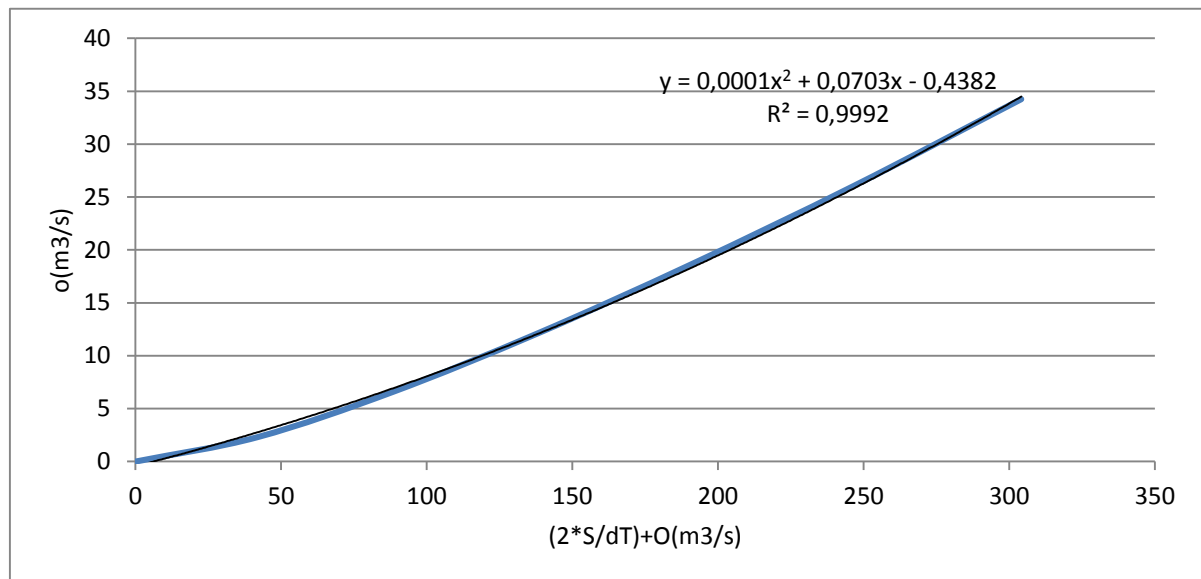
Tableau II 47 Calcul de la courbe caractéristique du barrage

b(m)	H dév max (m)
2	3,83966854
4	2,418839609
6	1,845920101
8	1,52377347
10	1,313148169
12	1,162856796
14	1,049288812
16	0,959917135

Pour une largeur du déversoir $b=12\text{m}$

Tableau II .48 Calcule de la courbe caractéristique de la cuvette

H(m)	A(m3)	S	o(m3/s)	(2*S/dT)+O(m3/s)
0	34897	0	0	0
0,2	35861	7172,2	2,32954885	42,1751044
0,4	36825	14730	6,58895914	88,42229248
0,6	37789	22673,4	12,1046909	138,0680242
0,8	38753	31002,4	18,6363908	190,8719463
1	39717	39717	26,0451479	246,6951479
1,2	40488,2	48585,84	34,237236	304,1585693

**Figure II.28** : Modélisation de la courbe caractéristique de la cuvette**Tableau II 49:** calcule du débit laminé correspondant à (l'hydrogramme de sortie pour b=12m)

T	débit d'entrée	I1+I2	(2*S)/dt+O	((2*S)/dt+O)- (2*O)	O
0	0,0000	0,0000	0,0000	0	0
0,1	0,1667	0,1667	0,1667	0,14325642	0,01172179
0,2	0,6666	0,8333	0,9766	0,83906186	0,06874728
0,3	1,4999	2,1665	3,0056	2,58117318	0,21219434
0,4	2,6665	4,1664	6,7476	5,78975844	0,47890737
0,5	4,1665	6,8330	12,6228	10,8161318	0,90331332
0,6	5,9997	10,1662	20,9823	17,9441643	1,51908375
0,7	8,1663	14,1660	32,1102	27,3892627	2,36045082
0,8	10,6661	18,8324	46,2217	39,2956085	3,4630271
0,9	13,4993	24,1654	63,4610	53,7329308	4,86403886
1	16,6658	30,1651	83,8980	70,6941917	6,60191952
1,1	20,1656	36,8314	107,5256	90,095143	8,71522439
1,2	23,9988	44,1644	134,2595	111,777526	11,2410084
1,3	28,1652	52,1640	163,9415	135,515983	14,2127717
1,4	32,6650	60,8302	196,3462	161,029545	17,658319
1,5	29,9444	62,6094	223,6389	182,192434	20,7232556
1,6	27,3792	57,3236	239,5160	194,366493	22,5747702
1,7	24,9648	52,3440	246,7105	199,849784	23,4303544

1,8	22,6967	47,6615	247,5113	200,458831	23,5262269
1,9	20,5704	43,2671	243,7259	197,577599	23,0741659
2	18,5811	39,1515	236,7291	192,236854	22,2461223
2,1	16,7245	35,3056	227,5425	185,194872	21,1737914
2,2	14,9958	31,7203	216,9152	177,00646	19,9543557
2,3	13,3906	28,3864	205,3929	168,077379	18,6577408
2,4	11,9042	25,2948	193,3722	158,70549	17,3333441
2,5	10,5320	22,4362	181,1417	149,110706	16,015492
2,6	9,2696	19,8016	168,9123	139,456963	14,7276719
2,7	8,1123	17,3819	156,8389	129,867633	13,4856149
2,8	7,0556	15,1679	145,0355	120,436476	12,2995285
2,9	6,0949	13,1505	133,5870	111,235551	11,1757124
3	5,2256	11,3205	122,5561	102,320673	10,1176889
3,1	4,4432	9,6688	111,9895	93,7354247	9,12702416
3,2	3,7430	8,1862	101,9216	85,5138408	8,20389197
3,3	3,1206	6,8636	92,3774	77,6824543	7,34749324
3,4	2,5713	5,6919	83,3744	70,2616635	6,5563454
3,5	2,0906	4,6619	74,9236	63,2666024	5,82848055
3,6	1,6738	3,7644	67,0310	56,7078124	5,16159499
3,7	1,3165	2,9903	59,6981	50,5917849	4,55316376
3,8	1,0140	2,3305	52,9223	44,921258	4,00051345
3,9	0,7619	1,7759	46,6972	39,6954126	3,50087266
4	0,5554	1,3173	41,0127	34,9099167	3,05139796
4,1	0,3901	0,9455	35,8554	30,5570229	2,64919689
4,2	0,2613	0,6514	31,2084	26,6257256	2,2913487
4,3	0,1646	0,4259	27,0516	23,1018089	1,97490832
4,4	0,0952	0,2598	23,3616	19,9678137	1,69689758
4,5	0,0488	0,1440	20,1118	17,2031957	1,45430901
4,6	0,0206	0,0694	17,2726	14,7844002	1,24409774
4,7	0,0061	0,0267	14,8111	12,6847858	1,06315722
4,8	0,0008	0,0069	12,6917	10,875019	0,9083334
4,9	0,0000	0,0008	10,8758	9,32302217	0,77639842
5	0,0000	0,0000	9,3230	7,99482151	0,66410033
5,1	0,0000	0,0000	7,9948	6,85796617	0,56842767
5,2	0,0000	0,0000	6,8580	5,88432978	0,48681819
5,3	0,0000	0,0000	5,8843	5,05006795	0,41713092
5,4	0,0000	0,0000	5,0501	4,33492776	0,3575701
5,5	0,0000	0,0000	4,3349	3,7216786	0,30662458
5,6	0,0000	0,0000	3,7217	3,19564041	0,26301909
5,7	0,0000	0,0000	3,1956	2,74429094	0,22567473
5,8	0,0000	0,0000	2,7443	2,35693741	0,19367677
5,9	0,0000	0,0000	2,3569	2,02444098	0,16624822
6	0,0000	0,0000	2,0244	1,7389849	0,14272804
6,1	0,0000	0,0000	1,7390	1,49387881	0,12255305
6,2	0,0000	0,0000	1,4939	1,28339312	0,10524285
6,3	0,0000	0,0000	1,2834	1,10261863	0,09038725
6,4	0,0000	0,0000	1,1026	0,94734729	0,07763567
6,5	0,0000	0,0000	0,9473	0,81397077	0,06668826

6,6	0,0000	0,0000	0,8140	0,69939397	0,0572884
6,7	00000	0,0000	0,6994	0,60096135	0,04921631
6,8	0,0000	0,0000	0,6010	0,51639395	0,0422837
6,9	0,0000	0,0000	0,5164	0,44373563	0,03632916
7	0,0000	0,0000	0,4437	0,38130702	0,0312143
7,1	0,0000	0,0000	0,3813	0,32766617	0,02682042
7,2	0,0000	0,0000	0,3277	0,28157484	0,02304567
7,3	0,0000	0,0000	0,2816	0,24196956	0,01980264

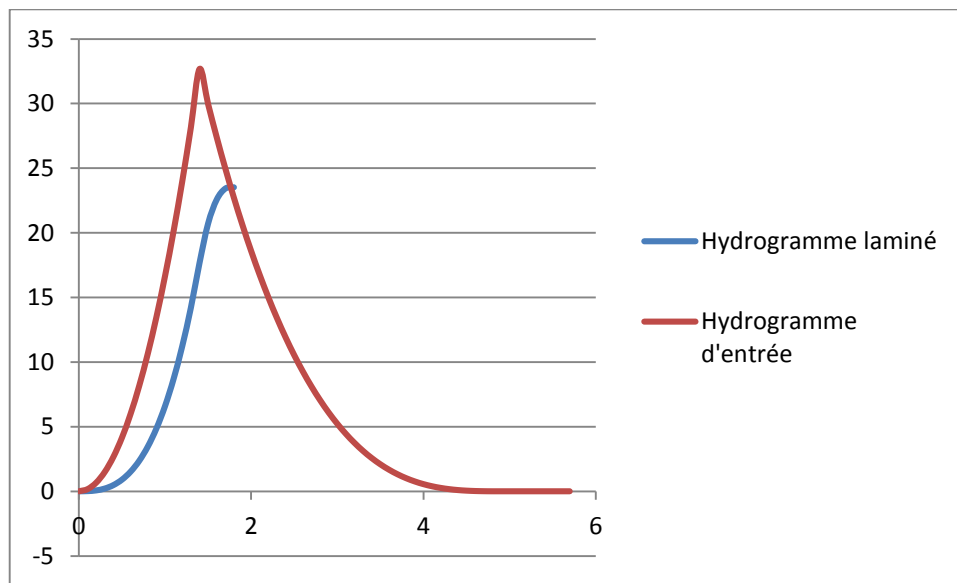


Figure II.29 Hydrogramme d'entrée et l'hydrogramme laminé

Le calcul détaillé correspondant aux reste des largeurs déversantes est illustré en **annexe B.3**

Tableau. II.50 : Résultat du laminage pour les différentes largeurs déversantes obtenue à l'aide de la méthode de MUSKINGAM

H déversante (m)			3,83966854	2,41883961	1,8459201	1,52377347	1,31314817	1,1628568	1,04928881	0,959917135
Largeur b (m)			b=2m	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m
temps (h)	débit d'entrée	I1+I2	debits m3/s	debits m3/s	debits m3/s	debits m3/s	debits m3/s	debits m3/s	debits m3/s	debits m3/s
0	0,0000	0,0000	0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	0,1667	0,1667	0,00255968	0,00548526	0,0051188	0,00922073	0,01057156	0,01172179	0,01299149	0,014008358
0,2	0,6666	0,8333	0,01530111	0,03256842	0,03042489	0,05435726	0,06215534	0,06874728	0,07606567	0,081835546
0,3	1,4999	2,1665	0,0483515	0,10196043	0,09541243	0,16881473	0,192447	0,21219434	0,23458133	0,251654126
0,4	2,6665	4,1664	0,1120827	0,23353177	0,21907928	0,38358041	0,43590928	0,47890737	0,52974954	0,566396285
0,5	4,1665	6,8330	0,21769382	0,44688072	0,4206541	0,72863061	0,825512	0,90331332	1,00161171	1,066847154
0,6	5,9997	10,1662	0,377965	0,7619888	0,72045181	1,23432514	1,39436207	1,51908375	1,69151584	1,794124241
0,7	8,1663	14,1660	0,60814495	1,19991775	1,14079052	1,93264113	2,17704481	2,36045082	2,64371053	2,791223264
0,8	10,6661	18,8324	0,92691718	1,78348697	1,70688312	2,85808509	3,21049311	3,4630271	3,90571008	4,103357387
0,9	13,4993	24,1654	1,35738147	2,53788173	2,44762091	4,0481548	4,53425016	4,86403886	5,52722051	5,776961716
1	16,6658	30,1651	1,92796918	3,49113942	3,39615677	5,54323938	6,19002611	6,60191952	7,55760845	7,8574128
1,1	20,1656	36,8314	2,67318019	4,67443886	4,59016882	7,38584599	8,22047182	8,71522439	10,0421377	10,38571268
1,2	23,9988	44,1644	3,63403386	6,1221598	6,07172775	9,61918227	10,6672808	11,2410084	13,0176795	13,39480945
1,3	28,1652	52,1640	4,85808465	7,87162721	7,8866484	12,2851095	13,5687319	14,2127717	16,5087305	16,90626777
1,4	32,6650	60,8302	6,39889049	9,96252906	10,0832996	15,421706	16,9570495	17,658319	20,5248456	20,9282356
1,5	29,9444	62,6094	8,05125391	12,0544042	12,3010552	18,3424316	20,0218232	20,7232556	23,8509242	24,21588339
1,6	27,3792	57,3236	9,53122426	13,7578247	14,1092245	20,3265869	21,9468369	22,5747702	25,3953037	25,6772335
1,7	24,9648	52,3440	10,8005264	15,07438	15,4972461	21,4807497	22,9099593	23,4303544	25,6481093	25,84181631
1,8	22,6967	47,6615	11,8408221	16,0252609	16,4833491	21,9509146	23,1217481	23,5262269	25,0580929	25,17527975
1,9	20,5704	43,2671	12,6494654	16,6439494	17,103883	21,887213	22,7797891	23,0741659	23,9606558	24,01716185
2	18,5811	39,1515	13,2353056	16,9703809	17,4047262	21,4251992	22,0495768	22,2461223	22,5828534	22,5932201
2,1	16,7245	35,3056	13,6149602	17,0466585	17,4350264	20,6785188	21,0609028	21,1737914	21,0704962	21,04637362
2,2	14,9958	31,7203	13,8097146	16,9141079	17,2430021	19,7380528	19,9114098	19,9543557	19,5144236	19,46458125

2,3	13,3906	28,3864	13,8431002	16,6114179	16,8733972	18,6741772	18,672521	18,6577408	17,97007	17,90091672
2,4	11,9042	25,2948	13,739121	16,1736169	16,366169	17,5401527	17,3954397	17,3333441	16,4706198	16,38678557
2,5	10,5320	22,4362	13,5210151	15,6316152	15,7559898	16,3755504	16,1162458	16,015492	15,0353688	14,94019913
2,6	9,2696	19,8016	13,2104804	15,0121653	15,0723068	15,2093331	14,8599716	14,7276719	13,6750144	13,57095083
2,7	8,1123	17,3819	12,8272188	14,3380406	14,3396794	14,062359	13,6436408	13,4856149	12,3948802	12,28373777
2,8	7,0556	15,1679	12,388726	13,6283493	13,5782714	12,9493622	12,4785073	12,2995285	11,1969132	11,08007845
2,9	6,0949	13,1505	11,9102603	12,8989255	12,8044086	11,8804992	11,3717004	11,1757124	10,0809509	9,959522196
3	5,2256	11,3205	11,4049142	12,1627241	12,0311208	10,862506	10,3273903	10,1176889	9,04549251	8,920378137
3,1	4,4432	9,6688	10,8837622	11,4302152	11,2686567	9,89958562	9,34764283	9,12702416	8,08820999	7,960197306
3,2	3,7430	8,1862	10,3560366	10,7097399	10,5249356	8,99405608	8,43301499	8,20389197	7,20625323	7,076056436
3,3	3,1206	6,8636	9,82932619	10,0078394	9,80595064	8,14684994	7,58299896	7,34749324	6,39646914	6,264762684
3,4	2,5713	5,6919	9,30977186	9,32954105	9,11611031	7,35787889	6,79633335	6,5563454	5,65553459	5,522975648
3,5	2,0906	4,6619	8,80224913	8,67860102	8,45852137	6,62629845	6,07121927	5,82848055	4,98003433	4,847276649
3,6	1,6738	3,7644	8,31054225	8,05771747	7,83523133	5,95071247	5,40548414	5,16159499	4,36652243	4,23422402
3,7	1,3165	2,9903	7,83750529	7,46871602	7,24743419	5,32933231	4,79670719	4,55316376	3,81157212	3,680398464
3,8	1,0140	2,3305	7,38520223	6,91270144	6,69563575	4,76008819	4,24230204	4,00051345	3,31179857	3,182421531
3,9	0,7619	1,7759	6,95503026	6,39018457	6,17978925	4,24071138	3,73957495	3,50087266	2,86387193	2,736965089
4	0,5554	1,3173	6,5478241	5,90118371	5,69940188	3,76878753	3,28575787	3,05139796	2,46451394	2,34074441
4,1	0,3901	0,9455	6,1639494	5,44531244	5,25362548	3,34180086	2,87803657	2,64919689	2,11049997	1,990517695
4,2	0,2613	0,6514	5,80338564	5,02185571	4,84133374	2,95717088	2,513575	2,2913487	1,79866388	1,683089386
4,3	0,1646	0,4259	5,46579354	4,6298278	4,46117982	2,61227099	2,18952259	1,97490832	1,52588739	1,415297791
4,4	0,0952	0,2598	5,15056879	4,26801484	4,11163772	2,30443277	1,90300853	1,69689758	1,28907782	1,183991165
4,5	0,0488	0,1440	4,8568927	3,93501634	3,79104214	2,03095748	1,65114649	1,45430901	1,08516197	0,986021665
4,6	0,0206	0,0694	4,58377116	3,62927406	3,49761509	1,78911521	1,4310273	1,24409774	0,91106743	0,818226704
4,7	0,0061	0,0267	4,33006096	3,34908642	3,22947788	1,57612853	1,23969602	1,06315722	0,76368658	0,677392653
4,8	0,0008	0,0069	4,09450427	3,09263749	2,98467734	1,38918535	1,07416326	0,9083334	0,63988471	0,560266222
4,9	0,0000	0,0008	3,87574313	2,85800093	2,76118688	1,22541753	0,93137903	0,77639842	0,53646294	0,463518076
5	0,0000	0,0000	3,67235642	2,64317876	2,55694179	1,08193943	0,80827544	0,66410033	0,45020723	0,383798936

Chapitre II

Etude hydrologique

5,1	0,0000	0,0000	3,48296912	2,4462486	2,36998042	0,95605932	0,70200532	0,56842767	0,37817559	0,318050622
5,2	0,0000	0,0000	3,30633933	2,26548473	2,19855778	0,84544846	0,61013144	0,48681819	0,31791939	0,263744182
5,3	0,0000	0,0000	3,1413606	2,09935921	2,04114135	0,74812206	0,53060164	0,41713092	0,26744108	0,218833202
5,4	0,0000	0,0000	2,98704447	1,9465151	1,89638052	0,66238118	0,46168055	0,3575701	0,22510282	0,181654253
5,5	0,0000	0,0000	2,84250567	1,80574387	1,76308108	0,58676588	0,40189503	0,30662458	0,18955577	0,15085007
5,6	0,0000	0,0000	2,70694935	1,67596623	1,64018377	0,52001713	0,34999028	0,26301909	0,159685	0,12530966
5,7	0,0000	0,0000	2,57966023	1,55621585	1,52674625	0,46104569	0,3048943	0,22567473	0,13456597	0,104121179
5,8	0,0000	0,0000	2,45999316	1,44562542	1,42192785	0,46104569	0,26568877	0,19367677	0,11342994	0,086534547
5,9	0,0000	0,0000	2,34736499	1,3434147	1,32497659	0,40890652	0,23158521	0,16624822	0,0956362	0,071931591
6	0,0000	0,0000	2,24124754	1,24888025	1,23521808	0,36277755	0,20190521	0,14272804	0,08064977	0,059802046
6,1	0,0000	0,0000	2,14116145	1,16138657	1,15204611	0,321942	0,17606402	0,12255305	0,06802312	0,049724161
6,2	0,0000	0,0000	2,04667086	1,08035841	1,07491446	0,28577359	0,15355678	0,10524285	0,0573814	0,041348965
6,3	0,0000	0,0000	1,95737872	1,00527408	1,00332993	0,25372407	0,13394701	0,09038725	0,04841026	0,034387443
6,4	0,0000	0,0000	1,87292271	0,93565967	0,93684624	0,22531271	0,11685688	0,07763567	0,04084579	0,028600047
6,5	0,0000	0,0000	1,79297163	0,87108393	0,87505878	0,20011732	0,10195898	0,06668826	0,03446624	0,02378811
6,6	0,0000	0,0000	1,71722224	0,81115382	0,81760005	0,17776662	0,08896932	0,0572884	0,02908517	0,019786775
6,7	0,0000	0,0000	1,64539643	0,75551062	0,76413565	0,15793373	0,07764135	0,04921631	0,02454569	0,016459183
6,8	0,0000	0,0000	1,57723881	0,70382644	0,71436076	0,14033049	0,06776088	0,0422837	0,02071577	0,013691678
6,9	0,0000	0,0000	1,51251444	0,65580122	0,66799715	0,1247027	0,05914171	0,03632916	0,0174842	0,011389842
7	0,0000	0,0000	1,45100692	0,61115996	0,62479038	0,11082587	0,05162191	0,0312143	0,01475727	0,009475217
7,1	0,0000	0,0000	1,39251667	0,56965042	0,5845075	0,09850159	0,04506052	0,02682042	0,01245602	0,007882597
7,2	0,0000	0,0000	1,33685932	0,53104089	0,54693493	0,08755442	0,03933487	0,02304567	0,01051391	0,006557779
7,3	0,0000	0,0000	1,28386439	0,49511836	0,51187656	0,07782909	0,03433807	0,01980264	0,00887479	0,005455697

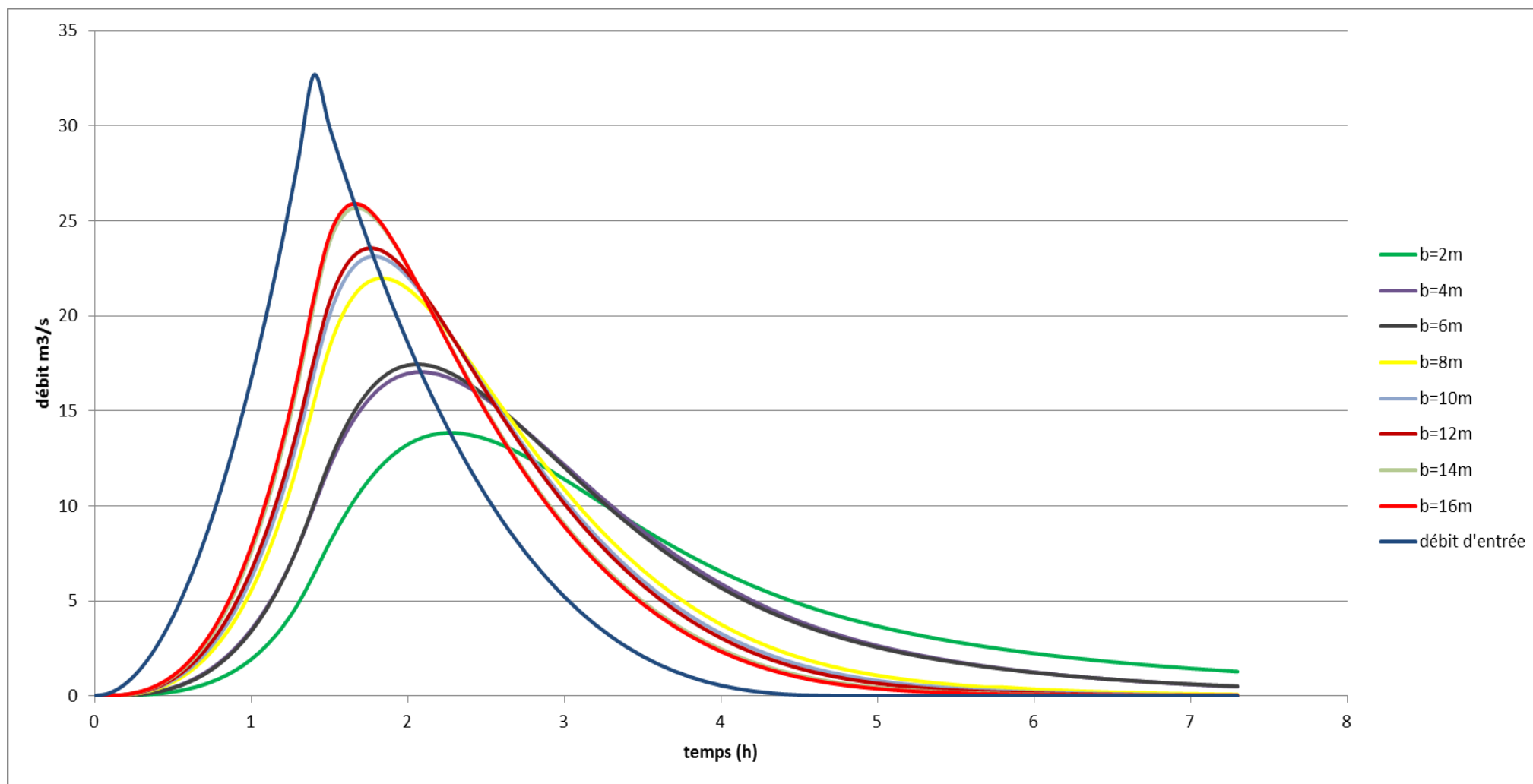


Figure.II.30 : Hydrogramme d'entrée et de sortie pour les différentes largeurs

nous avons calculé le laminage de crues pour déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue donc la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue, le débit maximal déverser par l'évacuateur de surface pour des différents largeur du déversoir.

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

II.9 Etude d'optimisation

II.9.1 Calcul du coût de la digue

II.9.1.1 Calcul de la revanche

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

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = 0.75H + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{II.77})$$

La hauteur des vagues H est estimé à l'aide des formules suivantes :

A- Formule de Stevenson

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \quad (\text{II.78})$$

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment à la direction du barrage appelée Fetch ($F = 0.315 \text{ Km}$) ;

B- Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032(U, F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \quad (\text{II.79})$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; $U = 140.4 \text{ Km/h}$,

C- Formule de Mallet-pacquant

$$H = 0.5 + 0.33(F)^{0.5} \quad (\text{II.80})$$

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V = 1.5 + 2H \quad (\text{II.81})$$

H : hauteur des vagues (m).

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.51 : calcul de la revanche

Formule	H(m)	V (m/s)	R(m)
Stevenson	0,74604156	2,99208311	1,01582889
Molitor	0,73123359	2,96246718	0,99573466
Mallet-paquant	0,68521204	2,87042408	0,93385472

L'U.S.B.R (United States Bureau of Réclamation) recommande pour un fetch < 1,6 km de prendre une revanche comprise entre 0,90 m et 1,25 m.

Pour des mesures pratiques on prendra une revanche de $R = 1\text{m}$.

II.9.1.2 Le tassement

On calcule le tassement d' après les formules suivantes :

$$\checkmark \quad T = 0,015 H_b \quad (\text{II.82})$$

$$\checkmark \quad T = 0,001 H_b^{3/2} \quad (\text{II.83})$$

Où

T = Tassement de la crête du barrage

H_b = Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés à 0,5 m.

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 ultérieures.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

$$\checkmark \quad \text{KNAPPEN} \quad b = 1,65 H_b^{0,5} \quad (\text{II.84})$$

$$\checkmark \quad \text{PREECE} \quad b = 1,1 H_b^{0,5} + 1 \quad (\text{II.85})$$

$$\checkmark \quad \text{SIMPLIFIEE} \quad b = 3,6 \cdot H_b^{1/3} - 3 \quad (\text{II.86})$$

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

Tableau II.52: Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur de la crête

Largeur de déversoir (m)	Charge déversante (m)	Hauteur du barrage (m)	Largeur en crête			
			Formule	Formule	Formule	b _{cr}
			KANAPPEN	PREECE	SIMPLIFIER	
2	3,83966854	19,10966854	7,212910134	5,808606756	6,624692997	6,548736629
4	2,418839609	17,68883961	6,939586863	5,626391242	6,379987986	6,315322031
6	1,845920101	17,1159201	6,826279548	5,550853032	6,277605841	6,218246141
8	1,52377347	16,79377347	6,761734117	5,507822745	6,219030766	6,162862543
10	1,313148169	16,58314817	6,719197935	5,47946529	6,180327217	6,126330147
12	1,162856796	16,4328568	6,688680933	5,459120622	6,152509555	6,100103704
14	1,049288812	16,31928881	6,66552802	5,443685347	6,13137637	6,080196579
16	0,959917135	16,22991714	6,647251267	5,431500844	6,11467669	6,064476267

On opte pour une largeur en crête de b_{cr}=7 m

Tableau II.53 : Variation de la hauteur du barrage en fonction de H déversant

NNR	B	H	NPHE	R+t	Cote de la crête	H _b
359	2	3,840	362,840	1,27	364,110	19,110
359	4	2,419	361,419	1,27	362,689	17,689
359	6	1,846	360,846	1,27	362,116	17,116
359	8	1,524	360,524	1,27	361,794	16,794
359	10	1,313	360,313	1,27	361,583	16,583
359	12	1,163	360,163	1,27	361,433	16,433
359	14	1,049	360,049	1,27	361,319	16,319
359	16	0,960	359,960	1,27	361,230	16,230

II.9.3 Calcul des coûts

II.9.3.1 Calcul du coût de la digue

En premier lieu, on calcule le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût.

- ✓ Tracer le profil longitudinal du barrage et on va choisir des sections à travers le barrage,
- ✓ On détermine la hauteur de la digue connaissant la cote de crête et celle au pied du barrage.
- ✓ Calcul de la largeur au pied du barrage au droit de la section.

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) * H_{bi} \quad (II.87)$$

Avec : b_{cr} : largeur en crête

B_{pi} : largeur du pied du barrage au droit de la section i

m_1 et m_2 sont les fruits du talus amont et aval.

- ✓ Calcul de la section $S = ((b_{cr} + B_{pi})/2) * H_{bi}$. (II.88)

- ✓ Calcul du volume total du barrage $V_b = \sum V_i$ avec $V_i = ((S_i + S_{i+1})/2) * d$ (II.89)

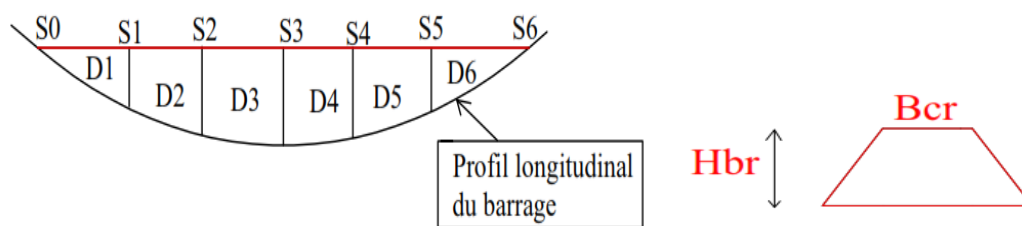


Figure II.31 : Principe de calcul du volume d'un barrage

Remarque : le prix de mètre cube de remblais égale 500 DA.

Tableau II.54 : Exemple de calcul du volume de la digue pour ($b=12m$)

Hi	Bi	Si	Si+1	Li	Vi
0	7	0	93,1629225	23	1071,373609
4,863	33,7465	99,07511475	783,9104225	20	8829,855372
16,363	96,9965	850,8473647	1052,192423	22,7	21599,50159
19,163	112,3965	1143,997565	951,8774225	17,33	18160,75676
18,163	106,8965	1034,351065	510,8394225	30	23177,85731
12,963	78,2965	552,8492648	0	33	9122,012868
0	7	0	/		81961,35751

Tableau II.55 : Coût et volume de la digue

Largeur déversant(m)	Hauteur du barrage(m)	Volume de la digue (m ³)	coût de la digue(DA)
2	19,11	104282,44	57141218,97
4	17,69	88199,53	49099765,61
6	17,12	82095,65	46047823,21
8	16,79	78742,70	44371352,12
10	16,58	76599,10	43299551,66
12	16,43	71961,36	40980678,75
14	16,32	73944,91	41972453,84
16	16,23	73171,20	41585599,72

II.9.3.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

a) Coût du déversoir

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

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

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \cdot \left(\frac{X}{H} \right)^{1.80} \quad (\text{II.90})$$

Avec : H : charge sur le seuil(m).

Y : ordonnée du profil(m).

X : abscisse du profil(m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dev}} = S \cdot b$$

S: section transversal (m²)

b: largeur déversant

Tableau II.56: Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

b(m)	H_{dev} (m)	S (m²)	V déversoir (m³)	Coût unitaire de béton armé (DA)	Coût déversoir (DA)
2	0.959917135	0.6629	1.3258	42000	55683.6
4	1.049288812	0.8026	3.2104	42000	134836.8
6	1.162856796	0.9785	5.871	42000	246582
8	1.313148169	1.2493	9.9944	42000	419764.8
10	1.52377347	1.69	16.9	42000	709800
12	1.845920101	2.4668	29.6016	42000	1243267.2
14	2.418839609	4.339	60.746	42000	2551332
16	3.83966854	10.82	173.12	42000	7271040

b) Coût du coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 140 m (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} * L_{\text{cou}} \quad (\text{II.91})$$

L'épaisseur du radier des murs bajoyers est prise égale à 0,5m.

$$\text{Largeur du coursier est donné par : } b_{\text{cour}} = (q_{\text{lam}})^{0,4} \quad (\text{II.92})$$

Tableau II.57: Récapitulatif des coûts du coursier par différentes largeurs déversantes :

b(m)	H déve	q(m³/s)	b_{cour}	S(m²)	Volume du béton (m³)	Coût unitaire de béton armé (DA)	Coût (DA)
2	3.840	13.8431	2.8608	1.762515571	134.832	42000	5662962.5
4	2.419	17.0467	3.1093	1.9208223	147.519	42000	6195804.4
6	1.846	17.4350	3.1374	2.056445252	157.935	42000	6633269.8
8	1.524	21.9509	3.4402	2.306173636	177.114	42000	7438793.7
10	1.313	23.1217	3.5124	2.621026791	201.295	42000	8454384
12	1.163	23.5262	3.5369	2.895689206	222.389	42000	9340335.1
14	1.049	25.6481	3.6612	3.760389057	288.798	42000	12129511
16	0.960	25.8418	3.6722	5.492335838	421.811	42000	17716078

Tableau II. 58 : Coût de l'évacuateur de crue

B (m)	Hd(m)	Coût déversoir (DA)	Coût coursier(DA)	Coût évacuateur de crue (DA)
2	3.83966854	55683.6	5662962.53	5718646.13
4	2.418839609	134836.8	6195804.411	6330641.211
6	1.845920101	246582	6633269.805	6879851.805
8	1.52377347	419764.8	7438793.68	7858558.48
10	1.313148169	709800	8454384.016	9164184.016
12	1.162856796	1243267.2	9340335.101	10583602.3
14	1.049288812	2551332	12129510.94	14680842.94
16	0.959917135	7271040	17716078.48	24987118.48

II.9.3.3 Le coût total

Le coût total (Digue+Evacuateur de crues) est donné ci-après :

Tableau II-59: Coût Total de la retenue

b (m)	Hd(m)	coût de la digue(DA)	Coût évacuateur de crue (DA)	Coût totale (DA)
2	3.83966854	57141218.97	5718646.13	62859865.1
4	2.418839609	49099765.61	6330641.211	55430406.83
6	1.845920101	46047823.21	6879851.805	52927675.02
8	1.52377347	44371352.12	7858558.48	52229910.6
10	1.313148169	43299551.66	9164184.016	52463735.67
12	1.162856796	40980678.75	10583602.3	51564281.06
14	1.049288812	41972453.84	14680842.94	56653296.78
16	0.959917135	41585599.72	24987118.48	66572718.19

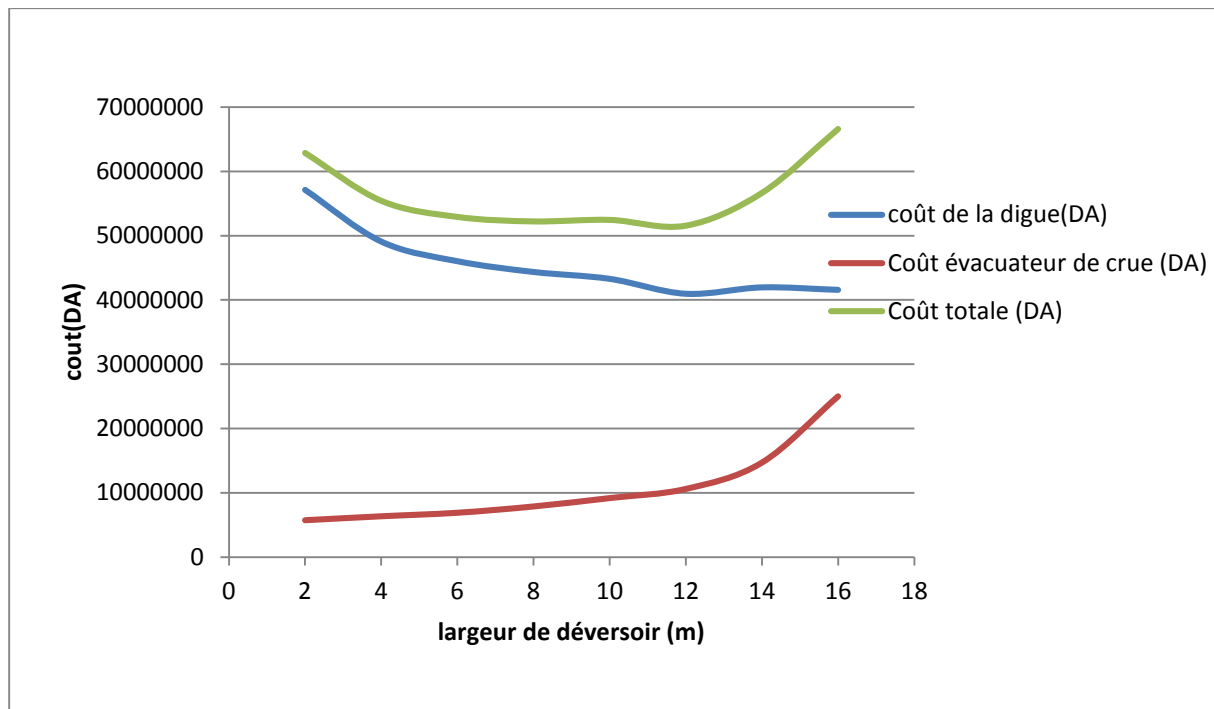


Figure II.32: Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total Optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b = 12\text{m}$ » pour un débit laminé ; $q_l = 23,1217 \text{ m}^3/\text{s}$, et une charge d'eau sur le seuil déversant ; $H_0 = 1,163\text{m}$.

Tableau II.60 récapitulatif des caractéristiques hydrologiques

Paramètre	Valeur
Site de la retenue	Oued AL ANSAR
Destination de la retenue	Irrigation
Bassin versant S_{bv}	$10,73 \text{ km}^2$
Périmètre du bassin versant P	$12,2 \text{ km}$
Longueur du thalweg principal L	$2,926 \text{ km}$
Apport moyen annuel A	$0,79 \text{ Mm}^3$
Apport fréquentiel $A_{80\%}$	$0,467 \text{ Mm}^3$
Débit max $Q_{\max}$ (pour une période de 100 ans)	$32,66 \text{ m}^3/\text{s}$
Côte du thalweg	484 m
Côte du niveau mort NVM	$351,8 \text{ m}$
Côte du niveau normal de la retenue NNR	359 m
La charge déversante H_d	$1,136 \text{ m}$

Côte du niveau des plus hautes eaux NPHE	360,16m
Côte Crête Digue	362 m
La revanche R	1 m
Volume mort V_{mort}	0,018762 Mm ³
Volume utile V_U	0,1621Mm ³
Volume total de la retenue V_t	0,1809 Mm ³
Hauteur du barrage à partir du thalweg H_b	17 m
Largeur en crête bcr	7 m
Capacité d'évacuation du déversoir Q_e	23.52m ³ /s
Volume du remblai de la digue	71961,35m ³

Conclusion

A la fin de ce chapitre on a déterminé tous les paramètres et les caractéristiques hydrologiques nécessaires (bassin versant, précipitation, crues ...) qui seront des éléments fondamentaux dans la conception du barrage ainsi que le coefficient de rentabilité tel que :

$$R = \frac{V_{total\ de\ la\ retenue}}{V_{remblai}} = 3,2$$

Ce coefficient (coefficient d'efficacité) permet de nous donner une idée sur la rentabilité de l'ouvrage, ce coefficient doit avoir une valeur supérieure ou égale 3, pour avoir une bonne rentabilité de la retenue.

CHAPITRE I :

Etude topographique, géologique Et géotechnique

I.1. Introduction

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

L'étude nous impose plusieurs variantes de choix des axes de l'implantation du barrage, pour laquelle on devra choisir la meilleure solution de point de vue économique et technique.

I.2. Situation géographique

Les documents de référence sont les suivants :

- La carte d'état-major **EL HARROUCHE** NJ-32-I-4 OUEST à l'échelle **1/50000**.

- Levé topographique de la cuvette relative à la retenue d'oued AL ANSAR à l'échelle

1/1000 réalisé par la société des études techniques de Sétif (SETS).

Géographiquement, la retenue collinaire sur chaabat AL ANSAR est située dans la commune de Beni Hamidane dans la wilaya de Constantine.

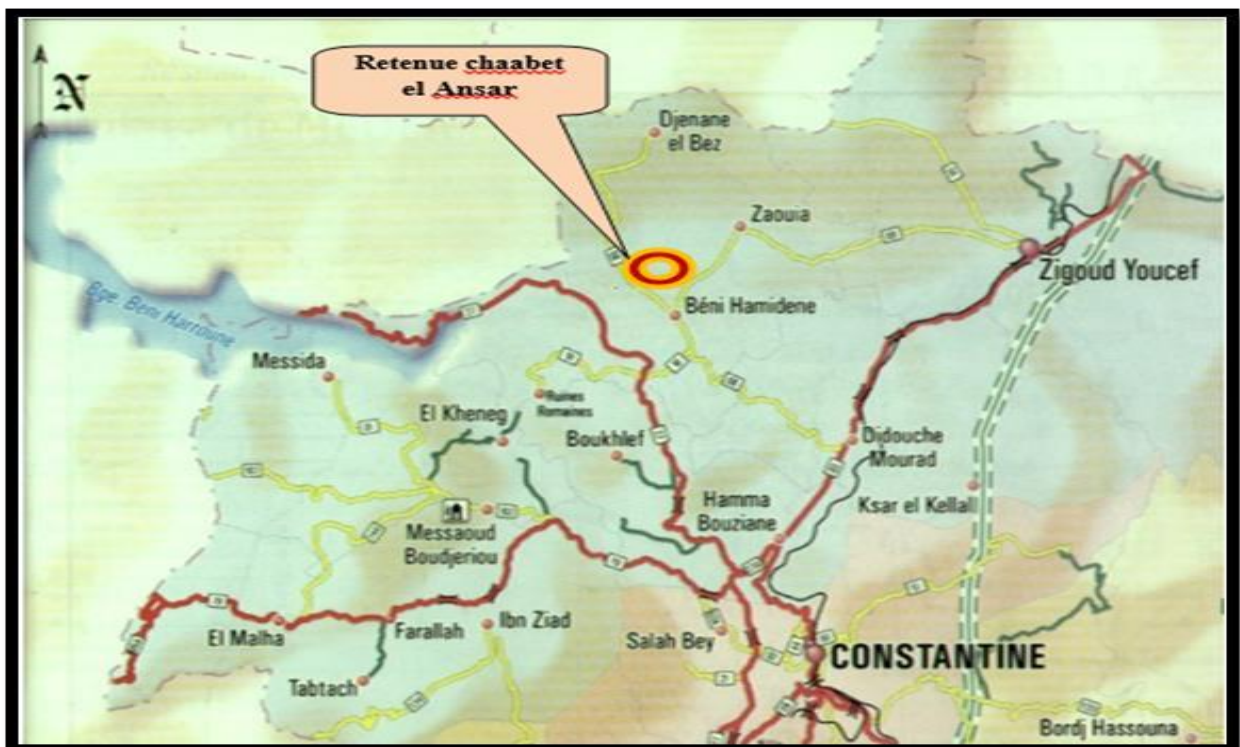


Figure I. 1 Plan de situation de la retenue collinaire (Echelle 1/25000)

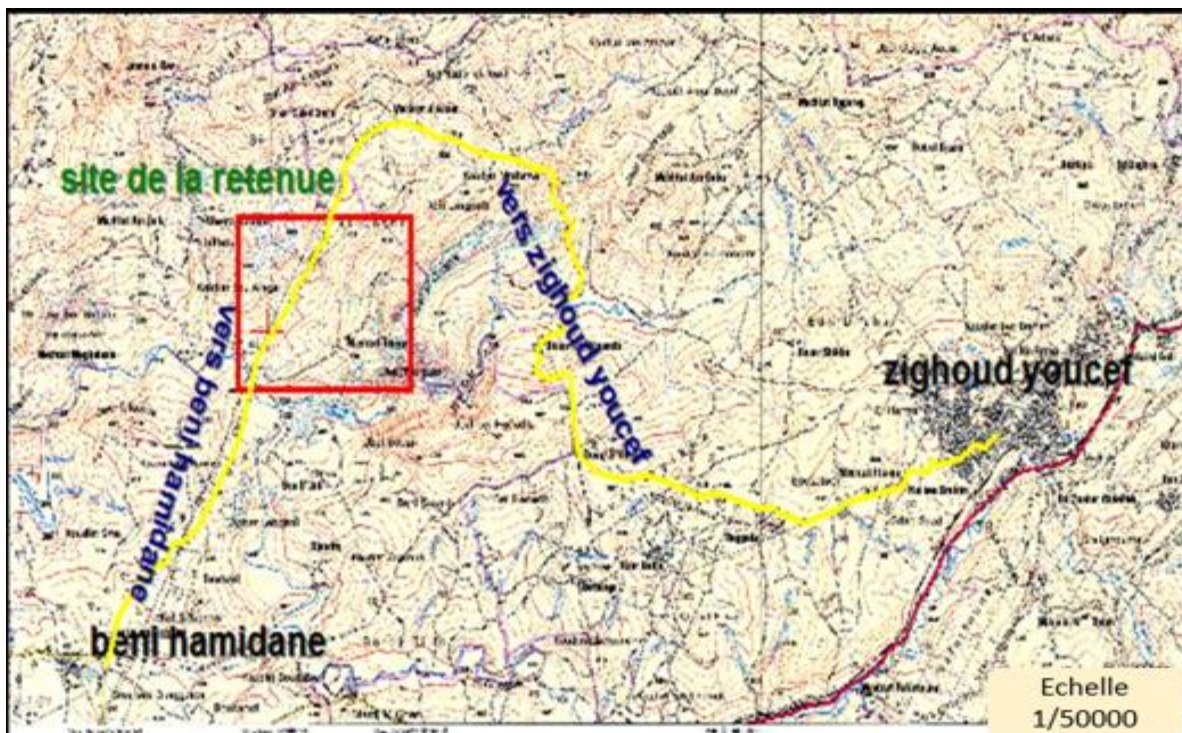
I.3. Situation topographique

Topographiquement, Les sites prospectés pour l'implantation de la retenue collinaire sont situés à environ 6 Km au Nord-est de la commune Beni Hamidène et à environ 10 Km au Nord -ouest de la commune de Zighoud youcef.

- L'étude topographique du site de la retenue débouche sur l'établissement des plans à partir desquels il est possible de : D'estimer la capacité de la retenue et sa surface en fonction de la cote de l'eau et de l'emplacement du barrage ;
- D'évaluer le volume des différents ouvrages et de proposer leur implantation ;
- De repérer les ballastières et les zones exploitables pour les différents matériaux
- De fournir les fonds de plan pour l'établissement des plans des différents ouvrages pour la retenue.
- Les coordonnées UTM de site proposer est défini sur les cartes d'état-major **EL HARROUCHE** NJ-32-I-4 OUEST à l'échelle **1/50000** et de l'axe de la digue d'après levé topo sont les suivant :

Tableau I. 1 Coordonnes de l'axe de digue

N°	Dénominations	commune	AXE DE LA DIGUE EN	
			X (mUTM)	Y (mUTM)
Coordonné du site	OUED AL ANSAR	Beni Hamidène	283765,88	4046843,70



(Carte d'Etat-major El HARROUCHE)

Figure I. 2 Site de la retenue collinaire

I.3.1. Caractéristiques topographiques de la retenue

Le bassin versant d'oued AL ANSAR a une superficie qui peut être chiffrée à près de 10.86km² et d'un de périmètre de 12.39 km, le site se situe dans la vallée de OUED AL ANSAR, 6Km Nord –Est de la ville de BENI HMIDENE sur CW9.

Dans le site envisagé, la vallée de l'oued est plutôt ample et délimitée par deux butées, (377mNGA rive droite) et (370mNGA rive gauche), qui sont distantes de 240 m à peu près l'une de l'autre. Au milieu il y a le lit mineur et majeur de l'oued AL ANSAR (344 m NGA), d'environ 47 m en largeur.

L'axe de la digue relie les deux butées qui sont distantes de 247 m à peu près l'une de l'autre, la cuvette est délimitée au Nord par le Mechtaat CHAIBA et AIN TALLA, au Ouest par Mechtat TOUIGAST, au Sud par Mechtat AIN DALIA et à L'EST par Mechtat FALOUTA, Mechtat TAROUA

En cette zone, le cours de l'oued s'écoule du Nord vers le Sud d'une façon tortueuse sur une longueur d'à peu près 4.7 Km, avec un dénivellement de 480 m, c'est à dire entre la côte 820et celle 340 m NGA (site de la digue).

I.4. Géologie de la zone d'étude

Dans le cadre de cette étude, il est important de situer la structure géologique de notre zone d'intérêt par rapport aux ensembles tectono-sédimentaires régionaux, c'est à dire incluant utilement l'appartenance des rives, de l'aire de la retenue et en général du bassin de Oued AL ANSAR.

I.4.1. Stratigraphie

Sur la carte géologique à l'échelle 1 :50000 parmi les terrains triasiques on a mis en relief

a. Formation miocènes

- **Travertins calcaires** : forment des affleurements discontinus au Nord de l'Oued Smendou.
- **Grès et poudingues dites de Siliana**, de grande extension au Nord de la confluence d'Oued smendou et Oued Rhumel et au Sud de la forêt des Mouia.
- **Argile et grès dites de Smendou** : de grande extension de part et d'autre de l'Oued Smendou et Oued Rhumel .Ils consistent en alternance

d'argiles plus au moins schisteuses, de grès fins jaunâtres et de calcaires marneux gris ou jaunes.

- Grès et poudingues dits de l'Oued Mila, de couleur rouge, présents au niveau de Djbel El Kheneg, entre Oued Rhumel et Oued Smendou.

b. Formation éocènes

- **Grés de Numidie** : formant le cœur d'un synclinal au niveau de la forêt des Mouia se prolongeant à l'Est en contact transgressif sur les marnes et calcaires sénoniens de Kef Sidi Driss. Il s'agit de grés jaunâtres à grains fins, où l'on observe à différents niveaux de minces lits argilosableux.
- **Argile Numidie**, affleurent sous les formations précédentes, ce sont des argiles noires renfermant des minces lits de grès jaunes.
- **Grés quartziques** : existent toujours dans le synclinal de la forêt des Mouia. Il s'agit de grés rougeâtres composés de grains de quartz solidement agglomérés par une matrice homogène.
- **Calcaires à Numulites**, affleurent au Nord de Beni Hamidène, consistant en calcaires blanchâtres.
- **Calcaires à silex** : calcaires blanchâtres avec nombreux rognons siliceux, en contact anormal avec les calcaires liasiques de Sidi Driss.

c. Formations crétacées

- **Le sénonien** consiste en marnes et calcaires : marnes avec bancs de calcaire marneux même couleur dans la chaîne numidique.
- **Le CénoManien** : Calcaire et marno-calcaire gris, en contact anormal avec les calcaires à silex de l'Eocène et les formations du sénonien.

d. **Le Lias** : Il s'agit de calcaires massifs grisâtres ; bleuâtres ou blanchâtres à nombreux rognons de silex formant la plupart des roches de la chaîne numidique.

La carte géologique de la région d'étude :

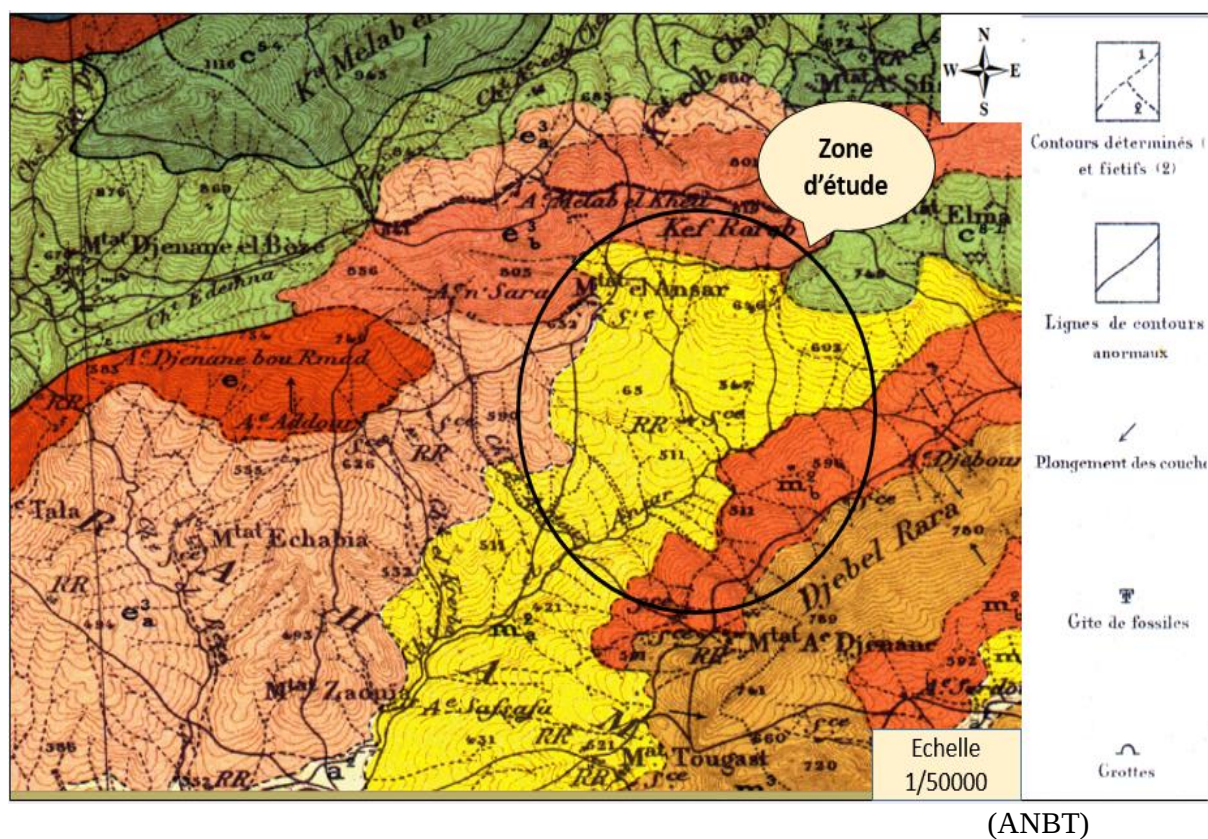
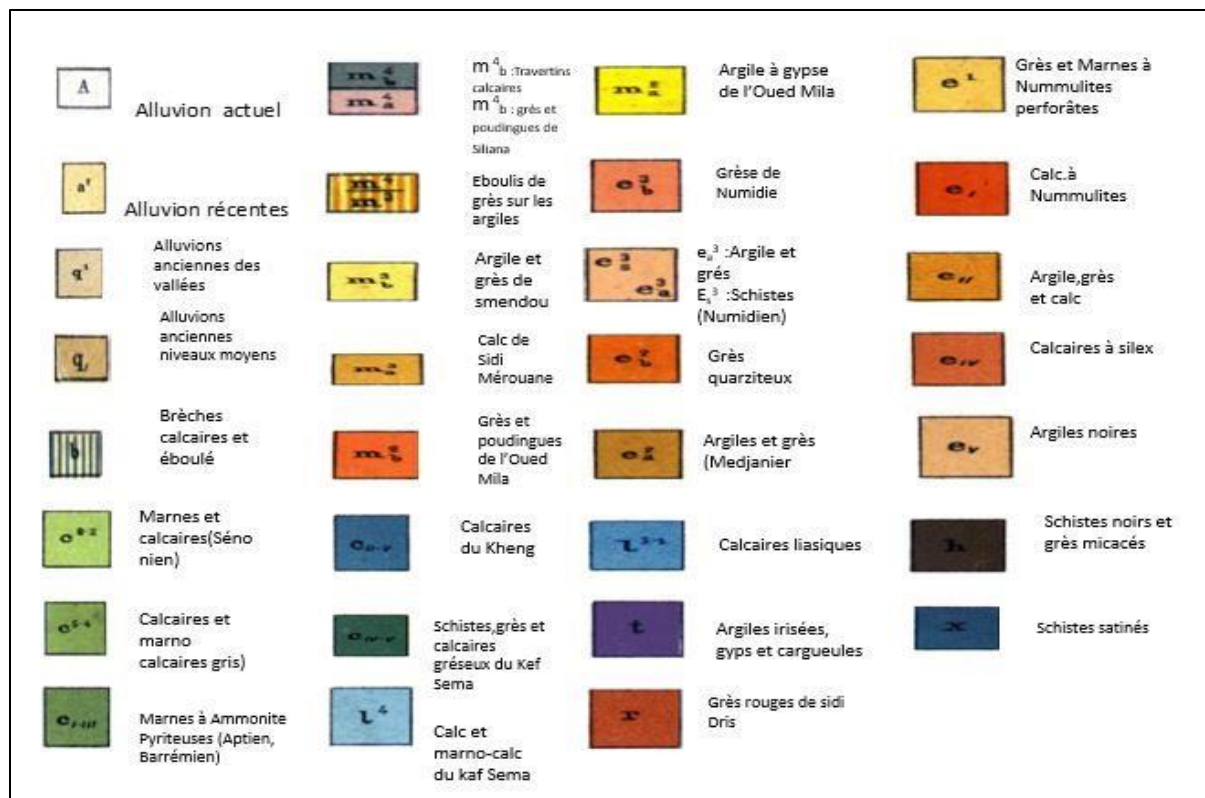


Figure I. 3 carte géologique régionale



I.4.2. Sismicité de la région

La retenue est située dans la zone sismique II.a (Zone sismique moyenne) selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99/additif 2003), notre ouvrage est classé en groupe d'usage 1B selon la classification des ouvrages selon leur importance et par conséquent le coefficient d'accélération de zone est selon le (Tableau 4.1, RPA.99/2003) égal à $\alpha=0,20$ avec accélération sismique égale à 0,20 g.

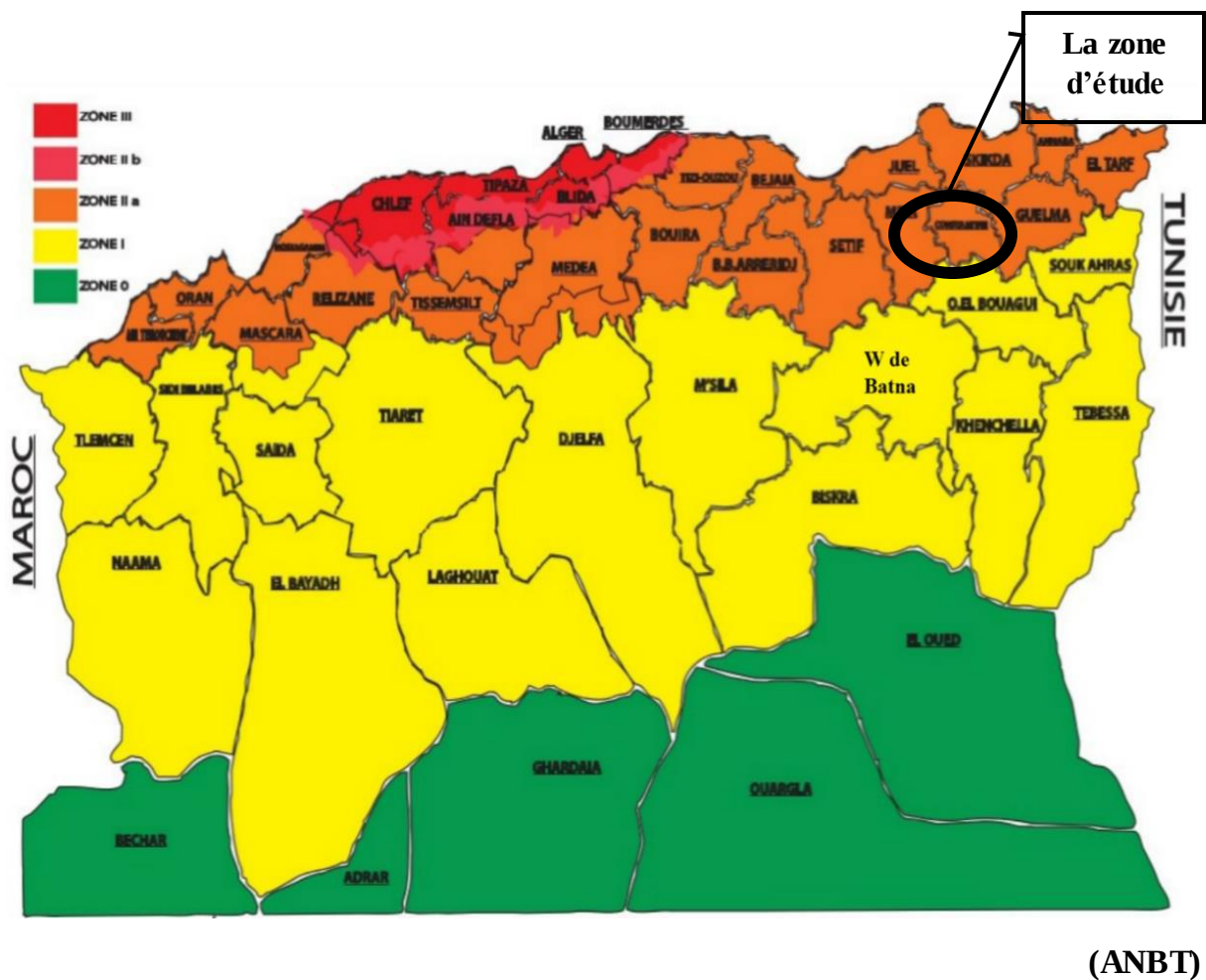


Figure I.4 : Carte sismique de l'Algérie (R.P.A 99-version 2003)

I.4.3. Tectonique et analyse structurale de la région

Au Nord de la dépression tertiaire, la chaîne numidique est surtout caractérisée par la présence d'importantes roches calcaires liasiques : Djebel M'cid Aïcha, Kef Sema, Djebel Sidi Driss, séparés par tout leur pourtour par des contacts anormaux de marnes schisteuses, des schistes ou grès crétacés. La stratification à l'intérieur de ces masses est profondément bouleversée. Les contacts anormaux ne sont pas localisés au voisinage des roches liasiques.

L'évolution de ces phénomènes tectoniques s'est prolongée jusqu'à la fin des temps miocènes, comme le témoigne le cheminement du Crétacé du bord sud de la chaîne sur le bord de la dépression tertiaire.

Au Sud de la dépression, le caractère le plus saillant de la structure est donné par des failles nombreuses qui isolent les massifs calcaires en les faisant surgir au-dessus des marnes crétacées.

Les dislocations produites par ces failles ont été accompagnées des lambeaux du Trias dans les conditions les plus inattendues, en les desservants sur les terrains crétacés.

Ces dislocations et étirements intenses paraissent antérieurs à l'Oligocène, dont les assises affectent une allure assez régulière en grand synclinal subdivisé en deux plis longitudinaux vers le centre de la dépression sous l'influence probable du massif de Chettaba et du Kheneg.

Dans le rocher de Constantine, le jeu de failles a été plus serré, produisant son action à la fin du Miocène.

Les conglomérats d'âge Aquitanien s'étendent fréquemment sur les argiles à gypses pour remonter sur les calcaires crétacés (Chettaba et Kheneg).

I.4.4. Hydrogéologie sommaire de la région

✓ Dépression de Constantine

Les assises gréseuses ou calcaire inter stratifiées dans la puissante série argileuse, détermine chacune la formation d'une nappe aquifère, dont l'importance est proportionnée par l'épaisseur et la surface d'affleurement de l'ensemble perméable c'est de telles nappes que sortent la plupart des sources de la dépression de

Constantine. Les conglomérats aquitaniens emmagasinent des eaux qui vont sourdre en contact des argiles. il en est de même de toute la bordure des affleurements des calcaires lacustres présumés pliocène, qui reposent presque par tout sur les argiles.

✓ **Zone nord de la région**

Les lits argileux qui s'intercalent dans les grès éocènes constituent autant de couches imperméables à la surface de laquelle prennent naissance des sources, celles-ci sont particulièrement nombreuses aux abords du foret de mouias .des calcaire du lias sortent des exurgences faibles a débit relativement considérable au pied de M'cid Aicha et sidi Dris .ces sources sont évidemment en rapport avec l'important réseau de fractures.

✓ **Zone sud de la région**

Dans le massif de chettaba, des sources nombreuses jalonnent la faille occidentale du djebel zouaoui, au contact des calcaires aptiens et sénoniens. Elles sont fréquentes mais peu abondantes dans la région sénonienne ; soit au pied de l'étage inférieur, soit au niveau des bancs de calcaires intercalés dans les marnes.

✓ **Sources thermales**

Plusieurs sources thermales sont en rapport avec des failles. Telles sont les sources de sidi M'cid à la lèvre de la faille nord de Constantine, les sources abondantes du hamma, sous la dépendance du djebel kallal au kef bergli, la source minérale de salah bey, la source thermale de Ain Tin au pied du djebel Akhal, la source thermale du kheneg.

I.4.5. Géologie du Bassin de la retenue

L'ensemble de la cuvette de la retenue collinaire de Chaabat Al Ansar, commune de Beni H'Midene est formé essentiellement de dépôts miocènes, correspondant à des argiles rougeâtres et brunâtres à traces de gypses, recouverts par endroits de dépôts quaternaires : des sable et limons argileux. Ces argiles montrent des hétérogénéités locales représentées par des insertions détritiques plus grossiers ; sableuses et micro conglomératiques, parfois gypseuses.

Au niveau du lit d'oued, ce sont les alluvions (limons, graviers et sables avec souvent des blocs calcaires et des cailloutis), couvrant les mêmes argiles miocènes des deux versants.

Sur les deux rives droite et gauche de l'axe de la retenue, ce sont les dépôts Sablo-limoneux quaternaires, qui couvrent les argiles brunâtres présumées miocènes.

I.4.6. Hydrogéologie du site

Le bassin néogène de Constantine-Mila, d'âge mio-pliocène et à dominance argileuse, à l'exception de quelques affleurements de calcaires lacustres renfermant des ressources exploitées localement.

Par ailleurs, y émergent de nombreux horsts de calcaires néritiques d'âge jurassique-crétacé donnant lieu à des aquifères karstiques importants.

Au niveau de la cuvette, et dans le bassin néogène de Constantine, plusieurs études hydrogéologiques ont été réalisées et qui aboutissaient en réalité à identifier quatre niveaux aquifères (source : ANRH agence régionale de Constantine) :

- ✓ Un aquifère hydrothermal (profond)
- ✓ Aquifère des formations marneuse préabonienne.
- ✓ Aquifère des formations argilo-sableuse moi-pliocène.
- ✓ Aquifère des éboulis et travertins d'âge quaternaire.

Le substratum résistant détecté par la prospection électrique en 1960, confirmé par une campagne d'investigation sismique en 1986, se trouve à une profondeur de 100m au niveau des sources thermales de HAMMA BOUZIAN et plonge rapidement vers le NORD-OUEST et atteint une profondeur de 300m sur une distance de 100m approximativement. Cette même étude confirme la structure en hors du substratum calcaire dont l'axe est orienté NORD-EST :SUD-OUEST en passant par la localité dite HAMMA BOUZIANE. On constate d'après notre enquête sur site que le bassin hydrogéologique de la cuvette coïncide avec le bassin topographique de celle –ci. La nature géologique argileuse des matériaux constitue en réalité une limite étanche qui empêche l'infiltration des eaux de surface vers la nappe en profondeur .les formations numidien grés et argile et conglomérat forment localement des réservoirs de capacité faible, qui tarissent rapidement vers le début de la période des hautes eaux.

I.4.7. Géologie de l'emprise et de la digue

On distingue deux niveaux de terrain miocène :

- A la base des argiles marneuses qui occupent les basses altitudes au cœur de la retenue et au niveau de la rive droite et gauche.
- Surmonté par des argiles brunâtres sableuses a limoneuses.
- Grés et sable au niveau de la crête droite.

A. sols de l'axe de la digue

Le long de l'axe de la digue deux sondages carottés ont été effectués, S1, S2, de 10 m de profondeur.

➤ **appui rive gauche S1:**

- 0 – 0,4 m : Terre végétale,
- 0,4 – 2m : Argiles sableuse brunâtres.
- 2 – 6 m : Argile marneuse peu graveleuses jaune a brunâtre.
- 6 – 10 m: marnes grisâtres

➤ **appui lit mineur S2:**

- 0 – 0,8 m : Terre végétale,
- 0,8– 3,5 m : Argile brune à brunâtre assez graveleuse.
- 3,5 – 10 m : marnes limoneuse gris.

➤ **appui rive droite S3 :**

- grés recouvert par des argiles marneuses étanches.

Les reconnaissances géologiques et les deux sondages effectués au droit de la future digue, révèlent la présence de terre végétale de 0,4 à 0,8 m d'épaisseur, surmontent des formations argilo-marneuses a sables et graviers entrecoupés au niveau de lit mineur par des formations alluvionnaires argilo- sableuses a bloc dans la surface.

B. zone d'emprunt d'argile

Les fouilles de reconnaissance réalisée au cours de cette étude indiquent que le site d'emprunt est marqué en surface par la présence d'une couverture végétale de 0,4 m d'épaisseur celle-ci recouvre des formations argilo- limoneuses de 3 m d'épaisseur.

D'après les résultats des travaux géologiques au niveau du site, ainsi que les observations faites sur le terrain (les sondages carottés, les puits de reconnaissance), On dénote une quasi- homogénéité géologique de site avec des soles argilo-marneuses et sols alluvionnaires déverses de faibles épaisseur (limons, argiles galets à bloc à la surface.)

La disposition géomorphologique de la cuvette, combinée à la nature de végétation assure une stabilité naturelle des versants et des abords.

La fixation de la digue et l'étanchement de la fondation seront assurés par une tranchée d'ancrage de 6 mètres, dont la profondeur variera en fonction du sol en place (nature et

compacité). De la rive gauche vers la rive droite nous proposons les profondeurs d'ancrage suivantes :

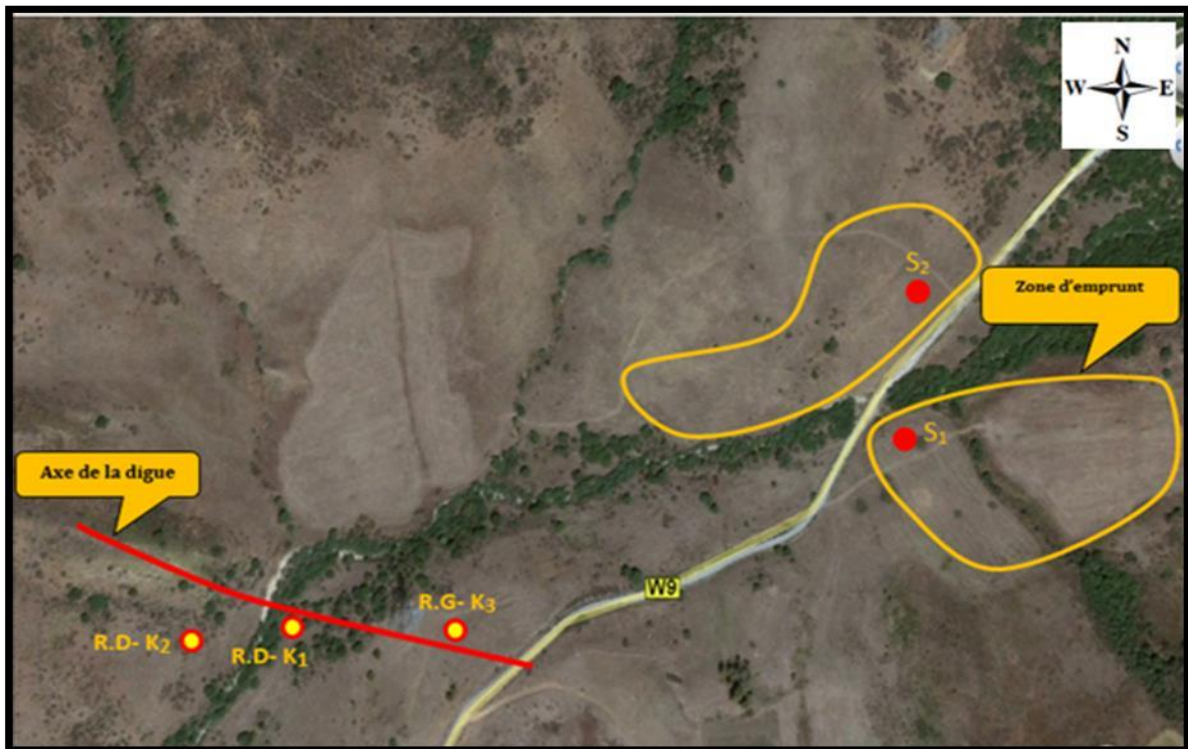
- 1,5 m à la rive gauche.
- 4 m au lit mineur.
- 1,5m à la rive droite.

La zone d'emprunt d'argile, identifiée dans la cuvette, convient pour la construction d'une digue homogène, est favorable de point de vue qualitatif et quantitatif.

I.5. Etude géotechnique

Les travaux de reconnaissances qui ont été réalisés pour la justification géologique de l'Avant-projet Détaillé du barrage sur l'oued Al ANSAR, à la wilaya de Constantine sont les suivants :

- Réalisation des puits de 3 à 4 m de profondeur avec une pelle mécanique et prélèvement des échantillons, que ce soit sur l'axe de la digue(soit 03 puits : rive droite, fond de la cuvette, rive gauche) ou zone d'emprunt (soit 02 puits) dans le but d'évaluer la qualité et les quantités des matériaux de construction de la digue ainsi que la détermination de la structure géo- mécanique du sous-sol de fondation à différents niveaux.
- Les essais (physiques, mécaniques et chimiques du sol prélevé) en laboratoire. Plan d'implantation des puits



(Direction des ressources en eau - Constantine)

Figure I. 5 Plan d'implantation des puits

I.5.1. Description lithologique des puits de reconnaissance

Axe de la digue

- Puits k1: fond de la cuvette (voir photo A-1 annexe « A »)

0,0 – 1,0m : terre végétale

1,0 – 4,0m: T.V.O

- Puits k2: rive droite

0,0– 0,30m : terre végétale

0,30 – 4,0m: argile limoneuse grisâtre

- Puits k3: rive gauche

0– 1,0m : terre végétale

1,0– 4,0m: limon graveleux Caillouteux.

Zone d'emprunt :

- Puits S1

0,0-0,40 m : terre végétale

0,0-0,40m : Argile limoneuse

- Puits S2

0,0-0,4m : terre végétale

0,0-0,4 m : Argile limoneuse

I.5.2. Prospection géotechnique de laboratoire

I.5.2.1. Programme des essais

Sur les échantillons prélevés, les essais suivants ont été effectués :

Essais physiques d'identification et de classification :

Teneur en eau naturelle (**NF P 94-050**)

Analyse granulométrique par tamisage à sec (**NF P 94-056**)

- ✓ Analyse granulométrique par sédimentométrie (**NF P 94-057**)
- ✓ Limite d'Atterberg (**NF P 94-051**)
- ✓ Densité humide
- ✓ Densité sèche Essais mécaniques :
- ✓ Essai Proctor normal (**NF P 94-093**)
- ✓ Essai de cisaillement rectiligne à la boîte de type U.U (**NF P 94-071-1**)
- ✓ Essai œdométrique (**NF P 94-090-1**) Analyses chimiques par rapport à

la matière sèche :

- ✓ Teneur en carbonates CaCO_3
- ✓ Teneur en gypses $\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$

I.5.2.2. Résultats et interprétations des essais géotechniques

A) la rive droite et la rive gauche

Les essais ont été réalisés sur l'argile limoneuse grisâtre et l'argile marneuse brunâtre, les résultats sont comme suit :

Tableau I. 2 les résultats obtenus à travers les essais géotechniques

(SETS: Société des Etudes Techniques Sétif)

Caractéristiques géotechniques		Unité	Valeurs	
			la rive droite	la rive gauche
Densité humide (γ_h)		t/m ³	1,98	1,96
Densité sèche (γ_s)		t/m ³	1,62	1,52
Indice de liquidité W_L		..	47	59,86
Indice de plasticité I_P		%	20,5	30,84
Granulométrie	80 μ	%	85	87
	20 μ	mm	95	96
	Dmax	mm	<50	<50
classe du sol selon GTR		..	A ₂	A ₃
Cohésion non drainée (C_u)		KN/m ²	10-50	
Cohésion effective (C'_u)		KN/m ²	20	
Angle de frottement effectif (φ'_u)		(°)	27°	

Coefficient de perméabilité (k)	m/s	10^{-6}
---------------------------------	-----	-----------

La formation géologique de la rive droite est constituée d'argile marneuse grisâtre sur toute la profondeur recouverte par la terre végétale. Par contre la rive gauche qui est formée de la marne argileuse peu compacte en base ; surmonté par 2 mètre d'épaisseur d'argile marneuse brunâtre ; cette formation est recouverte par 1 mètre de terre végétale

B) le fond de la cuvette

Les essais ont été réalisés sur le sable fin argileux dont les résultats obtenus sont comme suit :

Tableau I. 3 Récapitulatif des essais d'identification et de classification au fond de la cuvette

(SETS)

Caractéristiques géotechniques		Unité	Valeurs
Indice de liquidité W_L		-	41,06
Indice de plasticité I_P		%	20,26
Granulométrie	80 μ	%	71
	20 μ	mm	99
	Dmax	mm	<50
classe du sol selon GTR		-	A ₂
Cohésion non drainée (C_u)		KN/m ²	49,8
Angle de frottement non drainé (ϕ_u)		(°)	0
Coefficient de perméabilité (k)		m/s	10^{-9}

La formation géologique du puits réalisé au niveau du fond de la cuvette est formée de sable fin argileux sur toute la profondeur recouverte par 30 cm de terre végétale en surface, on note la présence d'une nappe d'eau au fond de la fouille sur un niveau de 2 mètres.

Puisque le sol extrait du fond de cuvette est remanié ainsi saturé d'eau ; on pourra connaître la cohésion, l'angle de frottement et la perméabilité par corrélation approximative ; en se basant sur le document : **Géologie Appliquée à l'Ingénierie et à l'Environnement**

B2-2 : Mécanique des sols ; édités par M^r Michel Dysli de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne et à partir des résultats de laboratoire, ce sol appartient au groupe CL (argile peu plastique) qui présente une grande résistance au cisaillement (Cohésion estimée de 0.10 à 0.50 bars).

Tableau I. 4 Récapitulation des caractéristiques mécaniques du fond de la cuvette (par corrélation)

Cohésion non drainée (C_u)	KN/m ²	10-50
Angle de frottement effectif ϕ'_u (+/-) 4	degré	27
Cohésion effective C'_u (+/-) 10	KN/m ²	20
Perméabilité K	m/s	10 ⁻⁶

C) Matériaux de construction de la digue (matériaux d'étanchéité)

Les caractéristiques géotechniques pour ces matériaux sont les suivants

Tableau I. 5 Récapitulation des essais d'identification et de classification des matériaux d'étanchéité

(SETS)

	Caractéristiques géotechniques		Unité	valeurs
essais physiques	Densité humide (γ_h)		t/m ³	1,99
	Densité sèche (γ_s)		t/m ³	1,59
	Indice de liquidité W_L		..	18,05
	Indice de plasticité I_P		%	18,05
	Granulométrie	80 μ m	%	95,66
		2mm	%	100
		Dmax	mm	<50
	sedimentométrie	20 μ m	%	69
		2 μ m	%	46
	classe du sol selon GTR		..	A2
essais mécaniques	Densité sèche maximale (γ_d)		t/m ³	1,58
	Teneur en eau optimale (W_{opm})		%	17,8
	Degré de saturation S_r		%	69,82
	Angle de frottement non dr (ϕ_u)		(°)	22.3
	Cohésion drainée (C_u)		KN/m ²	2
Analyse chimique	teneur en insoluble		%	67,96
	Teneur en carbonates $CaCO_3$		%	15,78
	teneur en gypse $CaSO_4 \cdot 2H_2O$		%	0
	teneur en SO_4		%	0

Les matériaux d'étanchéité de la digue seront exploités à partir du versant gauche de la cuvette ; cette dernière est formée d'argile limoneuse marneuse peu plastique ; notant que la classification selon GTR est A₂ (Sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques, arènes).

Le caractère moyen (A_{2m}) des sols de cette sous - classe fait qu'ils se prêtent à l'emploi de la plus large gamme d'outils de terrassement (si la teneur en eau n'est pas trop élevée).

Dès que l'IP atteint des valeurs ≥ 12 , il constitue le critère d'identification le mieux adapté.

En se basant sur le même document cité ci-dessus et à partir des résultats de laboratoire, ce sol appartient au groupe CH (argile très plastique).

Ces sols montrent une importante résistance au cisaillement (cohésion de 49.8 KN/m^2) ; ces argiles ont une perméabilité très faible 10^{-9} m/s (voir photo A- 4, l'annexe A).

Les résultats d'analyse chimique prouvent que ce sol est non agressif.

I.6. Conclusion

Après avoir collecté les données géotechniques ; que ce soit sur terrain ou au laboratoire ; au niveau de l'axe de la digue pour l'assise de fondation et au niveau de la zone d'emprunt destinée à la construction de la retenue collinaire sur oued El ANSAR ; on peut donner les recommandations suivantes :

- ✓ Au niveau de l'emprise de la digue, l'encrage de la digue doit se faire sur les deux rives pour une profondeur supérieure à 2.00 m, par contre au niveau du fond de la cuvette dont il faut ancrer au-delà du niveau de la couche de sable fin argileux.
- ✓ Les matériaux argileux destinés à l'étanchéité ainsi pour la construction de la digue seront exploités du versant gauche de la cuvette, l'insuffisance pourra se compléter du versant droite de la cuvette ; notant que la qualité des matériaux est acceptable.
- ✓ Les matériaux destinés pour remblais de la digue sont non agressifs envers le béton à ciment ordinaire.

CHAPITRE II :

ETUDE HYDROLOGIQUE

II.1 Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre, Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines, C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau, L'hydrologie est devenue une science importante de l'art de l'ingénieur intéressé à la exploitation et au contrôle des eaux naturelles ,des études hydrologiques plus ou moins poussées sont indispensables pour toute mise en œuvre de projets hydroélectriques, de distribution d'eau, de protection contre les crues ,d'assainissement d'irrigation ,drainage ,de barrages et de navigation fluvial .

Les études hydrologiques donc sont très indispensables, Elles ont pour objectif d'étudier les conditions d'écoulement d'une part, et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger l'ouvrage hydraulique, Les analyses peuvent être basées sur les statistiques si l'on dispose déjà d'un échantillon d'observations de mesures du site étudié, Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liés à une évaluation saine non seulement des débits disponibles en moyenne mais surtout des débits extrêmes (crue-étiage).

II.2 Bassin versant :

Le bassin versant d'un oued au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section, Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval, Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux, Cette limite est déterminée sur la carte topographique, En commençant par un exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

II.2.1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Les paramètres physiographiques ont été estimés en se basant sur les cartes d'état-major (1/50000).



Figure II,1 : Délimitation du bassin versant sur la carte d'état-major d'El Harrouche NJ-32-I-4 ouest à l'échelle 1/50000.

II.2.1.1 Caractéristiques physiographiques du bassin versant

Les paramètres physiographiques étudiés du bassin versant sont définis comme suit :

❖ Surface du bassin versant

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S = 10,74 \text{ Km}^2$$

❖ Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant mesuré est de :

$$P=12,2\text{km}$$

❖ Longueur du talweg principal

La longueur du thalweg principal a pour valeur :

$$L= 2,926\text{km}$$

II.2.1.2 Caractéristiques hydromorphologiques

❖ Indice de compacité de Gravelius "Kc"

Cet indice caractérise la forme du bassin versant, Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

$$Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (II.1)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

KC : indice de Gravelius

$$KC=1,042$$

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

-si Kc = 1 => bassin parfaitement circularisé

-si KC = 1,128 => bassin ramassé

-si KC > 1,128 => bassin allongé

Selon la valeur de KC = 1,042 on pourra dire que notre bassin est de forme parfaitement circularisé.

❖ 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'influence de la forme sur l'écoulement, ce rectangle est défini comme le rectangle de longueur (L) et de largeur (l) qui a la même surface (s), même périmètre (p), même indice de compacité (Kc) et même hypsométrie que le bassin versant étudié.

D'où les dimensions rectangles équivalents sont :

- Longueur du rectangle équivalent

$$L_r = \frac{kc\sqrt{s}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{kc} \right)^2} \right] \quad (II.2)$$

$$L_r = 5,25 \text{ Km}$$

- Largeur du rectangle équivalent

$$l_r = \frac{kc\sqrt{s}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II.3)$$

$$l_r = 2,04 \text{ km}$$

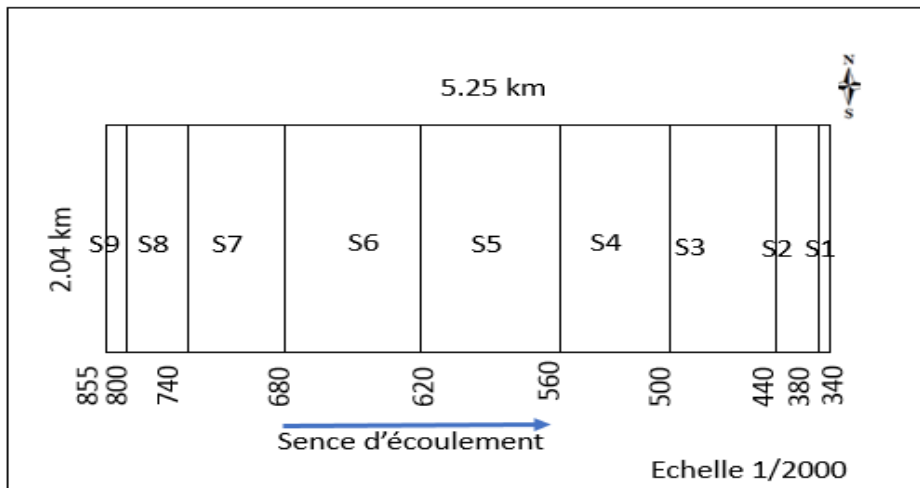


Figure. II.2 : Rectangle équivalent

II.2.1.3 Paramètres du relief

Courbe hypsométrique

Estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes.

La courbe hypsométrique est représentée par la Figure, (II.1).

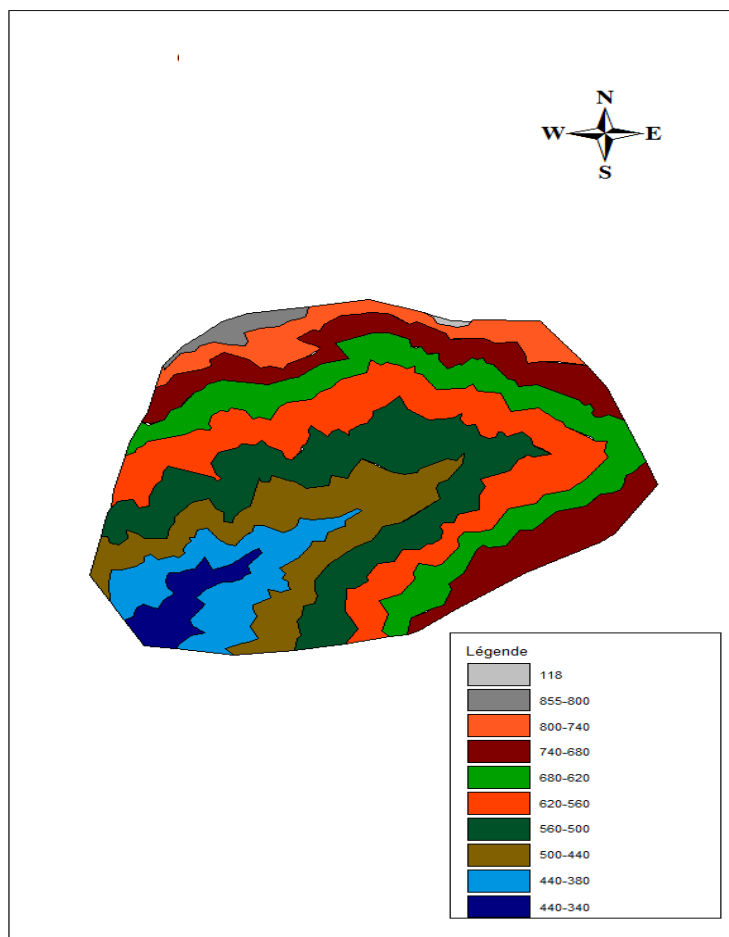


Figure II.3 : Classe des niveaux du bassin versant de la retenue collinaire sur AL ANSAR.

Tableau II.1 répartition des surfaces en fonction des côtes

		La surface			
		Partielle		cumulée	
Altitudes (m)	H _{moy} (m)	Si (Km ²)	Si(%)	S(Km ²)	S(%)
855-800	827,5	0,160848	1,49842335	0,160848	1,498423352
800-740	770	0,637535	5,93913093	0,798383	7,437554282
740-680	710	1,5647	14,576389	2,363083	22,01394329
680-620	650	1,62285	15,1181012	3,985933	37,13204446
620-560	590	2,08003	19,377086	6,065963	56,50913044
560-500	530	2,0236	18,8513969	8,089563	75,36052738
500-440	470	1,42304	13,2567167	9,512603	88,61724407
440-380	410	0,89687	8,35503675	10,409473	96,97228083
380-340	360	0,32501	3,02771917	10,734483	100

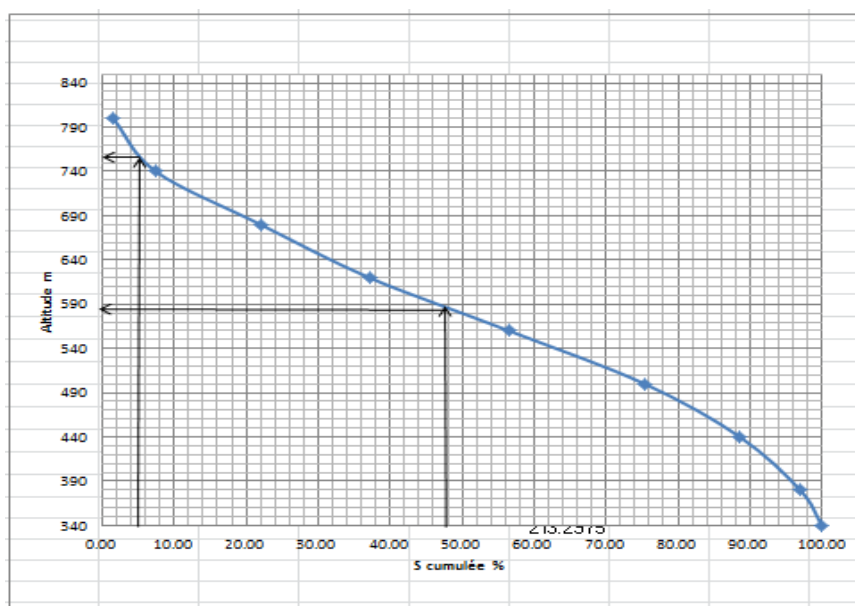


Figure II.04: Courbe hypsométrique de chaabat AL ANSAR

❖ **Altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à celle 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 :

$$H_{med}=H_{50\%}=580 \text{ m,}$$

❖ **Altitude moyenne**

L'altitude moyenne H_m est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum SiHi}{S} \quad \text{II.4}$$

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

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

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$H_{moy} = 581,59$$

La Figure, III.2 nous permet de confirmer que notre site se trouve dans les hautes plaines, où les altitudes extrêmes varient entre 300m et 900m

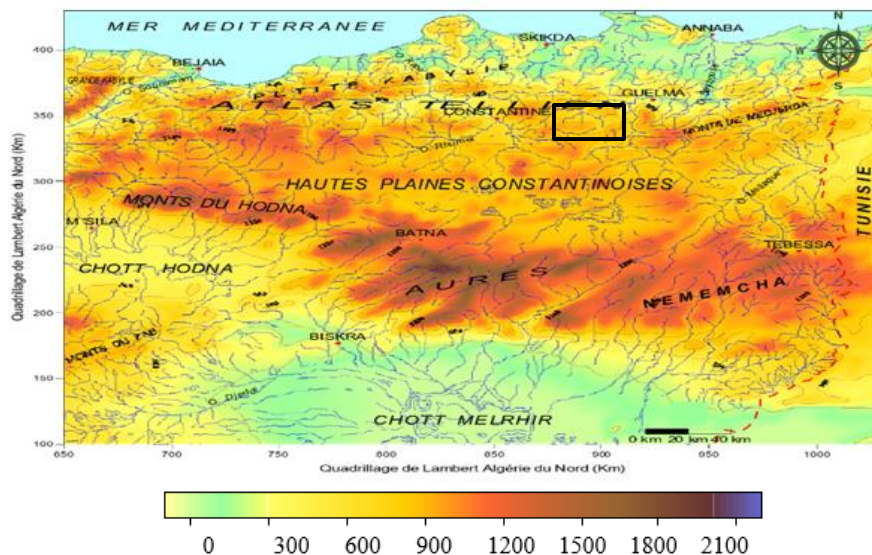


Figure II.5 : Oro-hydrographie de l'Est algérien vue à travers le Modèle Numérique de Terrain

(M,N,T, traité à partir d'une image satellitaire de Eros Data Center de l'U,S, Geological Survey ; réseau hydrographique digitalisé par l'A,N,R,H, sur ArcView à partir des cartes topographiques au 1/ 200 000) source : **Mebarki 2004**

❖ Les indices des pentes

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

• Indice de pente de roche

,l'indice de pente sert à déterminer la pente moyenne avec les données réelles du bassin versant.

Il est déterminé par la formule suivante :

$$Ip = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{A_i D_i} \quad (\text{II.6})$$

Ou : L : longueur du rectangle équivalent du bassin versant (m).

A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}

Les résultats sont enregistrés dans le tableau suivant :

Tableau II. 2.Détermination de la pente de Roche Ip

Altitude (m)	$D_i = H_i - H_{i-1}$ (m)	S_i (km)	$A_i = S_i / S$ (%)	$\sqrt{S_i, A_i}$
855-800	55	0,160848	0,01497654	0,90758443
800-740	60	0,637535	0,0593608	1,88723291
740-680	60	1,5647	0,14568901	2,95657585
680-620	60	1,62285	0,15110335	3,0110133
620-560	60	2,08003	0,19367132	3,40885308
560-500	60	2,0236	0,18841713	3,36229504
500-440	60	1,42304	0,13249907	2,81956453
440-380	60	0,89687	0,08350745	2,23840276
380-340	40	0,32501	0,03026164	1,10021159
Somme		10,74	1,00	21,6917335

$Ip = 1,05\%$

- **Indice de pente globale I_g :**

$$I_g = \frac{D}{L} \quad (II.7)$$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

D = Dénivelée entre H5% et H95% tel que :

$$D = H5\% - H95\%$$

Avec:

$$H5\% = 755\text{m}$$

$$H95\% = 395\text{m}$$

$$L = 4,25 \text{ Km}$$

Tableau II.3: Classification du relief :

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

$$I_g = \frac{755 - 395}{4,25}, \quad I_g = 0,085$$

$I_g > 0,05$, donc notre relief est très fort.

- **Indice de pente moyenne I_{pm}**

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

Équivalent, Il est donné par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \quad (II.8)$$

$$I_{pm} = 1,2\%$$

- ❖ **Pente moyenne du bassin versant**

Il est donné par la formule suivante :

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

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

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

S: superficie du bassin versant (Km²).

Tableau I4 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux

N°	Courbe	ΔH	Longueur (km)
1	855		
2	800	55	1,59
3	740	60	4,197
4	680	60	7,513
5	620	60	7,777
6	560	60	8,275
7	500	60	6,605
8	440	60	1,507
9	380	60	3,155
10	340	40	

A.N : $I_m = 213,297486$ m/km.

II.2.2 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

A. Le chevelu hydrographique

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

- **la géologie** : Par sa plus ou moins grande sensibilité à l'érosion, la nature du substratum influence la forme du réseau hydrographique. Le réseau de drainage n'est habituellement pas le même dans une région où prédominent les roches sédimentaires, par comparaison à des roches ignées (i.e, des "roches de feu" dénommées ainsi car ces roches proviennent du refroidissement

du magma), La structure de la roche, sa forme, les failles, les plissements, force le courant à changer de direction.

- **le climat** : le réseau hydrographique est dense dans les régions montagneuses comme notre BV et très humides et tend à disparaître dans les régions désertique.

- **la pente du terrain** : Détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire, Dans les zones plus élevées, les cours d'eau participent souvent à l'érosion de la roche sur laquelle ils s'écoulent, Au contraire, en plaine, les cours d'eau s'écoulent sur un lit où la sédimentation prédomine.

- **la présence humaine** : Le drainage des terres agricoles, la construction de barrages, l'endiguement, la protection des berges et la correction des cours d'eau modifient continuellement le tracé originel du réseau hydrographique.

Afin de caractériser le réseau hydrographique, il est souvent utile de reporter son tracé en plan sur une carte à une échelle adéquate, L'utilisation de photographies analogiques ou numériques est utile à cette identification, Divers paramètres descriptifs sont utilisés pour définir le réseau hydrographique.

- **La topologie (structure du réseau et ordre des cours d'eau) :**

Par topologie, on entend l'étude des propriétés géométriques se conservant après déformations continues, Par extension, la topologie étudie les notions de voisinage et de limite, Appliquée à l'hydrologie, la topologie s'avère utile dans la description du réseau hydrographique notamment en proposant une classification de ceux-ci, A titre d'exemple, on trouve les types dendritiques, en treillis, en parallèle, rectangulaire, à méandre, anastomosé, centripète, etc.

La classification est facilitée par un système de numérotation des tronçons de cours d'eau (rivière principale et affluents), L'ordre des cours d'eau est donc une classification qui reflète la ramification du cours d'eau, La codification des cours d'eau est également utilisée pour la codification des stations de mesures, permettant ainsi un traitement automatisé des données, Il existe plusieurs types de classifications des tronçons des cours d'eau, dont la classification de Strahler (1957) qui est la plus utilisée.

Cette classification permet de décrire sans ambiguïté le développement du réseau de drainage d'un bassin de l'amont vers l'aval, Elle se base sur les règles suivantes :

- ✓ Tout cours d'eau dépourvu de tributaires est d'ordre 1 :

- ✓ Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux;
- ✓ Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau du même ordre est augmenté de 1.

Un bassin versant à l'ordre le plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire, Il existe d'autres classifications de ce type comme celle de Horton (1945) qui est parfois utilisée dans le même but.

Notre bassin versant est de d'ordre 4(voir la figure II.3)

Limite du bassin versant et chevelu hydrographique

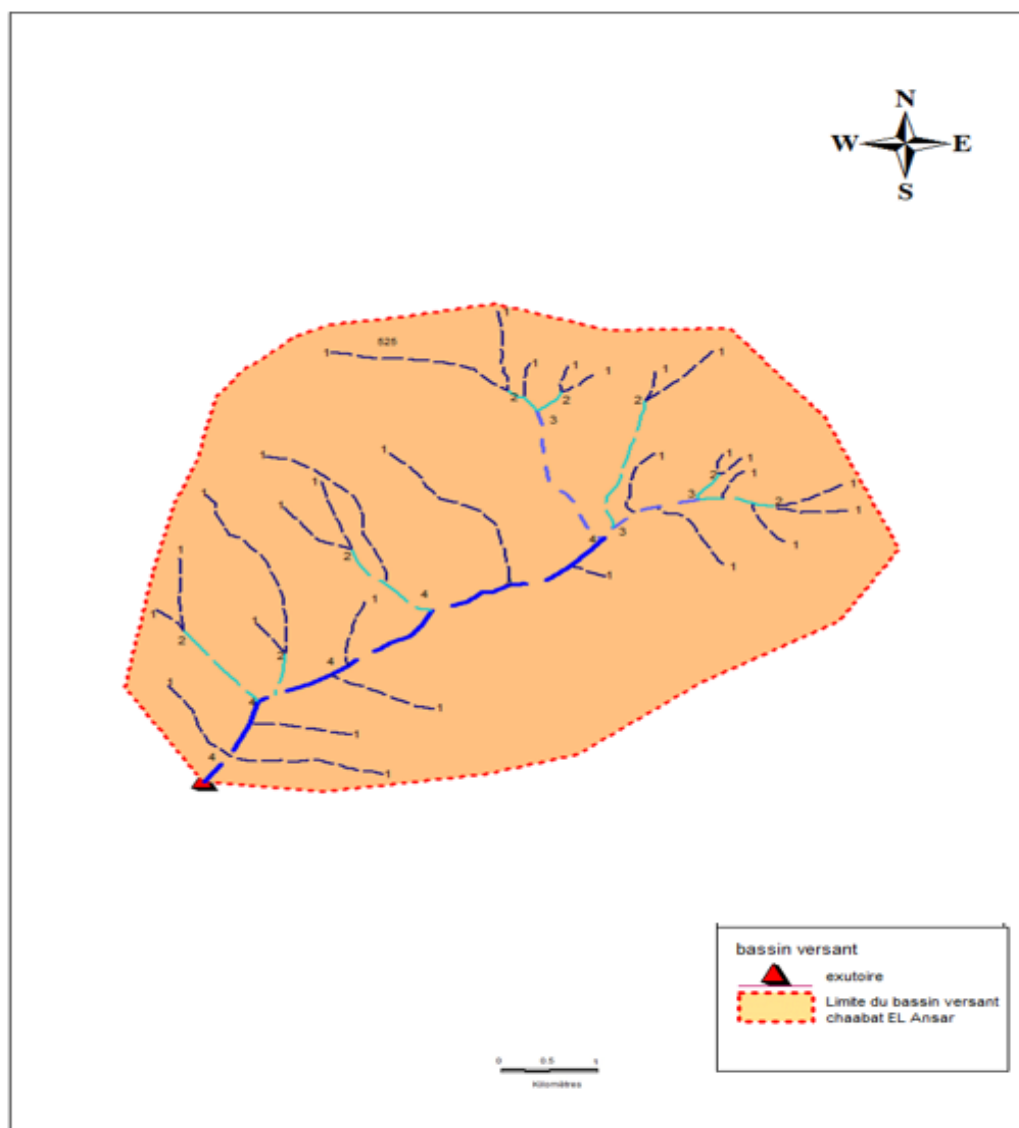


Figure II.06 Réseau hydrographique du bassin versant

❖ Profil en long de l'axe de l'oued

L'oued AL ANSAR présente un profil en long assez régulier. Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/50 000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire. Le profil est dessiné dans la figure II.4

❖ Pente moyenne de cours d'eau principal Ic

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

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{II.10})$$

Avec : ΔH : dénivellée entre deux points suffisamment distants (m), = 440-380=60

ΔL : distance entre ces deux points (km), = 0,9456

A,N : Ic=0,635%

❖ Densité de drainage

Elle est définie pour un bassin versant donnée de surface « S », comme la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, et est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{II.11})$$

$\sum_{i=1}^n L_i$: somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km) 13,093 Km,

S : surface du bassin versant (Km²).

AN: D_d=1,22 Km/Km²

❖ Le coefficient de torrentialité C_t

$$C_t = D_d \cdot F = D_d \cdot \frac{N}{S} \quad \text{II.12}$$

Avec : D_d : la densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1, N=29.

S : Surface du bassin versant.

AN C_t=3,29

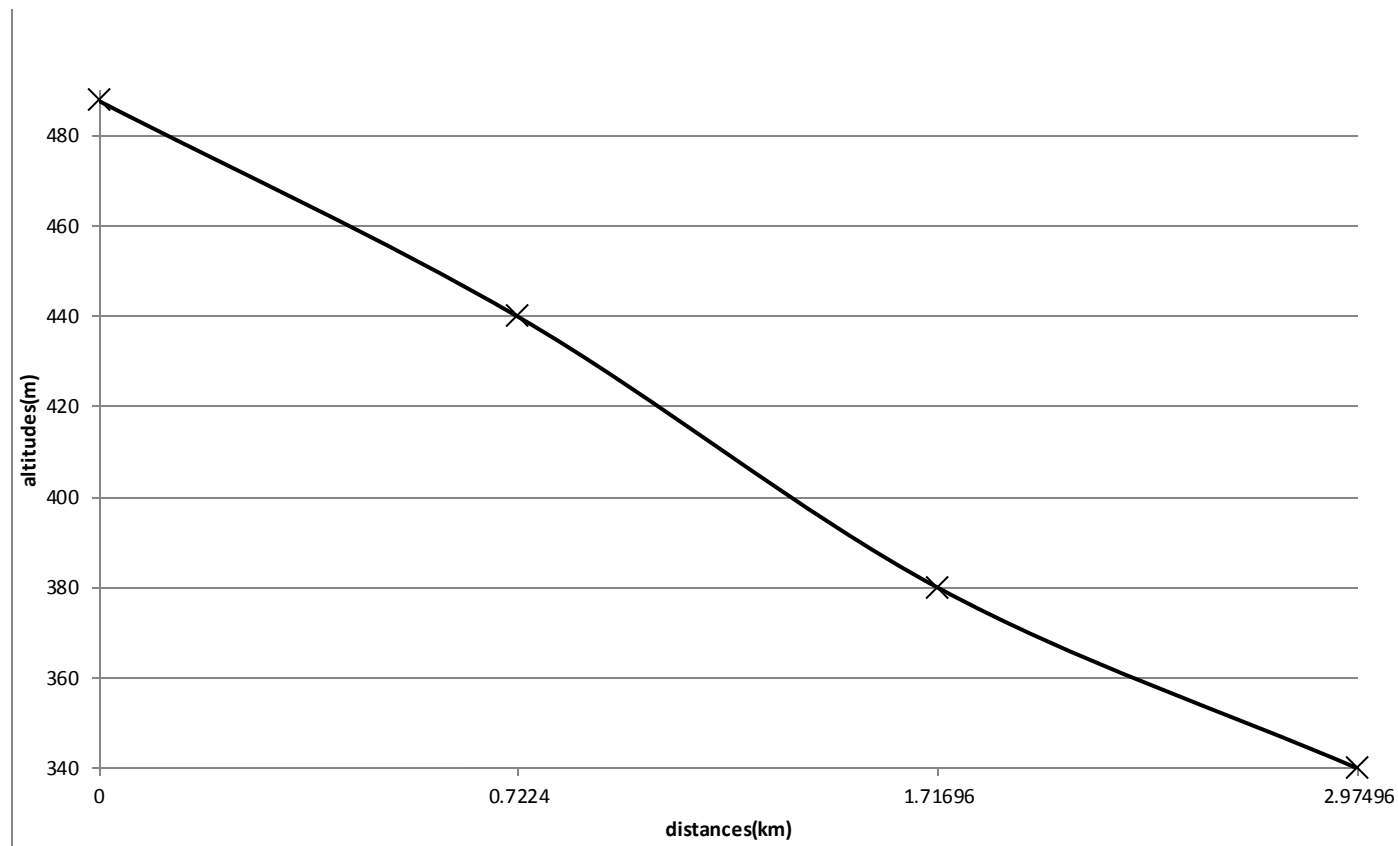


Figure II.07 Profil en long du court d'eau principal

❖ Temps de concentration

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

Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

- La formule de Giandotti (sud Italie 1937) :

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)=2,926

S : La superficie du bassin versant (Km²)=10,74

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA)= 581,59m

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).=340m

$$T_c = \frac{4\sqrt{s} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (II.13)$$

Tc =1,407Heure

❖ Vitesse de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c}, \quad (II.14)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

V_r=2,08km/h .

Tableau II.5 : Résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant

Désignation	Symbole		Unités	Valeur
Superficie	S		Km ²	10,74
Périmètre	P		Km	12,2
Longueur du thalweg Principal	L		Km	2,926
Indice de compacité	K _C		-	1,04
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	Km	4,25
	Largeur	l _r	Km	1,85
altitudes	Maximale	H _{max}	M	855
	Moyenne	H _{moy}	M	581,57
	Médiane	H _{med}	M	580
	Minimale	H _{min}	M	340
Indice de pente de Roche	I _p		%	1,05
Indice de pente globale	I _g		%	8,5
Indice de pente moyenne	I _{pm}		%	1,2
Densité de drainage	D _d		Km/km ²	1,22
Coefficient de torrentialité	C _t		-	3,29
Temps de concentration	T _c		Heure	1,407
Vitesse de ruissellement	V _r		Km/h	2,08

II.2.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage étude ces ouvrages annexes.

Compte tenu du manque de stations climatologiques dans la zone d'étude,

Tableau II.6 : les coordonnées de la station

(ONM)

Nom de la station	Latitude	Longitude	Altitude	Période
Ain EL Bey	36,28 N	06,62 E	694 m	1981-2005

Données climatiques de projet :

- Température de l'air :
- En Algérie, la présence du Sirocco, un vent chaud et sec qui vient de Sahara, est caractéristique, les températures maximales ont pour origine ce phénomène particulier, qui est accompagné par une humidité qui s'en trouve réduite.
- Dans le tableau II,6 sont portées les températures moyennes annuelles de la station d'Ain EL Bey Constantine pour une période de 15 années.

Tableau II,7 : température moyennes à Constantine

(ONM)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	moy
T(°C)	21,15	16,77	11,15	7,79	6,547	7,657	9,89	12,25	16,96	22,11	25,22	25,42	15,24

La répartition mensuelle de la température est représentée dans la Figure II.8

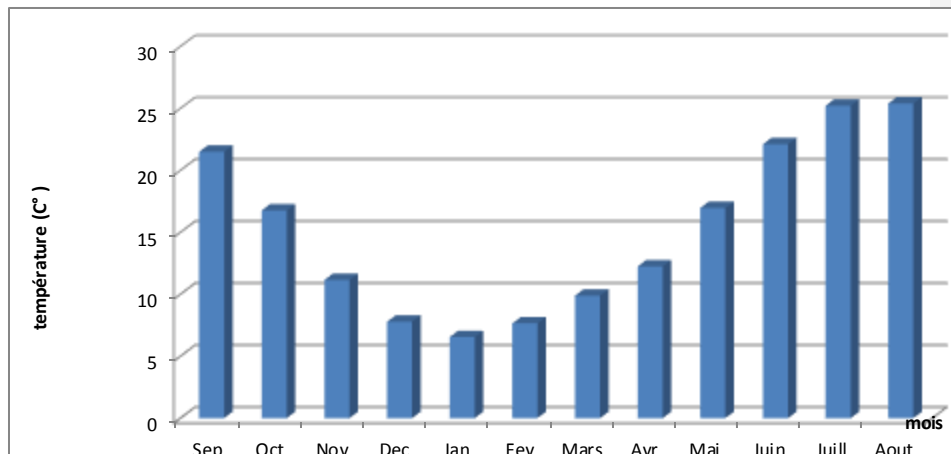


Figure II.8 : La répartition mensuelle de la température.

- Humidité de l'air

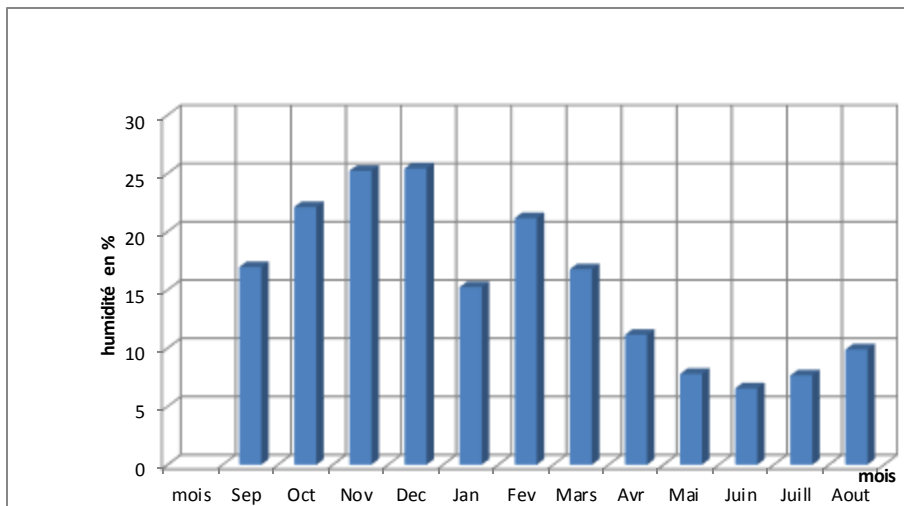
Les valeurs des humidités mensuelles moyennes, minimales et maximales, pour la station Constantine sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau II.08 : humidité moyenne mensuelle à Constantine

(ONM)

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
H(%)	16,96	22,11	25,22	25,42	15,24	21,15	16,77	11,15	7,79	6,547	7,657	9,89

La répartition mensuelle de l'humidité relative est représentée dans la Figure suivante

**Figure II.9** : La répartition mensuelle de l'humidité.

- Vitesse du vent :
- Les valeurs de la vitesse du vent enregistrées au niveau de la station D'AIN EL BEY période 2000/2011 sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.09:vent moyen en (m/s) –période 2000/2011.

(ONM)

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
V (m/s)	2	2,2	2,4	1,8	2,7	2,9	2,7	2,6	2,2	2,3	2,3	2,2

La répartition mensuelle des vents station AIN EL Bey est représentée dans la Figure suivante :

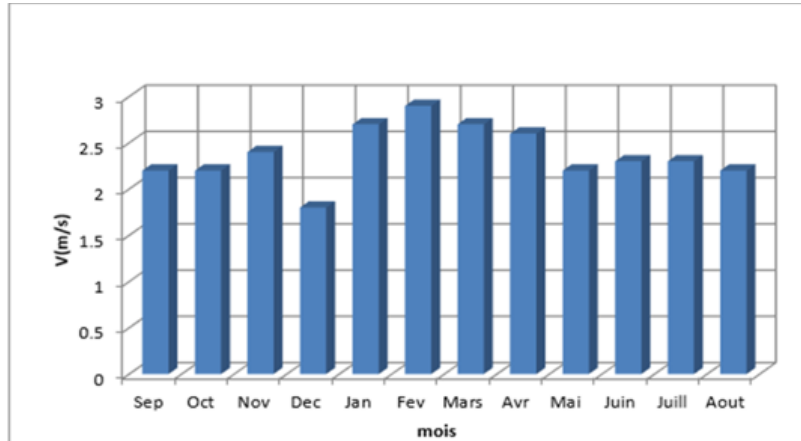


Figure II.10 : La répartition mensuelle des vents station AIN EL Bey période 2000/2011.

II.3 Etude des précipitations

L'étude des précipitations est importante dans toute analyse hydrologique, puisqu'elle permet de caractériser le régime pluviométrique et son influence sur les crues, ce qui permet de mieux dimensionner les ouvrages hydrotechniques.

A cause de l'absence des mesures faites directement dans les limites du bassin versant examiné le calcul des précipitations pour le bassin versant de chaabat AL ANSAR

Tableau II.10 : Station utilisée pour les différents calculs :

poste	Code	Période d'observation,	Moyenne (mm)
			observation
EL KHENEG	10-06-20	1978-2011	87

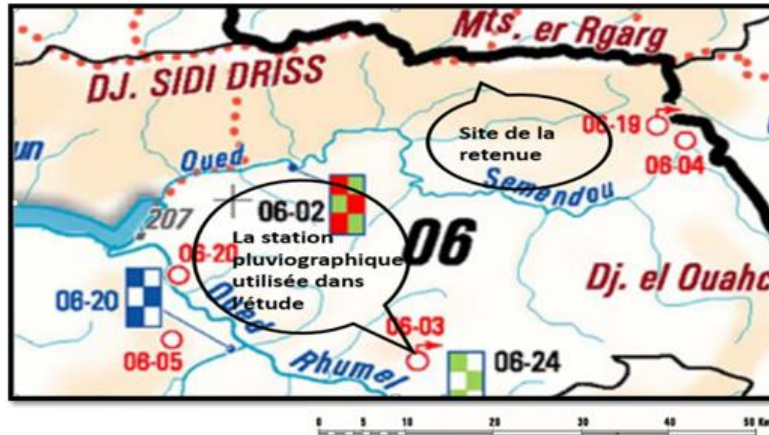


Figure II.11 Localisation de la station pluviographique par rapport au site de la retenue

II.3.1 homogénéité des séries pluviométriques

Avant de procéder au comblement de lacunes et extension des séries pluviométriques, nous avons testé l'homogénéité des séries de pluies moyennes annuelles des différentes stations par l'utilisation du test de Wilcoxon afin de pouvoir détecter et corriger les anomalies ou les valeurs erronées, Le procédé est le suivant:

Nous divisons la série des pluies d'origine en deux sous- séries X et Y telles que N et M représentent les tailles de ces deux sous- séries, généralement n est supérieur à m,

Nous constituons la série XUY après avoir classé la série d'origine par ordre croissant, Nous attribuons à chaque valeur son rang en précisant à quelle sous- série elle appartient, Wilcoxon a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95% pour une variable de GAUSS $u=1,96$ si:

$$W_{\min} < W_x < W_{\max}$$

$$\text{Avec } W_x = \sum |rang|_x \text{ Somme des rangs de sous- série x}$$

Avec :

$$w_x = \sum |rangx| \quad W_x : \text{Somme des rangs de l'échantillon x}$$

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - 1,96 \left[\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right]^{0,5} \quad (\text{II.13})$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min} \quad (\text{II.14})$$

$$W_{\min} = 251,28$$

$$W_{\max} = 360,71$$

$$W_x = 253$$

Les résultats de calcul ont montré que la série pluviométrique d'EL KHENEG est

Homogène

Tableau II.11: Caractéristiques de la série pluviométrique (34ans)

Années	X	Y	Rang (i)	Serie	appartenance	Rang des Xi
1978	355,7		1	131,9	X	1
1979	522,9		2	283,3	X	2
1980	519,6		3	355,6	X	3
1981	453,1		4	355,7	X	4
1982	494,6		5	375,4	X	5
1983	764,5		6	382,7	Y	
1984	435,6		7	400,7	X	7
1985	131,9		8	420,6	Y	
1986	355,6		9	429,6	X	9
1987	475,3		10	435,6	X	10
1988	400,7		11	453,1	X	11
1989	538,9		12	475,3	X	12
1990	551		13	480,6	Y	
1991	429,6		14	494,6	X	14
1992	283,3		15	519,6	X	15
1993	600,4		16	522,9	X	16
1994	642,3		17	538,9	X	17
1995	375,4		18	551	X	18
1996	894		19	557,2	Y	
1997		784,1	20	571,1	Y	
1998		420,6	21	579,1	Y	
1999		480,6	22	584,4	Y	
2000		579,1	23	600,4	X	23
2001		955,3	24	634,2	Y	
2002		890	25	642,3	X	25
2003		658,1	26	658,1	Y	
2004		584,4	27	693,4	Y	
2005		732,9	28	732,9	Y	
2006		634,2	29	764,5	X	29
2007		571,1	30	784,1	Y	
2008		557,2	31	890	Y	
2009		693,4	32	894	X	32
2010		382,7	33	955,3	Y	

II.3.2 Ajustement des Pluies maximales journalières

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

Pour le choix de l'ajustement, et comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

1)-la loi de log-normale.

2)-la loi de GUMBEL

Tableau II.12: Caractéristiques de la série pluviométrique (34ans)

Caractéristique	Formules	Valeurs
La somme des $p_{\max j}$ (mm)	$\sum_{i=1}^{N=34} X_i$	1594,4
La moyenne des $p_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=34} X_i}{N}$	49,34
L'écart type σ_x , pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=34} (X_i - \bar{X})^2}{N - 1}}$	21,63
Coefficient de variation C_v	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,46
Coefficient d'asymétrie C_c	$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{N=34} (X_i - \bar{X})^3}{(N - 1) \sigma^3}$	1,19

L'exposant climatique pour notre région ($b=0,4$) est donné par l'ANRH de Alger.

(La série des pluies maximales journalières dans l'annexe B).

II.3.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

$$F(X) = e^{-e^{\frac{-x-x_0}{\alpha}}} \quad (\text{II.15})$$

Tel que

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} \quad (\text{II.16})$$

Avec :

$F(x)$: fréquence au dépassement de la valeur de x .

α, x_0 : coefficients d'ajustement,

α : paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi (gradex).

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : paramètre de position (mode)

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

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

- ✓ Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3, ..., n,
- ✓ calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN,

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (\text{II.17})$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (41)

- ✓ calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :
 $y = -\ln(-\ln(F(x)))$
- ✓ calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »
- ✓ représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

A. Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha)y + x_0 \quad (\text{II.18})$$

Avec :

$(1/\alpha)$: la pente de la droite de GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.13 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.

Période de retour	q	précipitation	Ecart type	Intervalle de confiance
T (ans)				95 %
1000	0,999	155	21,8	113-198
200	0,995	128	16,9	94,6-161
100	0,99	116	14,8	86,8-145
50	0,98	104	12,7	79,0-129
20	0,95	87,9	9,93	68,4-107
10	0,9	75,5	7,86	60,1-91,0
5	0,8	62,7	5,82	51,3-74,1
2	0,5	43,3	4,39	36,5-50,1

B. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon de la station

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et celle de l'échantillon de station d'EL KHENEG est résumée dans le tableau ci-après :

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

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	18,8
Maximum	Aucun	117
Moyenne	46,9	46,9
Ecart –type	22,0	22
Médiane	43,3	42,8
Coefficient de variation(C_v)	0,468	0,468
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1,14	1,25
Coefficient d'aplatissement(C_k)	2,40	4,21

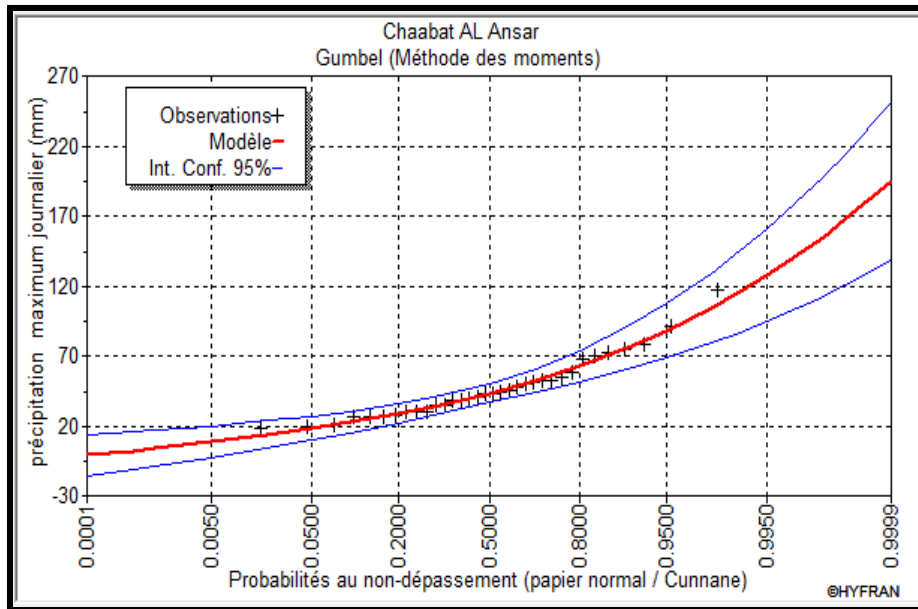


Figure II.12: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.

II.3.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale

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

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-(1/2)u^2} du \quad (II.19)$$

Ou :

$$U = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma} \quad (\text{variable réduite de GAUSS})$$

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

$$\text{Log } x(p\%) = \text{Log } \bar{x} + 6, \text{Log}(p\%) \quad (II.20)$$

$$\text{Log } \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{41} \log x_i}{N} \quad (II.21)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de log-normal (Galton) sont résumés dans le tableau II.13

Tableau II.15 : résultat de l'ajustement à la loi de Galton

Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0,9999	169	31,5	107-231
1000	0,9990	134	21,6	92,0-177
100	0,9900	120	17,9	85,1-155
50	0,9800	106	14,5	78,0-135
20	0,9500	88,7	10,5	68,1-109
10	0,9000	75,4	7,84	60,0-60,7
5	0,8000	61,9	5,54	51,1-72,8

C. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon de la station**Tableau II.16** Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	18,8
Maximum	Aucun	117
Moyenne	47,0	46,9
Ecart –type	22,1	22,0
Médiane	42,5	42,8
Coefficient de variation(C_v)	0,470	0,468
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1,51	1,25
Coefficient d'aplatissement (C_k)	7,33	4,21

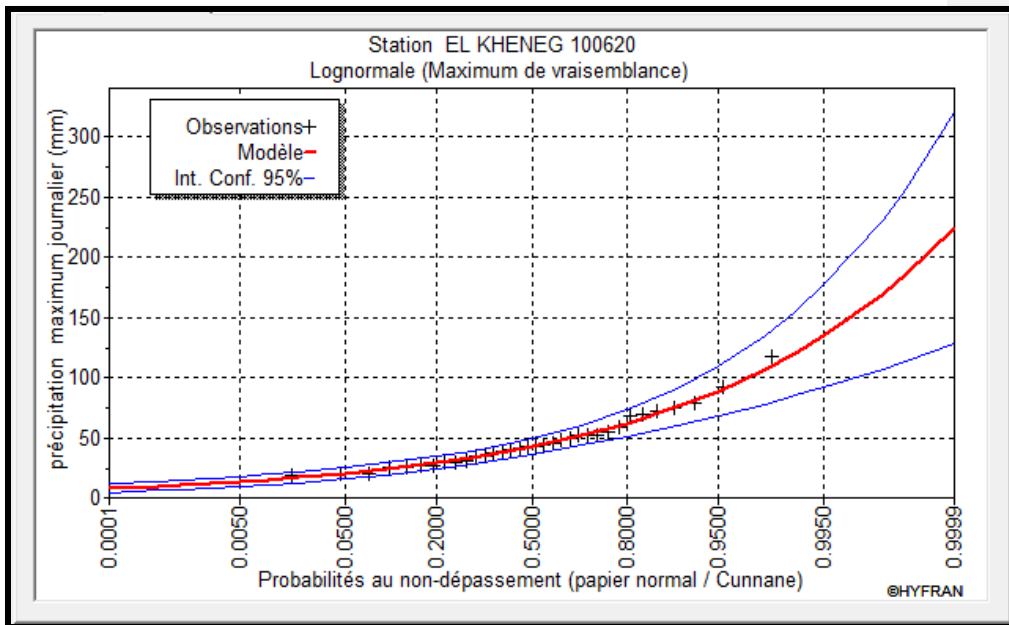


Figure II.13 : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).

❖ Test de validité de l'ajustement (Test de Khi carrée)

On calcule χ^2 calculé et le nombre de degré de liberté γ :

On détermine χ^2 théorique sur la table de Pearson (voir tableau dans l'annexe B)

Avec : χ^2 théorique = $g(\gamma, \alpha)$

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0,05$ si et seulement si :

χ^2 calculé $< \chi^2$ théorique.

D'après le logiciel HYFRAN et la table de Pearson du χ^2 ont obtenu les résultats suivant :

Tableau II.17 : paramètre de test de χ^2 .

Loi choisie	Degré de liberté γ	χ^2 calculé	χ^2 théorique
Gumbel	5	4,59	11,07
Log normale	5	4,12	11,07

D. Conclusion :

- ✓ **Le test de χ^2 Pearson** montre que les ajustements (Gumbel, Gulton) sont adéquats
- ✓ D'après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi log-normale (Galton), car tous les points sont plus Proches de la droite de HENRY, Pour une période donnée .

II.3.3 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

- ✓ (24h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule suivante :

$$P_{\max,p\%} = P_{\max,j} \times \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II.22})$$

$P_{\max,p\%}$: pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max,j,p\%}$ (mm)

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

t: temps [heure]

b : Exposant climatique (pour notre région est de 0,40

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante :

$$I_0 = \left(\frac{P_{\max,p\%}}{t} \right) \quad (\text{II.23})$$

Les pluies maximales journalières pour les différant périodes de retour (1000, 100, 50, 20, 10,5) sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.18: Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10	5
Fréquence	0,999	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8
$P_{\max,j}$ (mm)	134	120	106	88,7	75,4	61,9

Les résultats de calcul de $P_{\max}$, $p\%$ et I_0 sont donnés dans le tableau :

Chapitre II

Etude hydrologique

Tableau II.19: les pluies de courte durées et l'intensité de différentes fréquences

	5		10		20		50		100		1000	
Fréquence	20		10		5		2		1		0,2	
p max,p %	61,9		75,4		88,7		106		120		134	
T(h)	Pmax,p %	I(mm/h)	Pmax,p %	I(mm/h)	Pmax,p %	I(mm/h)	Pmax,p %	I(mm/h)	Pmax,p %	I(mm/h)	Pmax,p %	I(mm/h)
0,5	13,1581294	26,3162	16,0278346	32,05	18,8550255	37,7100511	22,5324995	45,064999	25,50849	51,01698	28,484481	56,968961
1	17,3622559	17,3622	21,1488545	19,35	24,8793554	24,8793554	29,7318114	29,7318114	33,6586544	33,6586544	37,585497	37,585497
2	22,909634	11,4548	27,9060808	12,24	32,8285062	16,4142531	39,2313603	19,6156801	44,4128607	22,2064303	49,594361	24,797181
4	30,2294433	7,5573	36,8222944	7,75	43,3174736	10,8293684	51,7660902	12,9415226	58,603121	14,6507803	65,440152	16,360038
6	35,5522141	5,9253	43,305928	5,93	50,944772	8,9079534	60,8810128	10,1468355	68,9219013	11,4869835	76,96279	12,827132
8	39,8879895	4,9859	48,5873087	4,9	57,1577491	7,14471864	68,3057656	8,5382207	77,3272818	9,66591022	86,348798	10,7936
10	43,612015	4,3612	53,1235206	4,23	62,4941151	6,24941151	74,6829335	7,46829335	84,5467172	8,45467172	94,410501	9,4410501
12	46,9114277	3,909285644	57,1425146	3,75	67,2220297	5,60183581	80,332978	6,69441484	90,942994	7,57858283	101,55301	8,4627508
14	49,895039	3,563931359	60,7768327	3,39	71,4974146	5,10695818	85,4422316	6,10301654	96,7270546	6,90907533	108,01188	7,7151341
16	52,6325177	3,289532358	64,1113382	3,1	75,4201021	4,71375638	90,129998	5,63312488	102,03396	6,3771225	113,93792	7,1211201
18	55,1715461	3,065085893	67,2041127	2,87	79,058419	4,39213439	94,4779303	5,2487739	106,956147	5,94200819	119,43436	6,6352425
20	57,5463987	2,877319937	70,0969057	2,68	82,4614793	4,12307396	98,5447216	4,92723608	111,560062	5,57800311	124,5754	6,2287701
22	59,7826586	2,717393573	72,8208798	2,52	85,6659421	3,89390646	102,374181	4,65337187	115,895299	5,26796815	129,41642	5,8825644
24	61,9	2,579166667	75,4	2,38	88,7	3,69583333	106	4,41666667	120	5	134	5,5833333

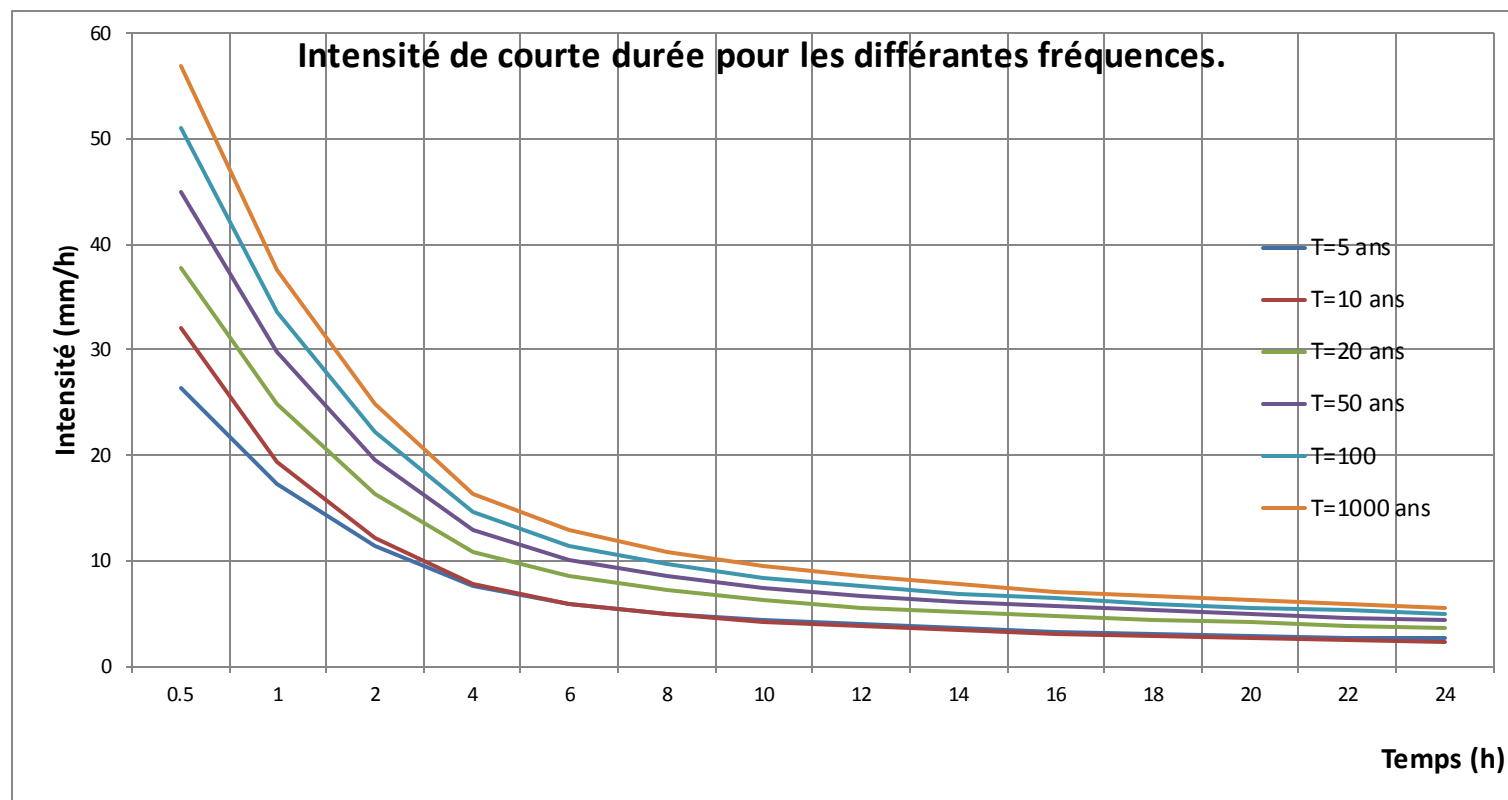


Figure II.14: Intensité de courte durée pour les différentes fréquences.

II.4 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,

$$Q=F(P-D)$$

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.

II.4.1 Apport moyen annuel (A₀)

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A₀.

A. Formule de l'ANRH

$$\begin{aligned} \text{On a : } A_{\text{moy}} &= 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842} \\ &= 0,915 \cdot 0,55196^{2,684} \cdot 10,74^{0,842} \end{aligned} \quad (\text{II.24})$$

P : Pluie moyenne annuelle (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²)

$$A_{\text{moy}} = 0,79 \text{ Hm}^3$$

B. Formule de MEDINGUER

On a:

$$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2 \quad (\text{II.25})$$

L_e : Lame d'eau écoulée (mm)

P : Pluie moyenne annuelle (m)

$$L_e = 0,092 \text{ m}$$

Et le rapport sera donc :

$$A_0 = L_e \cdot S \quad (\text{II.26})$$

$$A_0 = 0,987 \text{ Hm}^3$$

Formule de TURC

$$Le = P_{moy} - D \quad (II.27)$$

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

D : Déficit de l'écoulement (mm).

$$D = \left[\frac{P_{moy}}{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L} \right)} - 2 \right] \quad (mm) \quad (II.28)$$

$$L : \text{Variable théorique} \quad L = 300 + 25 T_{moy} + 0,05 (T_{moy})^3 \quad (II.29)$$

T_{moy} : Température moyenne annuelle = 15,24°C

$$AN : L = 857,98 ; \quad D = 420,06 \text{ mm},$$

$$Le = 131,9 \text{ mm} \quad , \quad A_0 = 1,416 \text{ Hm}^3/\text{h}$$

C. Formule de SAMIE

$$Le = P_0^2 (293 - 2,2 \sqrt{S}) \quad (II.30)$$

$$= 551,961^2 (293 - 2,2 \sqrt{10,74})$$

$$Le = 87,07 \text{ mm}$$

$$A_0 = Le.S$$

$$A_0 = 0,935 \text{ Hm}^3$$

D. Formule de J-DERY (1977)

$$M_0 = 11,8, P_{moy}^{2,82} \quad (II.31)$$

M_0 : module spécifique moyen (l/s/km²)

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

$$M_0 = 2,2008 \text{ l/s/Km}^2$$

L'apport sera donc $A_0 = M_0.S.T$ avec :

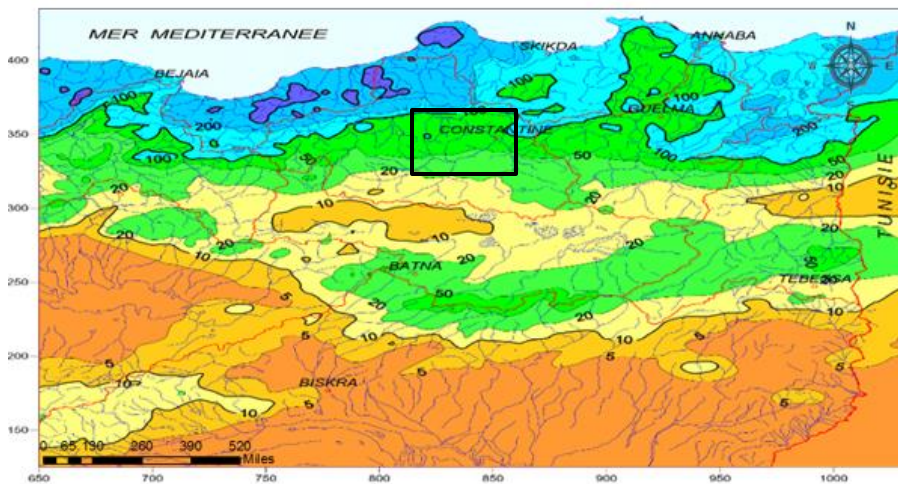
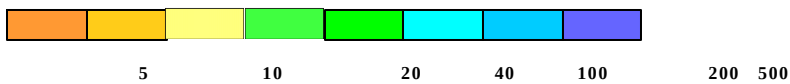
S : surface du bassin versant (km²)

T : le temps d'une année en secondes

$$A_0 = 0,748 \text{ Hm}^3$$

Tableau II.20: Tableau récapitulatif des apports

La formule	L'apport moyen annuel (Hm ³)	Lame d'eau écoulée (mm)
I'ANRH	0,79	43,48
MEDINGUER	0,987	91,89
TURC	1,416	131,84
SAMIE	0,935	87,06
J-DERY (1977)	0,748	69,65

**Lames d'écoulement annuel "normal" (1965-95) en mm (bilan hydrologique et ETR Turc)****Figure II.15:** Carte de l'écoulement annuel moyen d'après le modèle LOIEAU distribué (Période moyenne 1965-95: lames écoulées moyennes cartographiées à partir de 30 x 12 grilles mensuelles) source : PADOUN N-N,1973

On a opté pour les résultats de la formule de l'ANRH, la carte d'écoulement annuel nous permet de confirmer que la lame d'eau obtenue par la formule de l'ANRH ($L_e=43,48\text{mm}$) est dans les normes d'après le modèle (LOIEAU).

Caractéristiques de l'écoulement

A. Coefficient de l'écoulement

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy}$ (II.32)

$$C_e = 0,34$$

B. Coefficient de variation

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

1-/ Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log_{10} M_{er} - 0,063 \log_{10} (S + 1) \quad (II.33)$$

M_{er} : Module de l'écoulement relatif.

$$C_v = 0,53$$

Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ

$$C_v = \frac{0,7}{(M_r)^{-0,127}} \quad (II.34)$$

$$C_v = 0,83$$

Formule de ANTONOV

$$C_v = 0,7 / (S + 1000)^{0,097} \quad (II.35)$$

$$C_v = 0,36$$

Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$C_v = 0,83 / (S^{0,06}, q^{0,27}) \quad (II.36)$$

q : module de l'écoulement relatif $C_v = 0,49$

Formule Algérienne de N.N PADOUM

Cette formule donne des bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord cette relation s'écrit comme suit : $C_v = 0,93 K / M_{er}^{0,23}$ (II.37)

Avec : K : coefficient de réduction $K = (0,25 - 1,00)$ on prend $K = 0,50$

M_0 : module spécifique du bassin versant en ($l/s/km^2$).

$$C_v = 0,337$$

Tableau II.21: Tableau récapitulatif des Cv

La formule	Le coefficient de variation Cv
SOKOLOVSKI	0,53
OURKGUIPROVODKHOZ	0,83
ANTONOV	0,36
KRISTEKLY MENKEL	0,49
Algérienne de N.N PADOUM	0,337

On prend le coefficient de variation donné par la formule empirique de ANTONOV :

$$Cv=0,36$$

III.4.1 Estimation fréquentielle des apports

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

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{Cv^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(Cv^2 + 1)}} \quad (II.38)$$

A% : Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm³).

Cv : Coefficient de variation.

$$A\% = \frac{1,37}{\sqrt{0,36^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(0,36^2 + 1)}}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (22)

Tableau II.22: Les apports de différentes fréquences

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Fréquence P(%)	80	10	5	2	1	0,1
La variable de Gauss	-0,84	1,28	1,64	2,05	2,33	3,10
Apport (Hm ³)	0,4665	1,5115	1,845	2,3165	2,6610	4,1468

Donc $A_{80\%} = 0,4670 \text{ Hm}^3$

II.4.3 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations (tableau II.22). On a donc : $A_{80\%} = 0,4665 \text{ Hm}^3$ (remplissage garanti de 8 années sur 10) :

Tableau II.23 : répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport :

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	av	mai	j	jui	août	Total
P (mm)	14,11	16,42	22,22	23,72	21,13	19,95	20,05	19,29	18,11	10,33	3,11	8,1	45,63
A (Hm^3)	0,033	0,0390	0,052	0,0563	0,0502	0,0474	0,0476	0,045	0,043	0,024	0,007	0,019	0,467

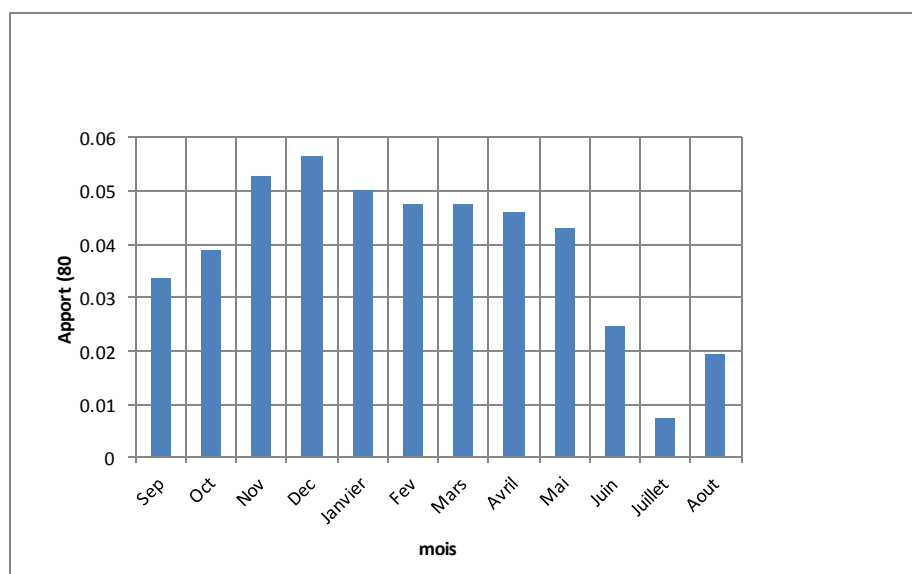


Figure II.16 La répartition mensuelle des apports en Mm^3

II.5 Etude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes, La fréquence centennale (1%) est retenue pour le calcul de la crue de projet pour des raisons de sécurité et d'économie.

Pour des cas particuliers ou des biens d'équipements importants qui sont localisées à l'aval, Le choix d'une fréquence plus rare n'est pas exclu.

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

Les paramètres définissant une crue sont :

Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

- 1- Le volume de la crue.
- 2- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- 3- Le temps de base.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.

II.5.2 Formules empiriques pour la détermination de la crue:

1- Formule de MALLET-GAUTHIER

On a :

$$Q_{\max \%} = 2k \log(1 + AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (\text{II.39})$$

$Q_{\max \%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

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

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

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : $1 < K < 3$ On prend $K = 1,5$.

A : Paramètre qui caractérise la géographie et le climat du bassin $A = 20$.

T : Période de retour (an).

Le tableau (15) nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau II.24 : Débits maximums des crues de différente période de retour selon **MALLET-GAUTHIER**:

Période de retour	10	20	50	100	500	1000
Fréquence (%)	10	5	2	1	0,2	0,1
Q _{max} (m ³ /s)	0,373	0,486	0,636	0,749	1,011	1,124

2-Formule de SOKOLOVSKY

On a :

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28(Ptc - H_0)\alpha FS}{Tc} \quad (\text{II.40})$$

F : Coefficient de forme de la crue : $F = 12 / (4+3,\gamma)$

H₀ : C'est la perte d'eau initiale, Au nord de l'Algérie H₀=7 mm

Pour 1°- S < 50 Km² $\gamma = 2,$

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2,5$

Pour un bassin boisé $3 \leq \gamma \leq 4,$

On prend : $\gamma = 2$ D'où : **F = 1,2**

S : Superficie du bassin (Km²).

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

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{Xp} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Xp} + \sqrt{H0}} \quad (\text{II.41})$$

Avec :

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

H0 : perte d'eau initiale

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau (16).

Tableau II.25: Débits maximums des crues de différentes périodes de retour selon **SOKOLOVSKY**

Fréquence	0,1%	1 %	2 %	5%	10%	20%
Période de retour (an)	1000	100	50	20	10	5

Pct(mm)	43,00	38,51	34,02	28,46	24,19	19,863
α %	0,449	0,365	0,334	0,286	0,242	0,255
Qmaxp%(m ³ /s)	39,441	32,665	26,179	18,638	13,312	8,455

3- Formule de POSSENTI

On a:

$$Q_p\% = \frac{\mu P_{\max j\%} S}{L_p} \quad (\text{II.42})$$

P_{maxj}% : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée,

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend $\mu = 700$.

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km), L_p=4.25

On obtient les résultats ci-après – Tableau II.25:

Tableau II.26: Débits maximums des crues de différentes périodes de retour selon POSSENTI

Période de retour	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0,1	1	2	5	10	20
P _{maxj} %	134	120	106	88,7	75,4	61,9
Q _{max} (m ³ /s)	57,57	51,55	45,53	38,105	32,39	26,59

4- Formule de TURRAZA

On a:

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \cdot I_{tc}}{3,6} A \quad (\text{II.42})$$

A : Superficie du bassin versant (Km²).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

Tableau II.27: Débits maximums des crues de différentes périodes de retour selon la formule de TURRAZA

Fréquence (%)	0,1	1	2	5	10
C	0,8	0,7	0,699	0,666	0,6
I _{tc}	30,71	27,51	24,29	20,33	19,35
Q max(m ³ /s)	73,29	57,45	50,65	40,39	34,64

Tableau II.28: récapitulatif des résultats de débits maximums de crue :

Formule	Q 1% (m ³ /s)	Q 2% (m ³ /s)	Q 5% (m ³ /s)	Q 10% (m ³ /s)
Mallet - Gauthier	112,4	101,1	63,6	48,6
Sokolovski	32,665	26,179	18,638	13,312
Possenti	45,53	38,105	32,39	26,59
Turraza	73,29	50,65	40,39	34,64

- La formule de Sokolovski est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, 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).
- Nous adoptons le débit maximal de crue centennale donné par la formule de SOKOLOVSKI étant donné que la méthode adoptée pour le tracé de l'hydrogramme de crue est celle de SOKOLOVSKI qui a une relation directe avec la formule de débit maximale de crue.

Tableau II.29 : Débits maximums des crues de différentes périodes de retour par la formule choisie

Fréquence	0,1%	1 %	2 %	5%	10%	20%
Période de retour	1000	100	50	20	10	5
Q max(m ³ /s)	39,441	32,665	26,179	18,638	13,312	8,455

II.5.2 Hydrogramme de crue

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

- ❖ La forme de la crue.
- ❖ Le volume de la crue.
- ❖ La durée de la crue.
- ❖ Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKI qui divise l'hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une le temps de montée et l'autre pour la décrue.

Pour le temps de montée

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \quad (\text{II.43})$$

T_m : Temps de montée qui est égale au temps de concentration, $T_m=1,4$ h

Pour la décrue:

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \quad (\text{II.44})$$

Avec: $T_d = \delta T_m$ (Sokolovski)

$$T_d = 2,5 * 1,4 = 3,5 \text{ h}$$

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

Tableau II.30 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

Condition	S
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables,	2 à 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 à 4

Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues,	4 à 7
---	-------

Pour notre bassin $\delta=2,5$.

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau (II.31).

Tableau II.31 : les débits des crues

	La fréquence	0,10%	1%	2%	5%	10%	20%
	$Q_{\max}$ (m ³ /s)	39,441	32,665	26,179	18,638	13,312	8,45479
	T _{montée} (heures)	0	0	0	0	0	0
0	0						
0,1	0,1	0,2012	0,1667	0,1336	0,0951	0,0679	0,0431
0,2	0,2	0,8049	0,6666	0,5343	0,3804	0,2717	0,1725
0,3	0,3	1,8111	1,4999	1,2021	0,8558	0,6113	0,3882
0,4	0,4	3,2197	2,6665	2,1371	1,5215	1,0867	0,6902
0,5	0,5	5,0307	4,1665	3,3392	2,3773	1,6980	1,0784
0,6	0,6	7,2443	5,9997	4,8084	3,4233	2,4451	1,5529
0,7	0,7	9,8603	8,1663	6,5448	4,6595	3,3280	2,1137
0,8	0,8	12,8787	10,6661	8,5482	6,0859	4,3468	2,7607
0,9	0,9	16,2996	13,4993	10,8189	7,7024	5,5014	3,4941
1	1	20,1230	16,6658	13,3566	9,5092	6,7918	4,3137
1,1	1,1	24,3488	20,1656	16,1615	11,5061	8,2181	5,2195
1,2	1,2	28,9771	23,9988	19,2336	13,6932	9,7802	6,2117
1,3	1,3	34,0078	28,1652	22,5727	16,0705	11,4782	7,2901
1,4	1,4	39,4410	32,6650	26,1790	18,6380	13,3120	8,4548
1,5	0,1	20,9236	29,9444	23,9986	17,0857	12,2033	7,7506
1,6	0,2	19,1312	27,3792	21,9427	15,6220	11,1579	7,0866
1,7	0,3	17,4442	24,9648	20,0078	14,2444	10,1739	6,4617
1,8	0,4	15,8593	22,6967	18,1901	12,9503	9,2496	5,8747
1,9	0,5	14,3735	20,5704	16,4859	11,7370	8,3831	5,3243

Chapitre II

Etude hydrologique

2	0,6	12,9836	18,5811	14,8917	10,6020	7,5724	4,8094
2,1	0,7	11,6862	16,7245	13,4036	9,5427	6,8157	4,3289
2,2	0,8	10,4783	14,9958	12,0182	8,5563	6,1113	3,8814
2,3	0,9	9,3566	13,3906	10,7317	7,6404	5,4571	3,4659
2,4	1	8,3180	11,9042	9,5405	6,7923	4,8513	3,0812
2,5	1,1	7,3593	10,5320	8,4408	6,0094	4,2921	2,7260
2,6	1,2	6,4771	9,2696	7,4290	5,2891	3,7777	2,3993
2,7	1,3	5,6685	8,1123	6,5016	4,6287	3,3060	2,0997
2,8	1,4	4,9301	7,0556	5,6547	4,0258	2,8754	1,8262
2,9	1,5	4,2588	6,0949	4,8847	3,4776	2,4839	1,5776
3	1,6	3,6514	5,2256	4,1880	2,9816	2,1296	1,3526
3,1	1,7	3,1047	4,4432	3,5610	2,5352	1,8107	1,1500
3,2	1,8	2,6155	3,7430	2,9998	2,1357	1,5254	0,9688
3,3	1,9	2,1805	3,1206	2,5010	1,7806	1,2717	0,8077
3,4	2	1,7967	2,5713	2,0607	1,4671	1,0479	0,6655
3,5	2,1	1,4608	2,0906	1,6755	1,1928	0,8520	0,5411
3,6	2,2	1,1696	1,6738	1,3415	0,9550	0,6821	0,4332
3,7	2,3	0,9199	1,3165	1,0551	0,7512	0,5365	0,3408
3,8	2,4	0,7086	1,0140	0,8127	0,5786	0,4133	0,2625
3,9	2,5	0,5324	0,7619	0,6106	0,4347	0,3105	0,1972
4	2,6	0,3881	0,5554	0,4451	0,3169	0,2263	0,1438
4,1	2,7	0,2726	0,3901	0,3126	0,2226	0,1590	0,1010
4,2	2,8	0,1826	0,2613	0,2094	0,1491	0,1065	0,0676
4,3	2,9	0,1150	0,1646	0,1319	0,0939	0,0671	0,0426
4,4	3	0,0665	0,0952	0,0763	0,0543	0,0388	0,0246
4,5	3,1	0,0341	0,0488	0,0391	0,0278	0,0199	0,0126
4,6	3,2	0,0144	0,0206	0,0165	0,0117	0,0084	0,0053
4,7	3,3	0,0043	0,0061	0,0049	0,0035	0,0025	0,0016
4,8	3,4	0,0005	0,0008	0,0006	0,0004	0,0003	0,0002

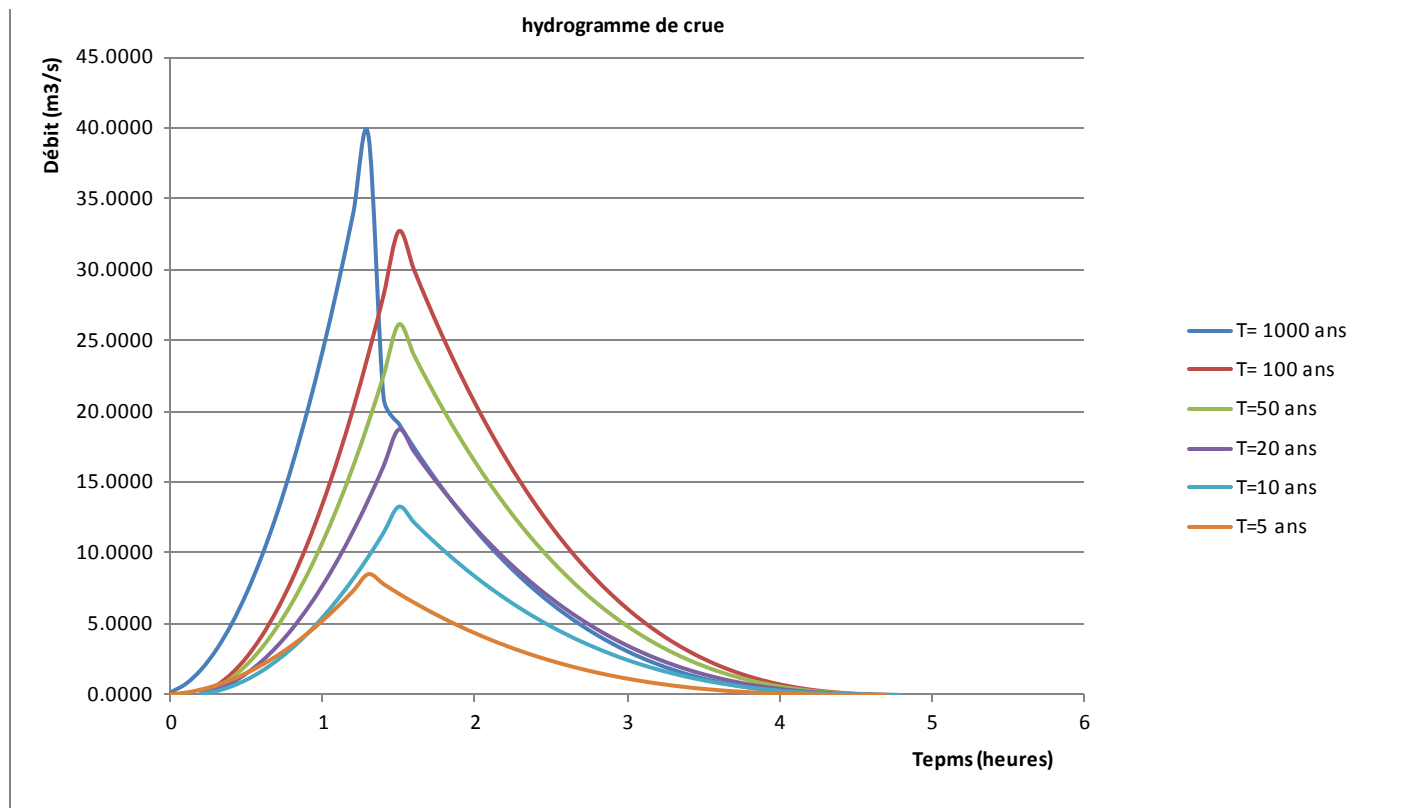


Figure II.17 : Hydrogramme de crue.

II.5.3 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée.

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.

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.

Tableau II.32 Crues de projet recommandée selon ANCOLD, 1986(RIBEIRO, 2009)

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

- Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie-perméabilité...)
- On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \quad (\text{III.45})$$

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

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

I_r : représente les risques.

Chapitre II

Etude hydrologique

SI :

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

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

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

Tableau II.33 : Choix de la crue de projet selon ANCOLD, 1986(RIBEIRO, 2009)

Risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{\max}(1\%) + \text{revanche}$	$Q_{\max}(1\%) + \text{revanche majorée}$ avec vérification pour $Q_{\max}(0,1\%)$ et $Q_{\max}(0,2\%)$	$Q_{\max}(0,1\%)$

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennale

$$Q_{\text{crue}} = 32,6650 \text{ m}^3/\text{s}$$

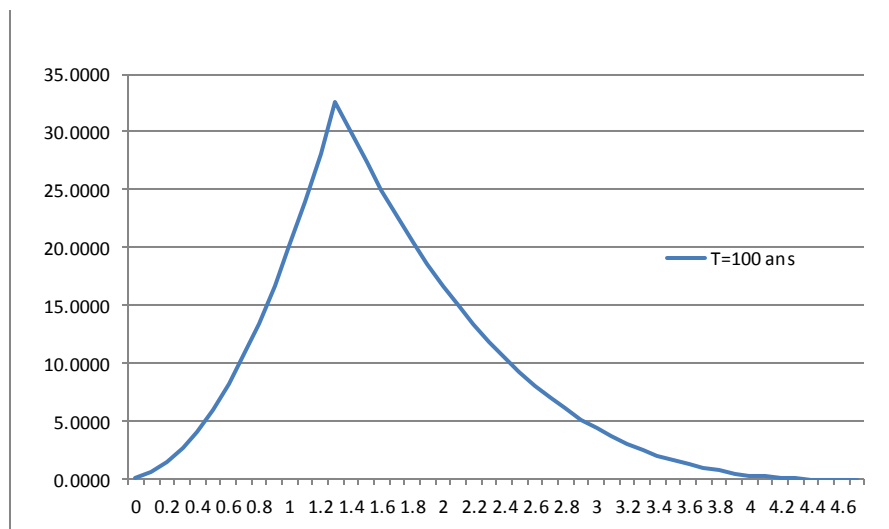


Figure II.18: Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 100ans

II.5.4 Choix de la crue de chantier

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Dans notre bassin la crue de chantier est calculée avec une probabilité de 5%

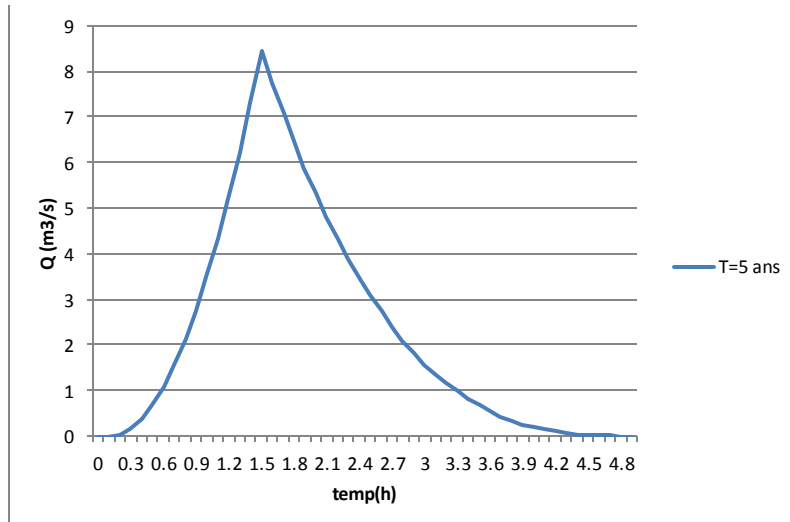


Figure IL19 :L'hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 5ans

II.6 Apports solides et l'estimation du volume mort

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation, Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion.

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit, Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval, L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide.

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

- Formule de TIXERONT:

$$\text{Le volume mort est estimé à : } V_m = \frac{Q_s \cdot S \cdot T}{\delta_s} \quad (\text{II.46})$$

$$\text{et } Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \quad (\text{II.47})$$

Avec :

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

δ_s : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m³].

T: temps d'exploitation [T = 10 ans]

α : Caractéristique de perméabilité voir tableau (II.34)

L_e : Lamé d'eau écoulée, ; L_e 128 mm

Tableau II.34 : 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 :

$$Q_s = 350 \cdot 128^{0.15} = 279,52 \text{ t/an}$$

$$V_m = \frac{279,52 \cdot 10,74 \cdot 10}{1,6} = 18762,78 \text{ m}^3$$

- Formule de FOURNIER

Le volume mort est de :

$$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s} \quad (\text{II.48})$$

$$T_0 = 91,78 \cdot \frac{P_m^2}{P_{\text{moy}}} - 737,62 \quad (\text{II.49})$$

T : temps d'exploitation [T = 10 ans]

δ_s : Poids spécifique des sédiments [2,4 t/m³]

T_0 : Taux d'abrasion [t/Km²/an]

P_m : Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvial [mm]

P_{moy} : Pluie moyenne du bassin versant [mm]

S : Superficie du bassin versant [Km²]

A.N :

$$T_0 = 91,78 \cdot \frac{58.4^2}{45.63} - 737,62 = 6122,366 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

D'où :

$$V_m = \frac{6122,366 \cdot 10 \cdot 10,74}{2,4} = 27397591 \text{ m}^3$$

- Formule de GAVRILLOVIC

Cette relation largement utilisée en Algérie, elle fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant :

$$\text{On a : } V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s} \quad (\text{II.50})$$

$$\text{et } T_0 = T_{sp} * G_{rm} \quad (\text{II.51})$$

Avec :

$$T_{sp} = T \cdot P_{moy} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \quad \text{Tel que } \left[T = \sqrt{\frac{t}{10} + 1} \right] \quad (\text{II.52})$$

$$G_{rm} = \frac{\left(\sqrt{p + H_{moy}} \right)}{0,2(L + 10)} \quad (\text{II.53})$$

T_0 : taux d'abrasion [t/Km²/an].

T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en [m³/km²/an].

G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin.

T : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du B.V.

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [mm]

t : température moyenne annuelle [°C]

P : périmètre du bassin versant [Km]

L : longueur du talweg principal [Km]

H_{moy} : Altitude moyenne [km]

A,N :

$$T = \sqrt{\frac{15,24}{10}} + 1 = 2,235 \Rightarrow T_{sp} = 2,378 \cdot 352,5 \cdot \pi \cdot \sqrt{0,15^3} = 18,6 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

$$G_m = \frac{(\sqrt{12,2 + 581,57^3})}{0,2(2,926 + 10)} = 9,43 \cdot \text{t}/\text{m}^3$$

$$T_0 = 9,425 \cdot 175,31 = 175,31 \text{ t}/\text{km}^2/\text{an}$$

$$V_m = \frac{175,31 \cdot 10 \cdot 10,74}{2,40} = 7845,24 \cdot \text{m}^3$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le Tableau II.35

Tableau II.35 : récapitulatif des résultats du volume mort :

Formule	Volume mort par (m ³)
TIXERONT	18762,78
FOURNIER	41096,39
GAVRILLOVIC	11767,86

En opte pour la formule de GAVRILLOVIC comme volume mort de notre retenue pour une période d'exploitation de 10 ans $V_m = 18762,78 \text{ m}^3 = 0,01876 \text{ Mm}^3$

II.7 Régularisation

L'étude de régularisation d'un barrage sur l'Oued d'AL ANSAR a pour objectif de la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

La régularisation saisonnière.

- La régularisation interannuelle.

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

-La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons Sèches.

Les paramètres générant pour le calcul de la régularisation sont :

- L'apport ($A_{80\%}$ en $M m^3$)
- La consommation totale (Mm^3)
- Les infiltrations et l'évaporation
- Les courbes caractéristiques de la retenue

Tableau IL36 : Répartition mensuelle de l'apport, la consommation l'évaporation et dl'infiltration

Mois	$A_{80\%} (Mm^3)$	$U_{80\%} (Mm^3)$
Octobre	0.039	0,02889
Novembre	0.052	0,0255
Décembre	0.0563	0,015
Janvier	0.0502	0,005
Février	0.0474	0.015
Mars	0.0476	0,035
Avril	0.045	0,06474
Mai	0.043	0,05294
Juin	0.024	0,05507
Juillet	0.007	0,05558
Août	0.019	0,06922
septembre	0.033	0,0341

II.7.1 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »

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

La cote minimale relevée est de 345,00m et la cote maximale de 362m, soit hauteur près de 17 Mètres. L'approximation des volumes a été faite selon l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad (II.54)$$

$$\Delta V_i = \frac{2}{3} \cdot S_i \cdot \Delta H$$

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

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

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

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

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau II.37 : Courbes topographiques et volumétriques

Altitude en m NGA	Surface	ΔH	ΔV	V
345,5	0	0,5	0,027979565	0
346	43,56			0,00001452
347	412,486	1	0,00001452	0,00024254
348	1480,81	1	0,000228023	0,00118919
349	3608,52	1	0,000946648	0,00373386
350	5750,85	1	0,002544665	0,00841354
351	7568,6	1	0,004679685	0,01507327
352	10584,2	1	0,006659725	0,02414967
353	12968,97	1	0,009074	0,
354	15681,54	1	0,011776585	0,05025151
355	18699,93	1	0,014325255	0,06744224
356	21939,02	1	0,017190735	0,08776172
357	25718,38	1	0,020319475	0,11159042
358	30240,75	1	0,0238287	0,13956998

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans les figures suivantes,

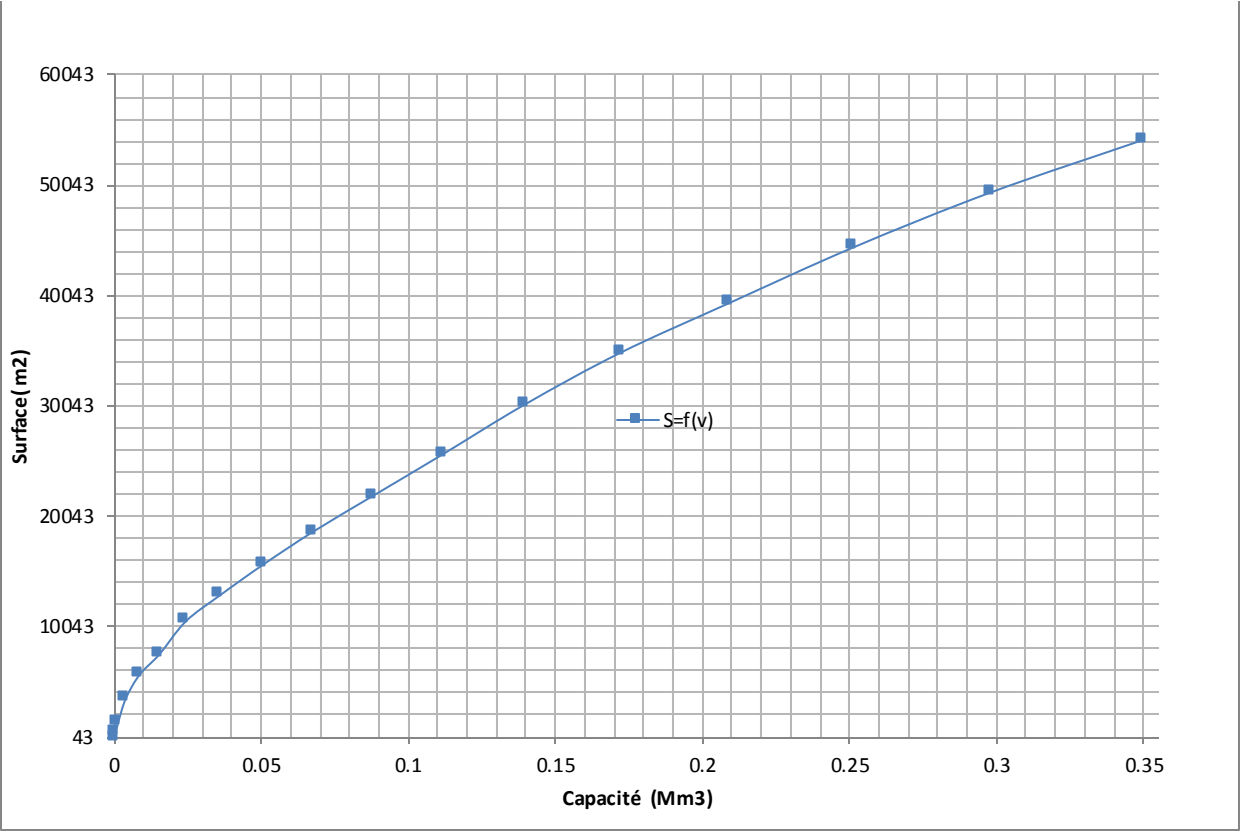


Figure II.20 : courbe hauteur –surface.

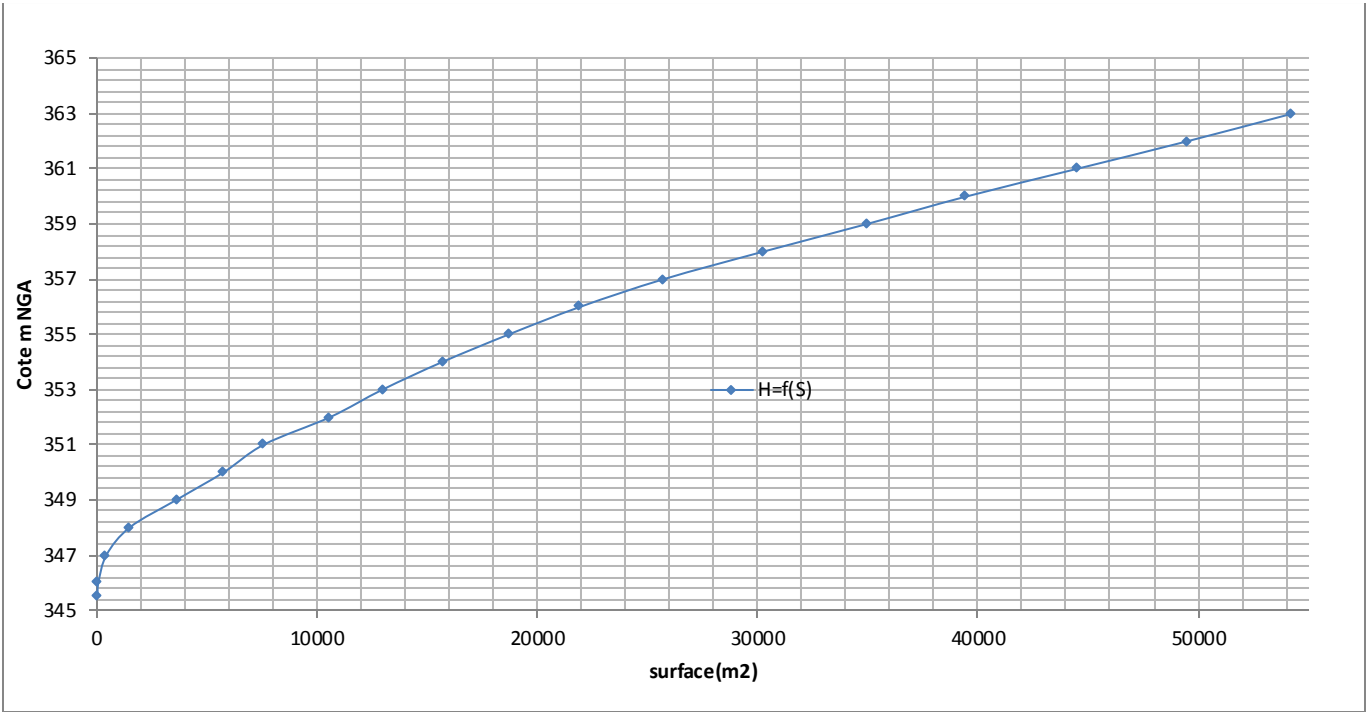


Figure II.21: Courbe hauteur-surface.

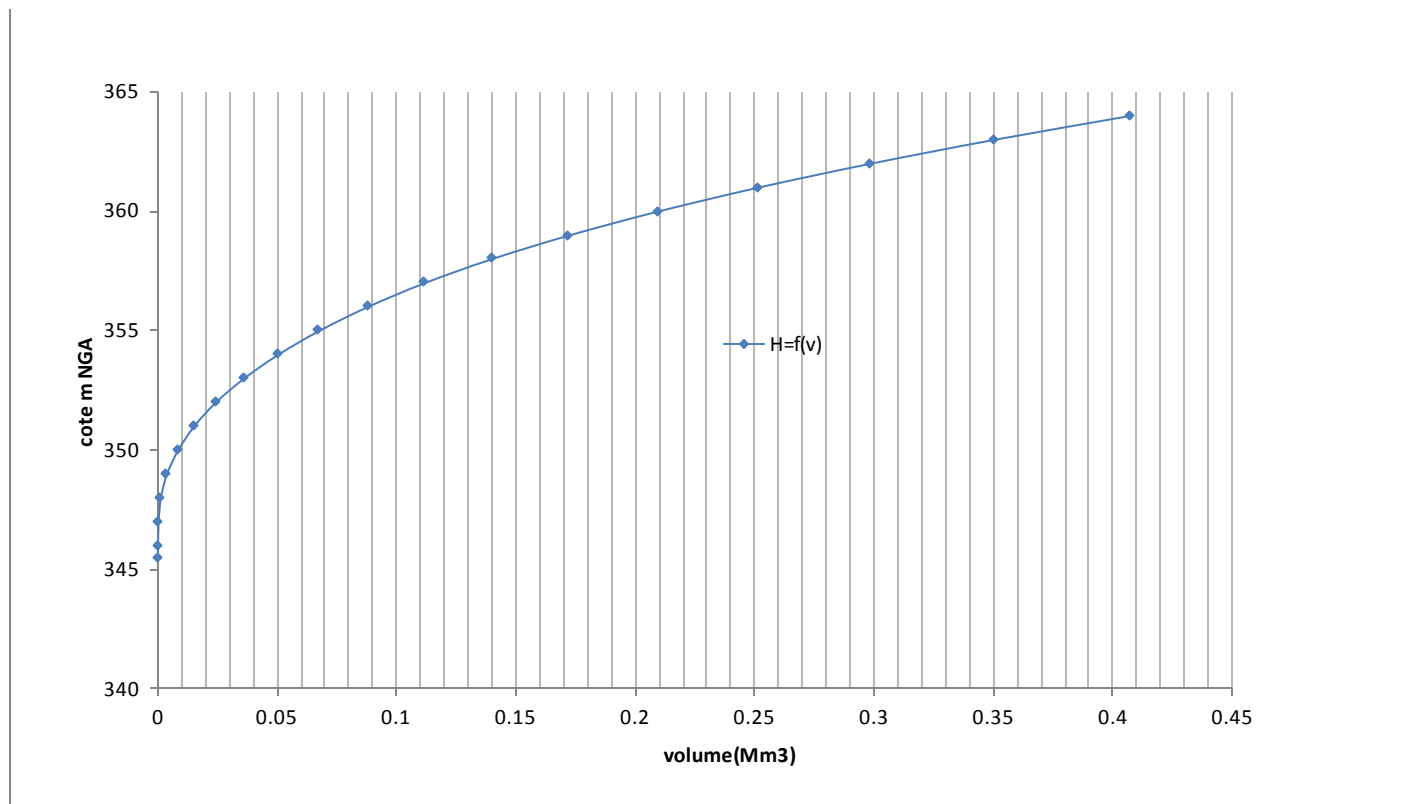


Figure II.22 : Courbe capacité-hauteur

II.7.2 Calcul du volume utile

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

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

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

II.7.2.1 Procédé de calcul

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

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

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

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

II.7.2.2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

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

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

- **1^{ère} Consigne d'exploitation :**

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

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

- **2^{ème} Consigne d'exploitation :**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface, Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant

Chapitre II

Etude hydrologique

Tableau II. 1 Calcul de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	W (m3)	U (m3)	W-U (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
					0.01878				
Octobre	0.039	0.02889	0.01011	0.02889	0.02889		-0.00746	0.01878	0.02624
Novembre	0.052	0.0255	0.0265	0.05539	0.05539		0.02143	0.02143	
Décembre	0.0563	0.015	0.0413	0.09669	0.09669		0.04793	0.04793	
Janvier	0.0502	0.005	0.0452	0.14189	0.14189		0.08923	0.08923	
Février	0.0474	0.015	0.0324	0.17429	0.16065	0.01364	0.13443	0.13443	
Mars	0.0476	0.035	0.0126	0.17325	0.16065	0.0126	0.16683	0.16683	
Avril	0.045	0.06474	-0.01974	0.14091	0.14091		0.17943	0.17943	
Mai	0.043	0.05294	-0.00994	0.13097	0.13097		0.15969	0.15969	
Juin	0.024	0.05507	-0.03107	0.0999	0.0999		0.14975	0.14975	
Juillet	0.007	0.05558	-0.04858	0.05132	0.05132		0.11868	0.11868	
Août	0.019	0.06922	-0.05022	0.0011	0.0011		0.0701	0.0701	
septembre	0.033	0.0341	-0.0011	0.0022	0.0022		0.01988	0.01988	
							0.01878	0.01878	
						0.02624			0.02624

S :volume excédentaire à évacuer.

II.7.2.3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes des Pertes par évaporation et des Pertes par infiltration.

✓ Pertes par évaporation

On a:

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

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

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

Tableau II. 2 Répartition mensuelle des lames d'eau évaporées (DRE Constantine)

mois	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept
EV(mm)	44,2	41,6	27,3	28,6	41,5	72,8	110	156	192	214	198	134

Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.32.

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

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

Tableau II. 3 Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
Sol a 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

Tableau II. 4 Calcul des pertes dans la retenue

Mois	Vmoy(Mm3)	Smoy (km2)	EV(m)	Vevp(Mm3)	Vinf(Mm3)	$\pi = \text{Vevp} + \text{Vinf}(\text{Mm3})$
Oct	0.041795	0.014043	0.0442	0.0006207	0.000313463	0.000934163
Nov	0.0754435	0.020043	0.0416	0.00083379	0.000565826	0.001399615
Dec	0.1185275	0.024043	0.0273	0.00065637	0.000888956	0.00154533
Jan	0.157198	0.033543	0.0286	0.00095933	0.001178985	0.002138315
Fev	0.178698	0.034543	0.0415	0.00143353	0.001340235	0.00277377
Mars	0.164334	0.030543	0.0728	0.00222353	0.001232505	0.003456035
Avril	0.139055	0.030043	0.11	0.00330473	0.001042913	0.004347643
Mai	0.117819	0.026043	0.156	0.00406271	0.000883643	0.004946351
Juin	0.077758	0.014293	0.192	0.00274426	0.000583185	0.003327441
Juil	0.028203	0.006293	0.214	0.0013467	0.000211523	0.001558225
Aout	0.004173	0.004293	0.198	0.00085001	3.12975E-05	0.000881312
Sept	0.002664	0.001043	0.134	0.00013976	0.00001998	0.000159742

Tableau II. 5 Calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes

Mois	W (m3)	U (m3)	P	W-U (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
					Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
						0.01878				
Octobre	0.039	0.02889	0.00059342	0.00951658	0.02829658	0.02829658		-0.00127878	0.01878	0.02005878
Novembre	0.052	0.0255	0.00139962	0.02510038	0.05339697	0.05339697		0.0082378	0.0082378	
Décembre	0.0563	0.015	0.00154533	0.03975467	0.09315164	0.09315164		0.03503416	0.03503416	
Janvier	0.0502	0.005	0.00213831	0.04306169	0.13621332	0.13621332		0.07478883	0.07478883	
Février	0.0474	0.015	0.00277377	0.02962623	0.16583955	0.16484	0.0010	0.11785052	0.11785052	
Mars	0.0476	0.035	0.00345604	0.00914396	0.18394396	0.16484	0.0191	0.14747675	0.14747675	
Avril	0.045	0.06474	0.00134764	-0.0210876	0.14375236	0.14375236		0.18362071	0.18362071	
Mai	0.043	0.05294	0.00194635	-0.0118863	0.13186601	0.13186601		0.16253307	0.16253307	
Juin	0.024	0.05507	0.00332744	-0.0343974	0.09746857	0.09746857		0.15064672	0.15064672	
Juillet	0.007	0.05558	0.00125822	-0.0498382	0.04763034	0.04763034		0.11624928	0.11624928	
Août	0.019	0.06522	0.00018131	-0.0464013	0.00122903	0.00122903		0.06641105	0.06641105	
septembre	0.033	0.0341	0.00012974	-0.0012297	0.00245877	0.00245877		0.02000974	0.02000974	
								0.01878	0.01878	
					0.0201					0.0201

Chapitre II

Etude hydrologique

Du tableau (II.31) on a:

$$V_s = 0,16811 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 0,16065 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

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

$$V_u = 0,16065 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$V_{NNR} = 0,1794 \text{ Mm}^3$$

Du tableau (II.32) on a :

$$V_s = 0,16476 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 0,164 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

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

$$V_u = 0,164 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

$$\text{D'où : } V_{NNR} = 0,18278 \text{ Mm}^3$$

Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérés comme consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 2\%$$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

Si cette condition ($1\% < \varepsilon < 2\%$) n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

On a : $\varepsilon = 1.83\%$, donc la condition ($1\% < \varepsilon < 2\%$) est vérifiée.

Donc le volume utile saisonnier est de $0,1827 \text{ Mm}^3$

Cote NNR = 159 mNGA

II.8 Laminage de la crue

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

$$Q, dt = q, dt + S, dh \quad (II.55)$$

Où:

Q : le débit entrant de la crue

q : le débit déversé par l'évacuateur de crue

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

Le débit cumulé à l'instant t est:

$$Q - q = S, (dh/dt) \quad (II.56)$$

Où:

dh/dt : la vitesse de remplissage (ou de montée de la retenue).

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour les méthodes de Muskingame, Kotcherine, et celle de Hildenblate qui sont des méthodes grapho-analytique. Les résultats sont les suivants :

II.8.1 La méthode de KOCHERINE

La méthode se base sur les principes suivants:

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

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

$$Q = m, b, \sqrt{2} . g. H^{3/2} \quad (II.57)$$

m : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir $m=0,49$.

b : largeur du déversoir (m),

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \quad (II.58)$$

H_0 : charge globale,

Chapitre II

Etude hydrologique

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

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{Avec: } S = b(H+p)$$

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci-après:

Tableau II.40 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

données		largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	Wd
g	9,81	2	3,7759006	31,8497782	7,55180129	4,21750745	142289,74
$\square$	1	3	2,8815515	31,8497782	8,6446545	3,68433212	100344,765
2*g	19,62	4	2,3786684	31,8497782	9,51467341	3,34743789	76759,5458
$2, g^{0,5}$	4,429446918	5	2,0498742	31,8497782	10,2493712	3,10748606	61339,1021
$Q_{1\%}$	32,66	6	1,8152637	31,8497782	10,8915822	2,92425634	50335,8673
$W_{1\%}$	163440	7	1,6379798	31,8497782	11,4658583	2,77779278	42021,2503
m=	0,49	8	1,4984672	31,8497782	11,9877373	2,65686321	35478,11
P	0	9	1,3853055	31,8497782	12,4677492	2,55457322	30170,8265
		10	1,2913399	31,8497782	12,9133986	2,46641332	25763,8393
		11	1,2118404	31,8497782	13,3302446	2,38928687	22035,3154
		12	1,1435445	31,8497782	13,7225336	2,3209838	18832,2356

On fait le calcul on variant la largeur (b) de 2 à 16m selon la formule:

$$Q = m, b, \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_0^{3/2} \quad (\text{II.59})$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau II.41: Détermination de H et Q en fonction de b

m	m/s	m	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3,7759006	4,22	4,68	b	66,0	88,0	110,0	132,0	153,9	175,9	197,9	219,9	241,9	263,9
2,8815515	3,68	3,57	29,3	44,0	58,6	73,3	88,0	102,6	117,3	132,0	146,6	161,3	175,9
2,3786684	3,35	2,95	22,0	33,0	44,0	55,0	66,0	77,0	88,0	99,0	110,0	121,0	132,0
2,0498742	3,11	2,54	17,6	26,4	35,2	44,0	52,8	61,6	70,4	79,2	88,0	96,8	105,6
1,8152637	2,92	2,25	14,7	22,0	29,3	36,7	44,0	51,3	58,6	66,0	73,3	80,6	88,0
1,6379798	2,78	2,03	12,6	18,9	25,1	31,4	37,7	44,0	50,3	56,6	62,8	69,1	75,4
1,4984672	2,66	1,86	11,0	16,5	22,0	27,5	33,0	38,5	44,0	49,5	55,0	60,5	66,0
1,3853055	2,55	1,72	9,8	14,7	19,5	24,4	29,3	34,2	39,1	44,0	48,9	53,8	58,6
1,2913399	2,47	1,60	8,8	13,2	17,6	22,0	26,4	30,8	35,2	39,6	44,0	48,4	52,8
1,2118404	2,39	1,50	8,0	12,0	16,0	20,0	24,0	28,0	32,0	36,0	40,0	44,0	48,0
1,1435445	2,32	1,42	7,3	11,0	14,7	18,3	22,0	25,7	29,3	33,0	36,7	40,3	44,0

Tableau II.42: Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue :

h	Vch	q	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3,7759006	142289,7403	4,9	b	66,0	88,0	110,0	132,0	153,9	175,9	197,9	219,9	241,9	263,9
2,8815515	100344,7653	14,5	29,3	44,0	58,6	73,3	88,0	102,6	117,3	132,0	146,6	161,3	175,9
2,3786684	76759,54575	20,0	22,0	33,0	44,0	55,0	66,0	77,0	88,0	99,0	110,0	121,0	132,0
2,0498742	61339,10215	23,5	17,6	26,4	35,2	44,0	52,8	61,6	70,4	79,2	88,0	96,8	105,6
1,8152637	50335,86728	26,0	14,7	22,0	29,3	36,7	44,0	51,3	58,6	66,0	73,3	80,6	88,0
1,6379798	42021,25034	28,0	12,6	18,9	25,1	31,4	37,7	44,0	50,3	56,6	62,8	69,1	75,4
1,4984672	35478,11001	29,5	11,0	16,5	22,0	27,5	33,0	38,5	44,0	49,5	55,0	60,5	66,0
1,3853055	30170,82655	30,7	9,8	14,7	19,5	24,4	29,3	34,2	39,1	44,0	48,9	53,8	58,6
1,2913399	25763,83926	31,7	8,8	13,2	17,6	22,0	26,4	30,8	35,2	39,6	44,0	48,4	52,8
1,2118404	22035,31544	32,6	8,0	12,0	16,0	20,0	24,0	28,0	32,0	36,0	40,0	44,0	48,0
1,1435445	18832,23564	33,3	7,3	11,0	14,7	18,3	22,0	25,7	29,3	33,0	36,7	40,3	44,0

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

$$Q_{lam} = Q\% \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \quad (II.60)$$

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

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

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

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q\% T_b \quad (II.61)$$

T_b : temps global de la crue.

D'après le **Tableau II. 36**, on trace des courbes croissantes représentées dans la **Figure II.20** la courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le **tableau II.37**, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique.

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation

Ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton.

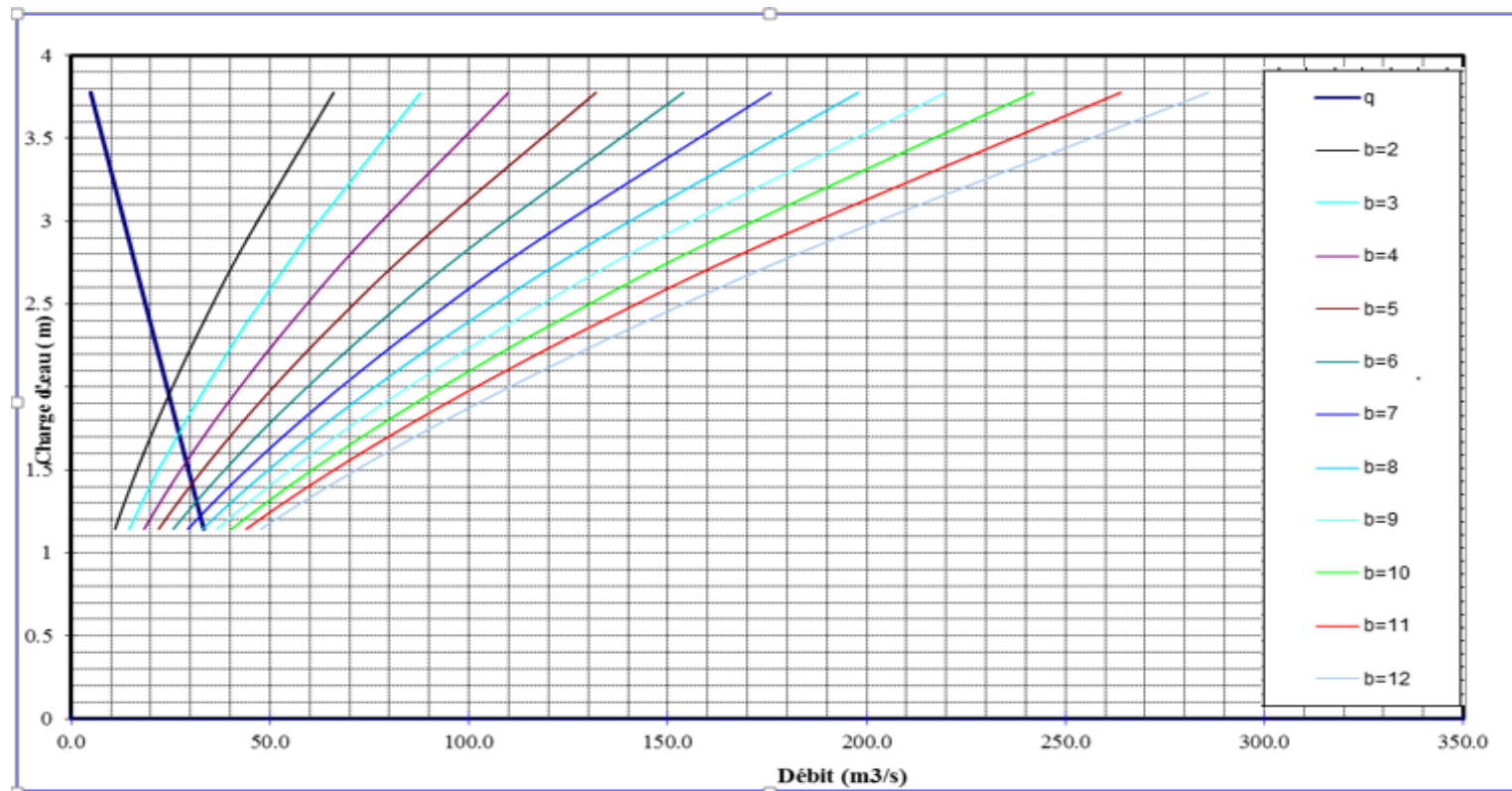


Figure II.23 :courbes de $H=f(Q,q)$

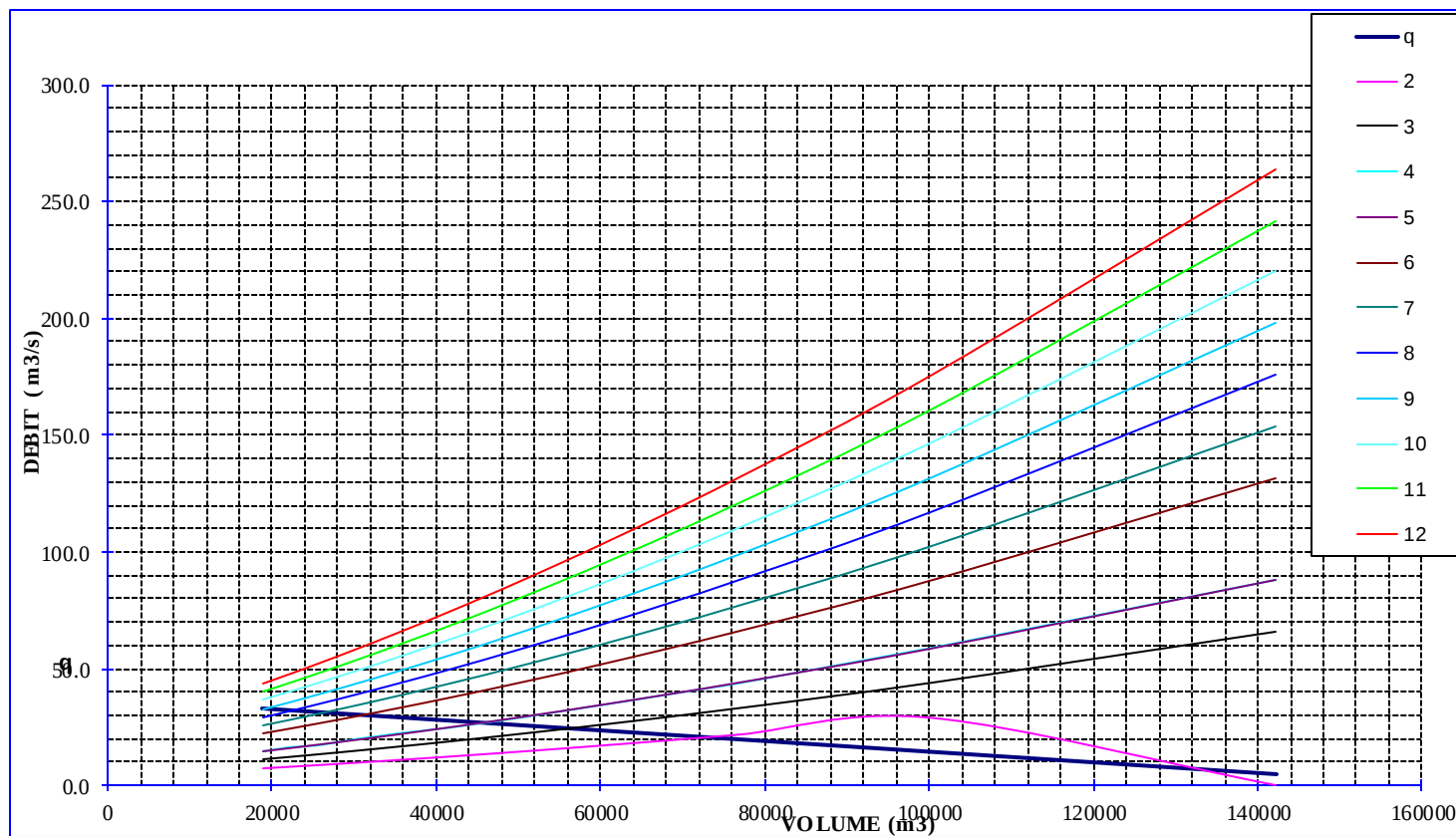
Figure II.24 : Courbes de $V=f(Q)$

Tableau II .43: Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine

NNR	b	H	NPHE	q m ³ /s	V _{forcé}
359	2	3,78	362,78	4,87	142289,7403
359	3	2,88	361,88	14,53	100344,7653
359	4	2,38	361,38	19,96	76759,4575
359	5	2,05	361,05	23,51	61339,10215
359	6	1,82	360,82	26,05	50335,86728
359	7	1,64	360,64	27,96	42021,25034
359	8	1,50	360,50	29,47	35478,11001
359	9	1,39	360,39	30,69	30170,82655
359	10	1,29	360,29	31,71	25763,83926
359	11	1,21	360,21	32,57	22035,31544
359	12	1,14	360,14	33,30	18832,23564
359	13	1,08	360,08	37,64	18600000

II.8.2 Méthode de X₀

Dans cette méthode l'effet de laminage peut être évaluée sous forme d'un coefficient β tel que

$$\beta = \frac{Q_{e \max}}{Q_{c \max}} \quad (\text{II.62})$$

β est directement tiré à partir de l'abaque $\beta=f(X_0)$ (voir l'annexe B2)

$$X_0 = \frac{m^2 \cdot g \cdot B^2 \cdot Q_{c \max} \cdot t_m^3}{S^3} \quad (\text{II.63})$$

B₁ : la largeur de déversoir en m,

S : surface de plan d'eau en m³

m : coefficient de débit de l'évacuateur sans dimension,

Commenté [I1]:

Chapitre II

Etude hydrologique

t_m : temps de monter de l'hydrogramme de crue en seconde (S),

$Q_{c \max}$: débit de pointe de la crue, La résolution de système d'équation

Et, $Q_{e \max}$, B_1 , H sont des inconnus, Alors

1/ on suppose une H hauteur de une charge déversent $H=1,2m$

2/ On calcule B_1 sans tenir compte de l'effet de laminage $\frac{Q_{e \max}}{Q_{c \max}} = 1$

$$B_1 = \frac{Q_{c \max}}{m \cdot h^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g}} ; \quad B_1 = \frac{32,66}{0,49 \cdot (1,2^{3/2}) \cdot \sqrt{2 \cdot g}} = 11,56$$

$B_1=11,56m$

3/ on calcul X_{01} :

$$X_{01} = \frac{m^2 \cdot g \cdot B_1^2 \cdot Q_{c \max} \cdot t_m^3}{S^3} = \frac{0,49^2 \cdot 9,81 \cdot 11,56^2 \cdot 32,66 \cdot 5040^3}{3496514^3}$$

$X_{01}=30,80$

4/ On calcul $\log_{10}(X_0)$: $\log_{10}(X_0)=1,48859$, on obtient sur l'abaque :

et $Q_{e \max 1} = \beta_1 \cdot Q_{c \max} = 3073866 \text{ m}^3/s$

5/On recommence avec B_2 : $B_2 = \frac{Q_{e \max}}{m \cdot h^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g}}$

6/On calcule X_{02} puis $\log_{10}(X_{02})$, on obtient sur l'abaque : β_2 et ainsi de suite par itérations successives, jusqu'à obtenir une valeur convergente de B et du débit évacué comme indiqué dans le tableau ci-dessous.

Tableau II .44 Calcul itératif du calcul itératif

B (m)	X0	log X0	β	Qe
11,5628493	30,80298984	1,48859287	0,93039204	30,3866042
10,6503705	26,13319919	1,41719258	0,92044061	30,0615902
10,5364546	25,57714953	1,40785214	0,91905803	30,0164353
10,520628	25,50036934	1,40654647	0,91886314	30,0100702
10,5183971	25,48955566	1,40636226	0,91883561	30,0091712
10,5180819	25,48802844	1,40633624	0,91883173	30,0090442

10,5180374	25 ,48781266	1,40633257	0,91883118	30,0090262
10,5180311	25,48778218	1,40633205	0,9188311	30,0090237
10,5180302	25,48777787	1,40633197	0,91883109	30,0090233
10,5180301	25,48777726	1,40633196	0,91883109	30,0090233

II.8.3 Méthode de Muskingum(Step by Step)

II.5.3.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA (S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \quad (\text{II.64})$$

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{II.65})$$

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

La signification des cinq termes de l'équation(III.26) est la suivante :

- a) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale, Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue, A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m³ /s à 2m³ /sen une heure, ce terme vaut
 $(1 \text{ m}^3 /s - 2\text{m}^3 /s) / 3600s = 0 ,000277\text{m}^3 /s$, L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.
- b) Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement), En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
- c) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.
- d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (S₀) et les forces de frottement (S_f).

e) Le terme 5 exprime l'apport ou la perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

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

D'après plusieurs études (Cunge et al, 1980), les trois premiers termes de l'équation 64 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation 64 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \quad (\text{II.66})$$

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

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (\text{II.67})$$

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

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

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

L'équation 29 exprime tout simplement le principe de conservation de la masse traité dans le chapitre 1 : le taux de variation de l'emménagement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 , l'équation (II.67) s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \quad (\text{II.68})$$

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

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \quad (\text{II.69})$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2 , connaissant I_1 et I_2

L'équation (II.70) ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emménagement pour déterminer S_1 et S_2 .

II.5.3.2 Principe de la méthode de solution

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

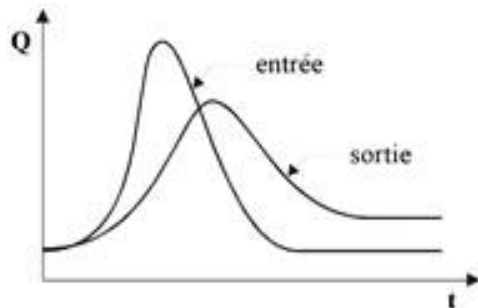


Figure II .25 : Laminage à travers un barrage

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.31 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad (\text{II.70})$$

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

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

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique

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

Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir, Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation,

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

Tableau II .45: Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

h1	S1	O1	$2S_1/\Delta t + O_1$
h2	S2	O2	$2S_2/\Delta t + O_2$
h3	S3	O3	$2S_3/\Delta t + O_3$
...	...		...
hnSnOn			$2S_n/\Delta t + O_n$

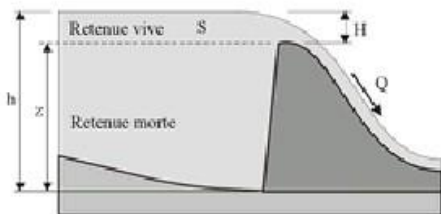
Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée

$$f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O. \quad (\text{II.71})$$

II.5.3.3 Calcul du débit de sortie

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

1) Evacuation a surface libre par un déversoir (figure II.27). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

**Figure II 26:** Evacuateur à surface libre

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

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

B : est la largeur de déversoir

H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir, h : est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

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

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

Ou : m : est une constante de débit

A : est la section d'écoulement

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

II.5.3.4 Calcul du volume stocké

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

$$S = Ah \quad (\text{II.74})$$

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

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

$$S = a_0 + a_1 h + a_2 h^2 + a_3 h^3 + \dots + a_n h^n \quad (\text{II.75})$$

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

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

Application de la méthode de Mukingum pour une largeur de déversoir $b=2m$

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

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

Pour $b=2m$ et $m=0,49$: $Q=4,34 H^{3/2}$

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (tableau II41) avec un coefficient de corrélation $r=0,9898$ entre les altitudes $NNR=359m$ NGA et $NPHE=360,16m$ NGA.

Tableau II.46: Modélisation de la courbe capacité- hauteur

H	cote	surface
0	359	34897
0,2	359,2	35861
0,4	359,4	36825
0,6	359,6	37789
0,8	359,8	38753
1	360	39717
1,2	360,2	40681
1,4	360,4	41645
1,6	360,6	42609
1,8	360,8	43573
2	361	44537
2,2	361,2	45501

2,4	361,4	46465
2,6	361,6	47429
2,8	361,8	48393
3	362	49357
3,2	362,2	50321
3,4	362,4	51285
3,6	362,6	52249
3,8	362,8	53213

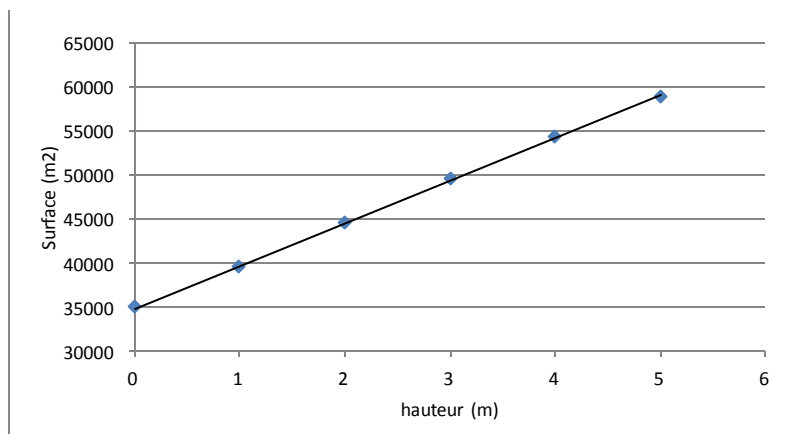


Figure II .27 : Modélisation de la courbe surface-hauteur

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

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

La valeur maximal de débit d'entrée $Q_e = 32,66 \text{ m}^3/\text{s}$ on trouve $H_{\max} = 3,839 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau (II.49)

Tableau II 47 Calcul de la courbe caractéristique du barrage

b(m)	H dév max (m)
2	3,83966854
4	2,418839609
6	1,845920101
8	1,52377347
10	1,313148169
12	1,162856796
14	1,049288812
16	0,959917135

Pour une largeur du déversoir $b=12\text{m}$

Tableau II .48 Calcul de la courbe caractéristique de la cuvette

H(m)	A(m ³)	S	o(m ³ /s)	(2*S/dT)+O(m ³ /s)
0	34897	0	0	0
0,2	35861	7172,2	2,32954885	42,1751044
0,4	36825	14730	6,58895914	88,42229248
0,6	37789	22673,4	12,1046909	138,0680242
0,8	38753	31002,4	18,6363908	190,8719463
1	39717	39717	26,0451479	246,6951479
1,2	40488,2	48585,84	34,237236	304,1585693

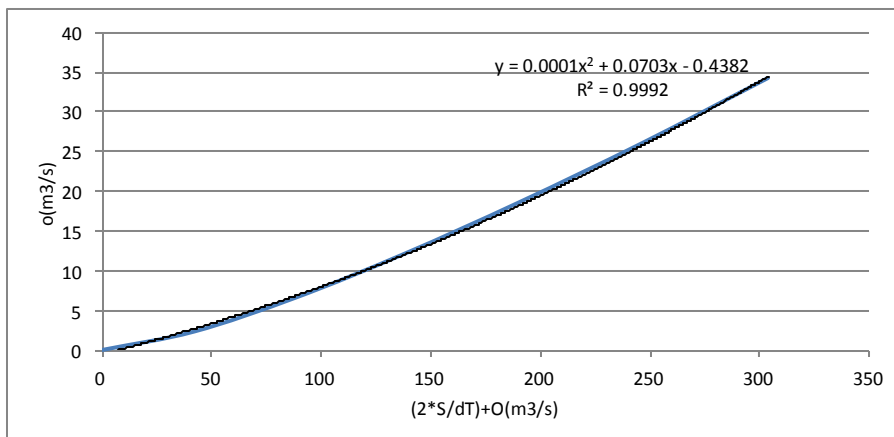


Figure II.28 : Modélisation de la courbe caractéristique de la cuvette

Tableau II 49:calcul du débit laminé correspondant à l'hydrogramme de sortie pour $b=12\text{m}$

T	débit d'entrée	I1+I2	(2*S)/dt+O	((2*S)/dt+O)-(2*O)	O
0	0,0000	0,0000	0,0000	0	0
0,1	0,1667	0,1667	0,1667	0,14325642	0,01172179
0,2	0,6666	0,8333	0,9766	0,83906186	0,06874728
0,3	1,4999	2,1665	3,0056	2,58117318	0,21219434
0,4	2,6665	4,1664	6,7476	5,78975844	0,47890737
0,5	4,1665	6,8330	12,6228	10,8161318	0,90331332
0,6	5,9997	10,1662	20,9823	17,9441643	1,51908375
0,7	8,1663	14,1660	32,1102	27,3892627	2,36045082
0,8	10,6661	18,8324	46,2217	39,2956085	3,4630271
0,9	13,4993	24,1654	63,4610	53,7329308	4,86403886
1	16,6658	30,1651	83,8980	70,6941917	6,60191952
1,1	20,1656	36,8314	107,5256	90,095143	8,71522439
1,2	23,9988	44,1644	134,2595	111,777526	11,2410084
1,3	28,1652	52,1640	163,9415	135,515983	14,2127717
1,4	32,6650	60,8302	196,3462	161,029545	17,658319
1,5	29,9444	62,6094	223,6389	182,192434	20,7232556

Chapitre II

Etude hydrologique

1,6	27,3792	57,3236	239,5160	194,366493	22,5747702
1,7	24,9648	52,3440	246,7105	199,849784	23,4303544
1,8	22,6967	47,6615	247,5113	200,458831	23,5262269
1,9	20,5704	43,2671	243,7259	197,577599	23,0741659
2	18,5811	39,1515	236,7291	192,236854	22,2461223
2,1	16,7245	35,3056	227,5425	185,194872	21,1737914
2,2	14,9958	31,7203	216,9152	177,00646	19,9543557
2,3	13,3906	28,3864	205,3929	168,077379	18,6577408
2,4	11,9042	25,2948	193,3722	158,70549	17,3333441
2,5	10,5320	22,4362	181,1417	149,110706	16,015492
2,6	9,2696	19,8016	168,9123	139,456963	14,7276719
2,7	8,1123	17,3819	156,8389	129,867633	13,4856149
2,8	7,0556	15,1679	145,0355	120,436476	12,2995285
2,9	6,0949	13,1505	133,5870	111,235551	11,1757124
3	5,2256	11,3205	122,5561	102,320673	10,1176889
3,1	4,4432	9,6688	111,9895	93,7354247	9,12702416
3,2	3,7430	8,1862	101,9216	85,5138408	8,20389197
3,3	3,1206	6,8636	92,3774	77,6824543	7,34749324
3,4	2,5713	5,6919	83,3744	70,2616635	6,5563454
3,5	2,0906	4,6619	74,9236	63,2666024	5,82848055
3,6	1,6738	3,7644	67,0310	56,7078124	5,16159499
3,7	1,3165	2,9903	59,6981	50,5917849	4,55316376
3,8	1,0140	2,3305	52,9223	44,921258	4,00051345
3,9	0,7619	1,7759	46,6972	39,6954126	3,50087266
4	0,5554	1,3173	41,0127	34,9099167	3,05139796
4,1	0,3901	0,9455	35,8554	30,5570229	2,64919689
4,2	0,2613	0,6514	31,2084	26,6257256	2,2913487
4,3	0,1646	0,4259	27,0516	23,1018089	1,97490832
4,4	0,0952	0,2598	23,3616	19,9678137	1,69689758
4,5	0,0488	0,1440	20,1118	17,2031957	1,45430901
4,6	0,0206	0,0694	17,2726	14,7844002	1,24409774
4,7	0,0061	0,0267	14,8111	12,6847858	1,06315722
4,8	0,0008	0,0069	12,6917	10,875019	0,9083334
4,9	0,0000	0,0008	10,8758	9,32302217	0,77639842
5	0,0000	0,0000	9,3230	7,99482151	0,66410033
5,1	0,0000	0,0000	7,9948	6,85796617	0,56842767
5,2	0,0000	0,0000	6,8580	5,88432978	0,48681819
5,3	0,0000	0,0000	5,8843	5,05006795	0,41713092
5,4	0,0000	0,0000	5,0501	4,33492776	0,3575701
5,5	0,0000	0,0000	4,3349	3,7216786	0,30662458
5,6	0,0000	0,0000	3,7217	3,19564041	0,26301909
5,7	0,0000	0,0000	3,1956	2,74429094	0,22567473
5,8	0,0000	0,0000	2,7443	2,35693741	0,19367677
5,9	0,0000	0,0000	2,3569	2,02444098	0,16624822
6	0,0000	0,0000	2,0244	1,7389849	0,14272804
6,1	0,0000	0,0000	1,7390	1,49387881	0,12255305
6,2	0,0000	0,0000	1,4939	1,28339312	0,10524285
6,3	0,0000	0,0000	1,2834	1,10261863	0,09038725

6,4	0,0000	0,0000	1,1026	0,94734729	0,07763567
6,5	0,0000	0,0000	0,9473	0,81397077	0,06668826
6,6	0,0000	0,0000	0,8140	0,69939397	0,0572884
6,7	00000	0,0000	0,6994	0,60096135	0,04921631
6,8	0,0000	0,0000	0,6010	0,51639395	0,0422837
6,9	0,0000	0,0000	0,5164	0,44373563	0,03632916
7	0,0000	0,0000	0,4437	0,38130702	0,0312143
7,1	0,0000	0,0000	0,3813	0,32766617	0,02682042
7,2	0,0000	0,0000	0,3277	0,28157484	0,02304567
7,3	0,0000	0,0000	0,2816	0,24196956	0,01980264

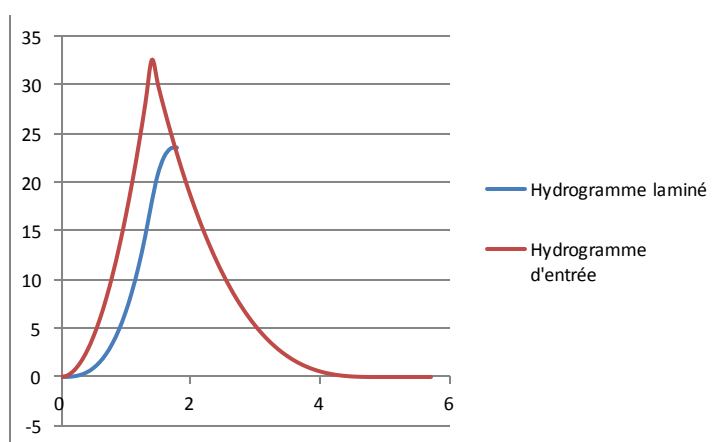


Figure II.29 Hydrogramme d'entrée et l'hydrogramme laminé

Le calcul détaillé correspondant aux reste des largeurs déversantes est illustré en **annexe B.3**

Tableau. II.50 : Résultat du laminage pour les différentes largeurs déversantes obtenue à l'aide de la méthode de MUSKINGAM

H déversante (m)			3,83966854	2,41883961	1,8459201	1,52377347	1,31314817	1,1628568	1,04928881	0,959917135
Largeur b (m)			b=2m	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m
temps (h)	débit d'entrée	I1+I2	debits m3/s	debits m3/s	debits m3/s	debits m3/s	debits m3/s	debits m3/s	debits m3/s	debits m3/s
0	0,0000	0,0000	0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	0,1667	0,1667	0,00255968	0,00548526	0,0051188	0,00922073	0,01057156	0,01172179	0,01299149	0,014008358
0,2	0,6666	0,8333	0,01530111	0,03256842	0,03042489	0,05435726	0,06215534	0,06874728	0,07606567	0,081835546
0,3	1,4999	2,1665	0,0483515	0,10196043	0,09541243	0,16881473	0,192447	0,21219434	0,23458133	0,251654126
0,4	2,6665	4,1664	0,1120827	0,23353177	0,21907928	0,38358041	0,43590928	0,47890737	0,52974954	0,566396285
0,5	4,1665	6,8330	0,21769382	0,44688072	0,4206541	0,72863061	0,825512	0,90331332	1,00161171	1,066847154
0,6	5,9997	10,1662	0,377965	0,7619888	0,72045181	1,23432514	1,39436207	1,51908375	1,69151584	1,794124241
0,7	8,1663	14,1660	0,60814495	1,19991775	1,14079052	1,93264113	2,17704481	2,36045082	2,64371053	2,791223264
0,8	10,6661	18,8324	0,92691718	1,78348697	1,70688312	2,85808509	3,21049311	3,4630271	3,90571008	4,103357387
0,9	13,4993	24,1654	1,35738147	2,53788173	2,44762091	4,0481548	4,53425016	4,86403886	5,52722051	5,776961716
1	16,6658	30,1651	1,92796918	3,49113942	3,39615677	5,54323938	6,19002611	6,60191952	7,55760845	7,8574128
1,1	20,1656	36,8314	2,67318019	4,67443886	4,59016882	7,38584599	8,22047182	8,71522439	10,0421377	10,38571268
1,2	23,9988	44,1644	3,63403386	6,1221598	6,07172775	9,61918227	10,6672808	11,2410084	13,0176795	13,39480945
1,3	28,1652	52,1640	4,85808465	7,87162721	7,8866484	12,2851095	13,5687319	14,2127717	16,5087305	16,90626777
1,4	32,6650	60,8302	6,39889049	9,96252906	10,0832996	15,421706	16,9570495	17,658319	20,5248456	20,9282356
1,5	29,9444	62,6094	8,05125391	12,0544042	12,3010552	18,3424316	20,0218232	20,7232556	23,8509242	24,21588339
1,6	27,3792	57,3236	9,53122426	13,7578247	14,1092245	20,3265869	21,9468369	22,5747702	25,3953037	25,6772335
1,7	24,9648	52,3440	10,8005264	15,07438	15,4972461	21,4807497	22,9099593	23,4303544	25,6481093	25,84181631
1,8	22,6967	47,6615	11,8408221	16,0252609	16,4833491	21,9509146	23,1217481	23,5262269	25,0580929	25,17527975
1,9	20,5704	43,2671	12,6494654	16,6439494	17,103883	21,887213	22,7797891	23,0741659	23,9606558	24,01716185
2	18,5811	39,1515	13,2353056	16,9703809	17,4047262	21,4251992	22,0495768	22,2461223	22,5828534	22,5932201
2,1	16,7245	35,3056	13,6149602	17,0466585	17,4350264	20,6785188	21,0609028	21,1737914	21,0704962	21,04637362
2,2	14,9958	31,7203	13,8097146	16,9141079	17,2430021	19,7380528	19,9114098	19,9543557	19,5144236	19,46458125

Chapitre II

Etude hydrologique

2,3	13,3906	28,3864	13,8431002	16,6114179	16,8733972	18,6741772	18,672521	18,6577408	17,97007	17,90091672
2,4	11,9042	25,2948	13,739121	16,1736169	16,366169	17,5401527	17,3954397	17,3333441	16,4706198	16,38678557
2,5	10,5320	22,4362	13,5210151	15,6316152	15,7559898	16,3755504	16,1162458	16,015492	15,0353688	14,94019913
2,6	9,2696	19,8016	13,2104804	15,0121653	15,0723068	15,2093331	14,8599716	14,7276719	13,6750144	13,57095083
2,7	8,1123	17,3819	12,8272188	14,3380406	14,3396794	14,062359	13,6436408	13,4856149	12,3948802	12,28373777
2,8	7,0556	15,1679	12,388726	13,6283493	13,5782714	12,9493622	12,4785073	12,2995285	11,1969132	11,08007845
2,9	6,0949	13,1505	11,9102603	12,8989255	12,8044086	11,8804992	11,3717004	11,1757124	10,0809509	9,959522196
3	5,2256	11,3205	11,4049142	12,1627241	12,0311208	10,862506	10,3273903	10,1176889	9,04549251	8,920378137
3,1	4,4432	9,6688	10,8837622	11,4302152	11,2686567	9,89958562	9,34764283	9,12702416	8,08820999	7,960197306
3,2	3,7430	8,1862	10,3560366	10,7097399	10,5249356	8,99405608	8,43301499	8,20389197	7,20625323	7,076056436
3,3	3,1206	6,8636	9,82932619	10,0078394	9,80595064	8,14684994	7,58299896	7,34749324	6,39646914	6,264762684
3,4	2,5713	5,6919	9,30977186	9,32954105	9,11611031	7,35787889	6,79633335	6,5563454	5,65553459	5,522975648
3,5	2,0906	4,6619	8,80224913	8,67860102	8,45852137	6,62629845	6,07121927	5,82848055	4,98003433	4,847276649
3,6	1,6738	3,7644	8,31054225	8,05771747	7,83523133	5,95071247	5,40548414	5,16159499	4,36652243	4,23422402
3,7	1,3165	2,9903	7,83750529	7,46871602	7,24743419	5,32933231	4,79670719	4,55316376	3,81157212	3,680398464
3,8	1,0140	2,3305	7,38520223	6,91270144	6,69563575	4,76008819	4,24230204	4,00051345	3,31179857	3,182421531
3,9	0,7619	1,7759	6,95503026	6,39018457	6,17978925	4,24071138	3,73957495	3,50087266	2,86387193	2,736965089
4	0,5554	1,3173	6,5478241	5,90118371	5,69940188	3,76878753	3,28575787	3,05139796	2,46451394	2,34074441
4,1	0,3901	0,9455	6,1639494	5,44531244	5,25362548	3,34180086	2,87803657	2,64919689	2,11049997	1,990517695
4,2	0,2613	0,6514	5,80338564	5,02185571	4,84133374	2,95717088	2,513575	2,2913487	1,79866388	1,683089386
4,3	0,1646	0,4259	5,46579354	4,6298278	4,46117982	2,61227099	2,18952259	1,97490832	1,52588739	1,415297791
4,4	0,0952	0,2598	5,15056879	4,26801484	4,11163772	2,30443277	1,90300853	1,69689758	1,28907782	1,183991165
4,5	0,0488	0,1440	4,8568927	3,93501634	3,79104214	2,03095748	1,65114649	1,45430901	1,08516197	0,986021665
4,6	0,0206	0,0694	4,58377116	3,62927406	3,49761509	1,78911521	1,4310273	1,24409774	0,91106743	0,818226704
4,7	0,0061	0,0267	4,33006096	3,34908642	3,22947788	1,57612853	1,23969602	1,06315722	0,76368658	0,677392653
4,8	0,0008	0,0069	4,09450427	3,09263749	2,98467734	1,38918535	1,07416326	0,9083334	0,63988471	0,560266222
4,9	0,0000	0,0008	3,87574313	2,85800093	2,76118688	1,22541753	0,93137903	0,77639842	0,53646294	0,463518076
5	0,0000	0,0000	3,67235642	2,64317876	2,55694179	1,08193943	0,80827544	0,66410033	0,45020723	0,383798936

Chapitre II

Etude hydrologique

5,1	0,0000	0,0000	3,48296912	2,4462486	2,36998042	0,95605932	0,70200532	0,56842767	0,37817559	0,318050622
5,2	0,0000	0,0000	3,30633933	2,26548473	2,19855778	0,84544846	0,61013144	0,48681819	0,31791939	0,263744182
5,3	0,0000	0,0000	3,1413606	2,09935921	2,04114135	0,74812206	0,53060164	0,41713092	0,26744108	0,218833202
5,4	0,0000	0,0000	2,98704447	1,9465151	1,89638052	0,66238118	0,46168055	0,3575701	0,22510282	0,181654253
5,5	0,0000	0,0000	2,84250567	1,80574387	1,76308108	0,58676588	0,40189503	0,30662458	0,18955577	0,15085007
5,6	0,0000	0,0000	2,70694935	1,67596623	1,64018377	0,52001713	0,34999028	0,26301909	0,159685	0,12530966
5,7	0,0000	0,0000	2,57966023	1,55621585	1,52674625	0,46104569	0,3048943	0,22567473	0,13456597	0,104121179
5,8	0,0000	0,0000	2,45999316	1,44562542	1,42192785	0,46104569	0,26568877	0,19367677	0,11342994	0,086534547
5,9	0,0000	0,0000	2,34736499	1,3434147	1,32497659	0,40890652	0,23158521	0,16624822	0,0956362	0,071931591
6	0,0000	0,0000	2,24124754	1,24888025	1,23521808	0,36277755	0,20190521	0,14272804	0,08064977	0,059802046
6,1	0,0000	0,0000	2,14116145	1,16138657	1,15204611	0,321942	0,17606402	0,12255305	0,06802312	0,049724161
6,2	0,0000	0,0000	2,04667086	1,08035841	1,07491446	0,28577359	0,15355678	0,10524285	0,0573814	0,041348965
6,3	0,0000	0,0000	1,95737872	1,00527408	1,00332993	0,25372407	0,13394701	0,09038725	0,04841026	0,034387443
6,4	0,0000	0,0000	1,87292271	0,93565967	0,93684624	0,22531271	0,11685688	0,07763567	0,04084579	0,028600047
6,5	0,0000	0,0000	1,79297163	0,87108393	0,87505878	0,20011732	0,10195898	0,06668826	0,03446624	0,02378811
6,6	0,0000	0,0000	1,71722224	0,81115382	0,81760005	0,17776662	0,08896932	0,0572884	0,02908517	0,019786775
6,7	0,0000	0,0000	1,64539643	0,75551062	0,76413565	0,15793373	0,07764135	0,04921631	0,02454569	0,016459183
6,8	0,0000	0,0000	1,57723881	0,70382644	0,71436076	0,14033049	0,06776088	0,0422837	0,02071577	0,013691678
6,9	0,0000	0,0000	1,51251444	0,65580122	0,66799715	0,1247027	0,05914171	0,03632916	0,0174842	0,011389842
7	0,0000	0,0000	1,45100692	0,61115996	0,62479038	0,11082587	0,05162191	0,0312143	0,01475727	0,009475217
7,1	0,0000	0,0000	1,39251667	0,56965042	0,5845075	0,09850159	0,04506052	0,02682042	0,01245602	0,007882597
7,2	0,0000	0,0000	1,33685932	0,53104089	0,54693493	0,08755442	0,03933487	0,02304567	0,01051391	0,006557779
7,3	0,0000	0,0000	1,28386439	0,49511836	0,51187656	0,07782909	0,03433807	0,01980264	0,00887479	0,005455697

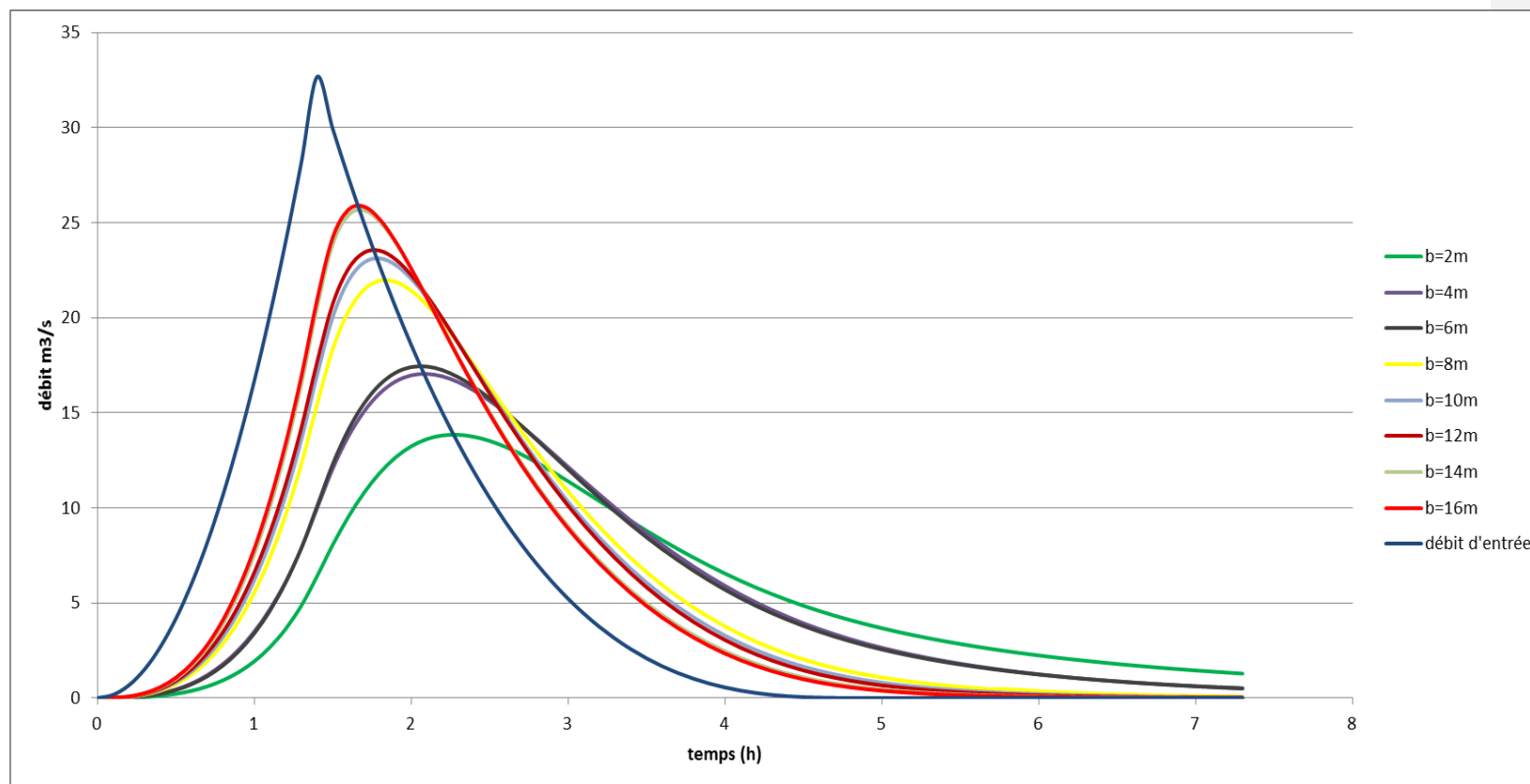


Figure.II.30 : Hydrogramme d'entrée et de sortie pour les différentes largeurs

nous avons calculé le laminage de crues pour déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue donc la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue, le débit maximal déverser par l'évacuateur de surface pour des différents largeur du déversoir.

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

II.9 Etude d'optimisation

II.9.1 Calcul du coût de la digue

II.9.1.1 Calcul de la revanche

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

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = 0.75H + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{II.77})$$

La hauteur des vagues H est estimé à l'aide des formules suivantes :

A- Formule de Stevenson

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \quad (\text{II.78})$$

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment à la direction du barrage appelée Fetch (F=0,315Km) ;

B- Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032(U, F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \quad (\text{II.79})$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 140,4 Km/h,

C- Formule de Mallet-pacquant

$$H = 0.5 + 0.33(F)^{0.5} \quad (\text{II.80})$$

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V = 1.5 + 2H \quad (\text{II.81})$$

H : hauteur des vagues (m).

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.51 : calcul de la revanche

Formule	H(m)	V (m/s)	R(m)
Stevenson	0,74604156	2,99208311	1,01582889
Molitor	0,73123359	2,96246718	0,99573466
Mallet-paquant	0,68521204	2,87042408	0,93385472

L'U.S.B.R (United States Bureau of Réclamation) recommande pour un fetch < 1,6 km de prendre une revanche comprise entre 0,90 m et 1,25 m.

Pour des mesures pratiques on prendra une revanche de $R = 1\text{m}$.

II.9.1.2 Le tassement

On calcule le tassement d' après les formules suivantes :

$$\checkmark T = 0,015 H_b \quad (\text{II.82})$$

$$\checkmark T = 0,001 H_b^{3/2} \quad (\text{II.83})$$

Où

T = Tassement de la crête du barrage

H_b = Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés à 0,5 m.

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 ultérieures.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

$$\checkmark \text{KNAPPEN} \quad b = 1,65 H_b^{0,5} \quad (\text{II.84})$$

$$\checkmark \text{PREECE} \quad b = 1,1 H_b^{0,5} + 1 \quad (\text{II.85})$$

$$\checkmark \text{SIMPLIFIEE} \quad b = 3,6 H_b^{1/3} - 3 \quad (\text{II.86})$$

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

Tableau II.52: Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur de la crête

Largeur de déversoir (m)	Charge déversante (m)	Hauteur du barrage (m)	Largeur en crête			
			Formule	Formule	Formule	b _{cr}
			KANAPPEN	PREECE	SIMPLIFIER	
2	3,83966854	19,10966854	7,212910134	5,808606756	6,624692997	6,548736629
4	2,418839609	17,68883961	6,939586863	5,626391242	6,379987986	6,315322031
6	1,845920101	17,1159201	6,826279548	5,550853032	6,277605841	6,218246141
8	1,52377347	16,79377347	6,761734117	5,507822745	6,219030766	6,162862543
10	1,313148169	16,58314817	6,719197935	5,47946529	6,180327217	6,126330147
12	1,162856796	16,4328568	6,688680933	5,459120622	6,152509555	6,100103704
14	1,049288812	16,31928881	6,66552802	5,443685347	6,13137637	6,080196579
16	0,959917135	16,22991714	6,647251267	5,431500844	6,11467669	6,064476267

On opte pour une largeur en crête de b_{cr}=7 m

Tableau II.53 : Variation de la hauteur du barrage en fonction de H déversant

NNR	B	H	NPHE	R+t	Cote de la crête	H _b
359	2	3,840	362,840	1,27	364,110	19,110
359	4	2,419	361,419	1,27	362,689	17,689
359	6	1,846	360,846	1,27	362,116	17,116
359	8	1,524	360,524	1,27	361,794	16,794
359	10	1,313	360,313	1,27	361,583	16,583
359	12	1,163	360,163	1,27	361,433	16,433
359	14	1,049	360,049	1,27	361,319	16,319
359	16	0,960	359,960	1,27	361,230	16,230

II.9.3 Calcul des coûts

II.9.3.1 Calcul du coût de la digue

En premier lieu, on calcule le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût.

- ✓ Tracer le profil longitudinal du barrage et on va choisir des sections à travers le barrage,
- ✓ On détermine la hauteur de la digue connaissant la cote de crête et celle au pied du barrage.
- ✓ Calcul de la largeur au pied du barrage au droit de la section.

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) * H_{bi} \quad (II.87)$$

Avec : b_{cr} : largeur en crête

B_{pi} : largeur du pied du barrage au droit de la section i

m_1 et m_2 sont les fruits du talus amont et aval.

- ✓ Calcul de la section $S = ((b_{cr} + B_{pi})/2) * H_{bi}$. (II.88)

- ✓ Calcul du volume total du barrage $V_b = \sum V_i$ avec $V_i = ((S_i + S_{i+1})/2) * d$ (II.89)

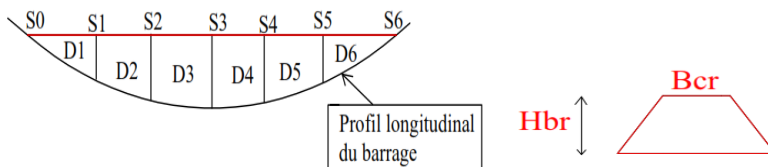


Figure II.31 : Principe de calcul du volume d'un barrage

Remarque : le prix de mètre cube de remblais égale 500 DA.

Tableau II.54 : Exemple de calcul du volume de la digue pour ($b=12m$)

H _i	B _i	S _i	S _{i+1}	L _i	V _i
0	7	0	93,1629225	23	1071,373609
4,863	33,7465	99,07511475	783,9104225	20	8829,855372
16,363	96,9965	850,8473647	1052,192423	22,7	21599,50159
19,163	112,3965	1143,997565	951,8774225	17,33	18160,75676
18,163	106,8965	1034,351065	510,8394225	30	23177,85731
12,963	78,2965	552,8492648	0	33	9122,012868
0	7	0	/		81961,35751

Tableau II.55 : Coût et volume de la digue

Largeur déversant(m)	Hauteur du barrage(m)	Volume de la digue (m³)	coût de la digue(DA)
2	19,11	104282,44	57141218,97
4	17,69	88199,53	49099765,61
6	17,12	82095,65	46047823,21
8	16,79	78742,70	44371352,12
10	16,58	76599,10	43299551,66
12	16,43	71961,36	40980678,75
14	16,32	73944,91	41972453,84
16	16,23	73171,20	41585599,72

II.9.3.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

a) Coût du déversoir

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

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \quad (\text{II.90})$$

Avec : H : charge sur le seuil(m).

Y : ordonnée du profil(m).

X : abscisse du profil(m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dev}} = S \cdot b$$

S: section transversal (m²)

b: largeur déversant

Tableau II.56: Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

b(m)	H _{dev} (m)	S (m ²)	V _{déversoir} (m ³)	Coût unitaire de béton armé (DA)	Coût déversoir (DA)
2	0.959917135	0.6629	1.3258	42000	55683.6
4	1.049288812	0.8026	3.2104	42000	134836.8
6	1.162856796	0.9785	5.871	42000	246582
8	1.313148169	1.2493	9.9944	42000	419764.8
10	1.52377347	1.69	16.9	42000	709800
12	1.845920101	2.4668	29.6016	42000	1243267.2
14	2.418839609	4.339	60.746	42000	2551332
16	3.83966854	10.82	173.12	42000	7271040

b) Coût du coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 140 m (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} * L_{\text{cou}} \quad (\text{II.91})$$

L'épaisseur du radier des murs bajoyers est prise égale à 0,5m.

Largeur du coursier est donné par : $b_{\text{cour}} = (q_{\text{lam}})^{0.4}$ (II.92)

Tableau II.57: Récapitulatif des coûts du coursier par différentes largeurs déversantes :

b(m)	H déve	q(m ³ /s)	b _{cour}	S(m ²)	Volume du béton (m ³)	Coût unitaire de béton armé (DA)	Coût (DA)
2	3.840	13.8431	2.8608	1.762515571	134.832	42000	5662962.5
4	2.419	17.0467	3.1093	1.9208223	147.519	42000	6195804.4
6	1.846	17.4350	3.1374	2.056445252	157.935	42000	6633269.8
8	1.524	21.9509	3.4402	2.306173636	177.114	42000	7438793.7
10	1.313	23.1217	3.5124	2.621026791	201.295	42000	8454384
12	1.163	23.5262	3.5369	2.895689206	222.389	42000	9340335.1
14	1.049	25.6481	3.6612	3.760389057	288.798	42000	12129511
16	0.960	25.8418	3.6722	5.492335838	421.811	42000	17716078

Tableau II. 58 : Coût de l'évacuateur de crue

B (m)	Hd(m)	Coût déversoir (DA)	Coût coursier(DA)	Coût évacuateur de crue (DA)
2	3.83966854	55683.6	5662962.53	5718646.13
4	2.418839609	134836.8	6195804.411	6330641.211
6	1.845920101	246582	6633269.805	6879851.805
8	1.52377347	419764.8	7438793.68	7858558.48
10	1.313148169	709800	8454384.016	9164184.016
12	1.162856796	1243267.2	9340335.101	10583602.3
14	1.049288812	2551332	12129510.94	14680842.94
16	0.959917135	7271040	17716078.48	24987118.48

II.9.3.3 Le coût total

Le coût total (Digue+Evacuateur de crues) est donné ci-après :

Tableau II-59: Coût Total de la retenue

b (m)	Hd(m)	coût de la digue(DA)	Coût évacuateur de crue (DA)	Coût totale (DA)
2	3.83966854	57141218.97	5718646.13	62859865.1
4	2.418839609	49099765.61	6330641.211	55430406.83
6	1.845920101	46047823.21	6879851.805	52927675.02
8	1.52377347	44371352.12	7858558.48	52229910.6
10	1.313148169	43299551.66	9164184.016	52463735.67
12	1.162856796	40980678.75	10583602.3	51564281.06
14	1.049288812	41972453.84	14680842.94	56653296.78
16	0.959917135	41585599.72	24987118.48	66572718.19

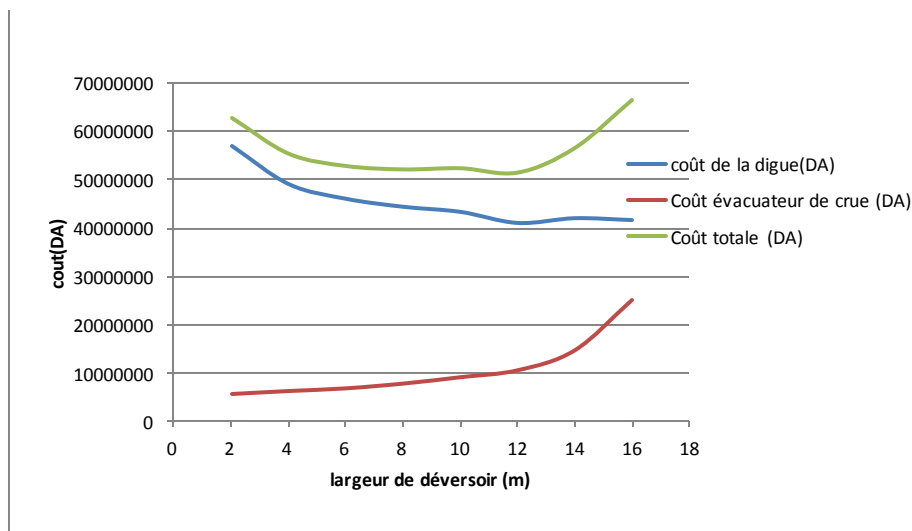


Figure II.32: Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total Optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b = 12\text{m}$ » pour un débit laminé ; $q_1 = 23,1217 \text{ m}^3/\text{s}$, et une charge d'eau sur le seuil déversant ; $H_0 = 1,163\text{m}$.

Tableau II.60 récapitulatif des caractéristiques hydrologiques

Paramètre	Valeur
Site de la retenue	Oued AL ANSAR
Destination de la retenue	Irrigation
Bassin versant S_{bv}	10,73 km ²
Périmètre du bassin versant P	12, 2 km
Longueur du thalweg principal L	2,926 km
Apport moyen annuel A	0,79Mm ³
Apport fréquentiel $A_{80\%}$	0,467 Mm ³
Débit max $Q_{\max}$ (pour une période de 100 ans)	32,66m ³ /s
Côte du thalweg	484 m
Côte du niveau mort NVM	351 ,8 m
Côte du niveau normal de la retenue NNR	359 m
La charge déversante H_d	1,136 m

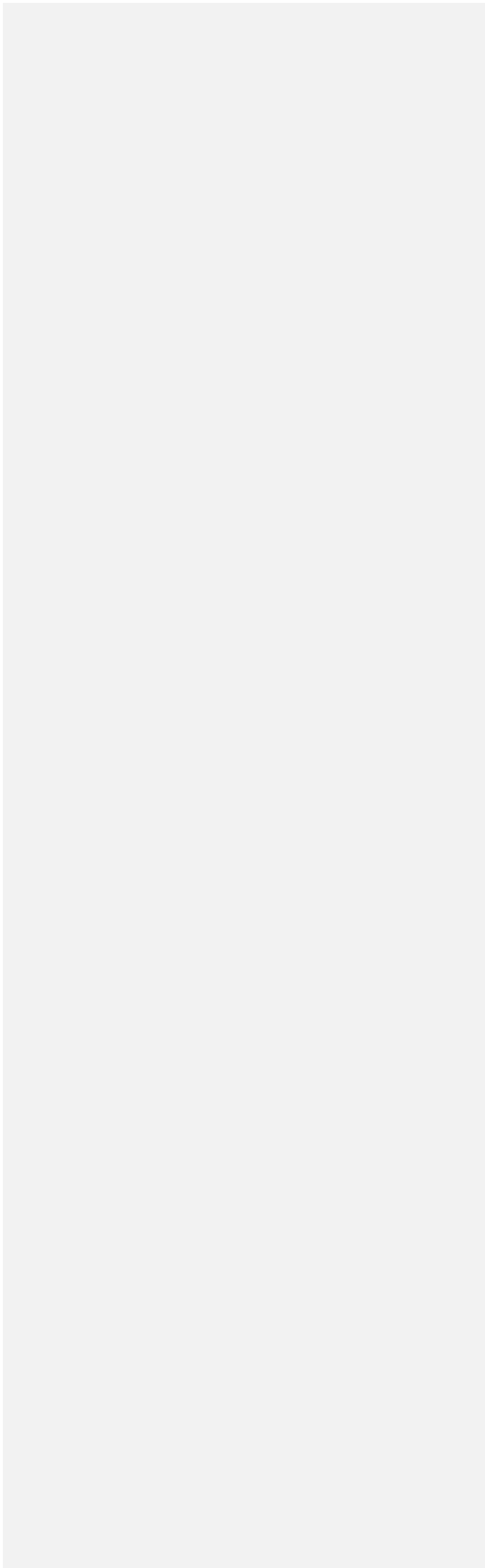
Côte du niveau des plus hautes eaux NPHE	360,16m
Côte Crête Digue	362 m
La revanche R	1 m
Volume mort V_{mort}	0,018762 Mm ³
Volume utile V_U	0,1621Mm ³
Volume total de la retenue V_t	0,1809 Mm ³
Hauteur du barrage à partir du thalweg H_b	17 m
Largeur en crête bcr	7 m
Capacité d'évacuation du déversoir Q_e	23,52m ³ /s
Volume du remblai de la digue	71961,35m ³

Conclusion

A la fin de ce chapitre on a déterminé tous les paramètres et les caractéristiques hydrologiques nécessaires (bassin versant, précipitation, crues ...) qui seront des éléments fondamentaux dans la conception du barrage ainsi que le coefficient de rentabilité tel que :

$$R = \frac{V_{totaldelaretenue}}{V_{remblai}} = 3,2$$

Ce coefficient (coefficient d'efficacité) permet de nous donner une idée sur la rentabilité de l'ouvrage, ce coefficient doit avoir une valeur supérieure ou égale 3, pour avoir une bonne rentabilité de la retenue



CHAPITRE III :

ETUDE DES VARIANTES

III.1. Introduction

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau pour retenir de l'eau qui permet de créer une retenue d'eau destiné à réguler le débit du cours d'eau et/ou à en stocker l'eau pour différents usages tels que : contrôle des crues, irrigation, industrie, hydroélectricité, pisciculture, réserve d'eau potable, etc.

Les barrages ce sont des structures complexes leur étude et réalisation prennent en compte un grand nombre de paramètres et de données ce qui le rend des ouvrages d'art d'une conception unique.

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

III.2. Le choix du type de barrage

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

✓ **La topographie du site :**

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

✓ **La morphologie de la vallée :**

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter .Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée .Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent.

✓ **Les conditions géologiques et géotechniques :**

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

-Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

-Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place

✓ **Les matériaux de construction**

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

- ✓ Avoir une forte résistance au cisaillement,
- ✓ Les recharges doivent être insolubles dans l'eau,
- ✓ Possède une faible teneur en matière organique (le cas des argiles).
- ✓ Faibles fissurations sous l'effet des tassements.
- ✓ Etre économiquement exploitable et facilement mis en place.

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

III.3. Classification des barrages en matériaux locaux

Tous les barrages en terre se subdivisent comme suit :

✓ **Selon le mode de construction**

- Barrage en remblai non compactés en cas de présence ou d'absence d'eau.
- Barrages en terre compactés
- Barrage réalisé par la méthode d'explosion orientée
- Barrage de remblayage hydraulique.

✓ **Selon la construction du corps du barrage**

- Barrage en terre homogène.
- Barrage en terre hétérogène, c'est-à-dire à zones
- Barrage en terre avec masque par sol imperméable
- Barrage en terre avec masque formé de matériaux artificiels
- Barrage en terre à noyau
- Barrage en terre à diaphragme.

✓ **Selon la construction des dispositifs de lutte contre les infiltrations et la jonction du barrage avec les fondations.**

- Barrages avec parafouille
- Barrage avec parafouille et rideau de palplanche.
- Barrage avec coupure par injection
- Barrage avec tapis étanche.

III.4. Les variantes à choisir

Sur la base de l'expérience de la construction mondiale hydrotechnique et l'expérience de la construction des barrages en Algérie et compte tenu des conditions géologiques et géotechniques de la fondation permettant d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui donne le choix entre les trois variantes :

- Barrage en terre homogène en argile.
- Barrage en enrochement zonée à noyau d'argile.
- Barrage en enrochement avec masque en béton.

III.4.1. Le barrage en terre homogène

Les barrages homogènes sont le plus souvent réalisés en argile peu plastique dont les caractéristiques tant hydrauliques que mécaniques permettent en toute sécurité d'adopter des pentes de talus 2,0 à 2,5 en amont et en aval, moyennant le respect des spécifications de compactage. Le coefficient de perméabilité recherché pour le massif varie de 10^{-7} à 10^{-8} m/s. Ce type de variante de barrage engendre des quantités considérables de matériaux (figure III.1)).

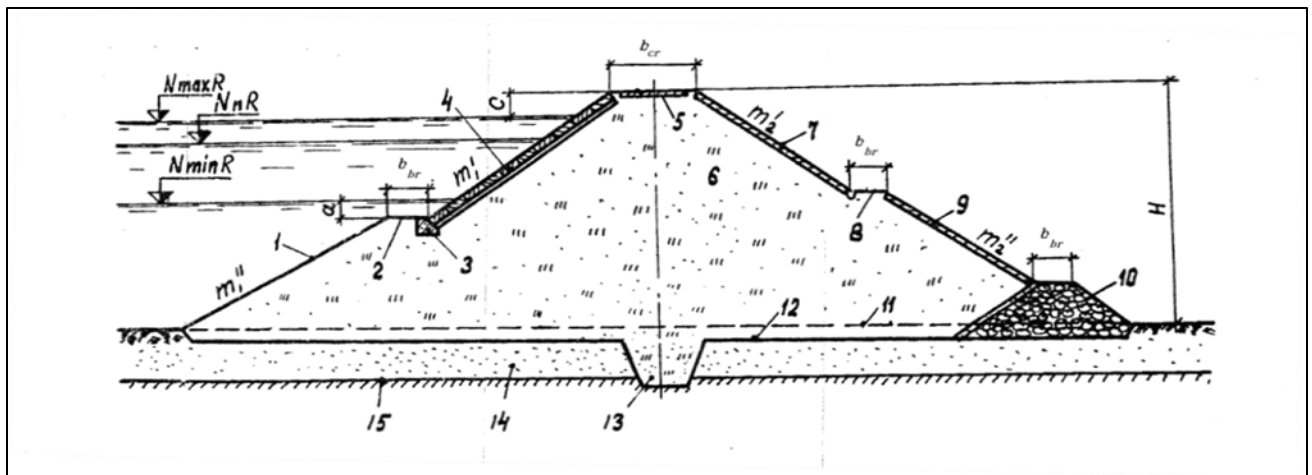


Figure III. 1 coupe transversale d'une digue homogène.

Légende :

1-talus amont ; 2- berme du talus amont ; 3-mur butée ; 4-revêtement de talus amont ; 5- crête de la digue ; 6-corps de la digue ; 7- talus du parement aval ; 8-berme du talus aval ; 9- revêtement du talus aval ; 10- prisme de drainage ; 11- terrain naturel ; 12- base du barrage(assise) ; 13- parafoille ; 14- sol perméable ; 15- sol imperméable

III.4.2. Barrage à noyau

Toujours préconisés lorsque le barrage homogène n'est pas envisageable, on adopte comme solution la variante digue zonée. Ces barrages sont formés essentiellement par un noyau en terre imperméable compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble. Dans certains scénarios de projection, le nombre et la disposition des zones peuvent varier selon des schémas très divers.

Il est à noter que dans la plupart des barrages de ce type ne comportent pas plus de quatre zones de caractéristiques différentes (zones imperméable –zone semi-perméable – zone perméable et parfois zone en enrochement). La perméabilité croît du noyau vers les talus, les pentes sont plus grandes plus grandes que pour les digues homogènes, d'où on réalise des économies de matériaux. Lorsque les enrochements sont directement accolés au noyau imperméable, il est indispensable de prévoir des filtres soient interposées entre terre et enrochements (figure III.2).

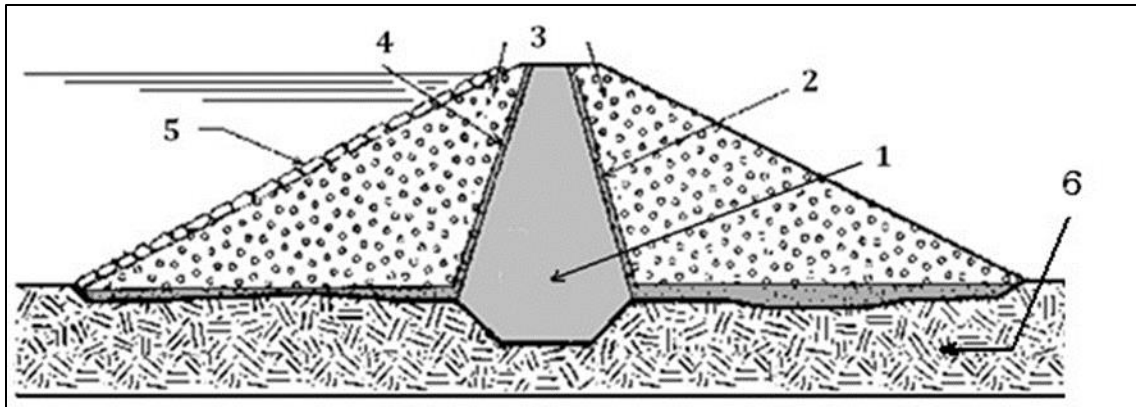


Figure III. 2 coupe transversale d'une digue à zones

Légende : 1-noyau centrale (argileux) ; 2-filtre drainant ; 3-recharge du barrage (enrochement) ; 4-zone de transition (filtre) de talus amont ; 5-protection talus amont (revêtement) ; 6-assis perméable ;

III.4.3. Barrage en enrochement

Le massif d'enrochement de grande section trapézoïdale. C'est un ouvrage poids qui résiste à la poussée de l'eau par le poids du massif. De facteur rustique, il supporte assez bien les tassements et sa fondation ne soumet qu'à des pressions modérées. Il existe essentiellement deux types de variantes :

- a) Une digue avec un amont à masque en béton bitumineux (Barrage du Ghrib), en béton, en béton armé ou en géomembrane, variantes employées pour des petits barrages (figure III.3).
- b) Le second scénario un barrage à noyau interne, une sorte de diaphragme est en béton, béton bitumineux, ou bien en matériaux dérivés de polymères, variantes utilisées pour les petits barrages (figure III.4).

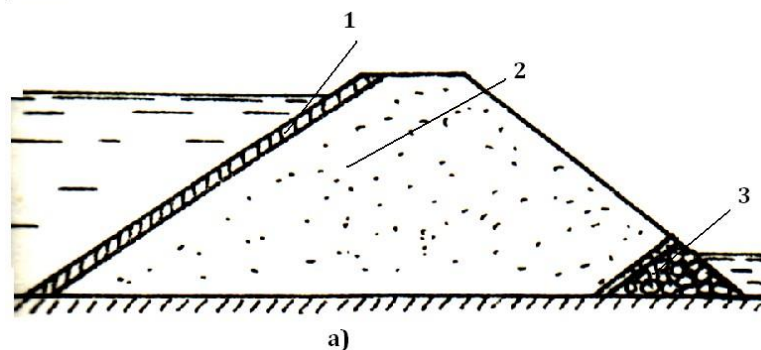


Figure III. 3 Coupe transversale d'une digue en enrochement à masque

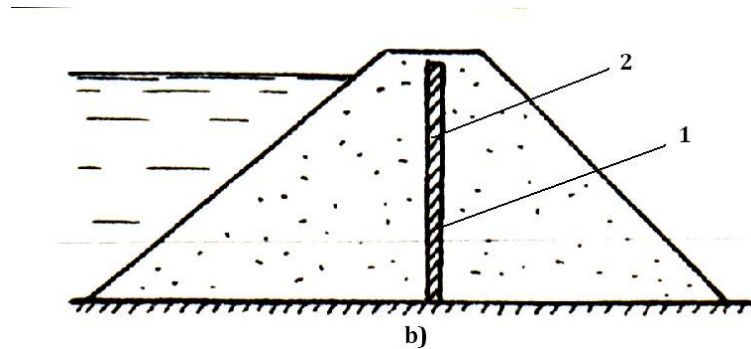


Figure III. 4 Coupe transversale d'une digue en enrochement à diaphragme

III.5. Objectif de l'étude des variantes

Pour dégager la variante la plus appropriée, on se base sur la comparaison économique des variantes proposées susceptibles d'être projetées sur le site. Les digues proposées sont dimensionnées approximativement.

III.5.1 Définition du profil général du barrage

III.5.1.1. Hauteur du barrage

- **Niveau des plus hautes eaux**

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de la retenue (NNR=359m) plus de la charge déversant ($h=1,163\text{m}$)

$$\text{NPHE} = \text{NNR} + h$$

$$\text{NPHE} = 360,16 \text{ m}$$

- **La revanche**

A été déjà définie dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie,

On prend $R = 1\text{m}$ est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage.

- **Le tassement**

On calcule le tassement d'après les formules suivantes :

$$\checkmark \quad T = 0,015 H_b$$

$$\checkmark \quad T = 0,001 H_b^{3/2}$$

Où :

T = Tassement de la crête du barrage

H_b = Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés à $0,25\text{m}$.

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t + d$$

$$H_b = 359 - 345 + 1,163 + 1 + 0,25 + 0,5 = 16,91\text{m} ; \text{ on opte } H_b = 17\text{m}$$

Donc la côte en crête : 361,91 m NGA

III.5.1.2. La largeur en crête

A été déjà définie dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 1 récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête

T.KANAPPEN	E.F.PREECE	SIMPLIFIER
6,719197935	5,47946529	6,180327217

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

La longueur en crête

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

$$L = 151,63\text{m}.$$

III.5.1.3. Pentés des talus

- Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, comme montre le tableau ci-après :

Tableau III. 2 valeurs indicatives des fruits de talus

Hauteur du barrage	Type du barrage	Pentes des talus	
		Amont	Aval
10 à 20 m	- Homogène, granulométrie étendue.	1/2,5	1/2,5
	- Homogène, à fort pourcentage d'argile.	1/3,5	1/2,5
	- A zones.	1/3	1/3

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage. On opte pour :

- Parement amont $m_1=3$.
- Parement aval $m_2=2,5$.

Ce qui va être vérifié après avec le calcul de la stabilité.

III.5.1.4. Les bermes

Pour des hauteurs dépassant les dix mètres de la digue on prévoit des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus. Les bermes sont de (2 – 4) mètres de largeur et de pente (2 à 3) %.

A - talus amont

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposé une seule berme de largeur 3 m à la côte 355,03m NGA.

B - talus aval

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous aurons aussi une berme de largeur 3 m à la même cote.

III.5.1.5. Revêtement de la crête et des talus de la digue**✓ Le talus aval**

Le talus aval sera protégé par une couche de tout venant de l'oued ou pierres concassées. Granulométrie de 0.8 à 150 mm plus ou moins uniforme sur une épaisseur de 20 cm.

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

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

✓ Le talus amont

Le revêtement des talus assure essentiellement une protection contre les agents extérieurs d'origine atmosphérique et aussi des vagues, les revêtements les plus employés en pratique hydrotechnique sont : pierre sèche, béton armé, en géomembrane ou bien en pavage. L'enrochement en vrac ou en (Rip Rap) est la solution la plus couramment utilisée et la plus économique pour la protection du talus amont et cela quel que soit le type de digue en terre.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthodes suivantes :

1) Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority)

Cette méthode déterminée par la formule suivante :

$$e = C \cdot V^2 \quad (III.1)$$

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

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard en [m/s]; sachant

que
$$V = \frac{3}{2} + 2h_v$$

h_v = hauteur de la vague en (m).

$$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F} = 0,7m$$

$$V=2,9\text{m/s}$$

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique γ_p Du matériau d'enrochement.

La valeur de C est donnée par le tableau suivant :

Tableau III. 3 les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de poids volumique γ_p

Pente du talus	Valeurs de c pour différents poids spécifiques.		
	$\gamma_p = 2,50 \text{ t/m}^3$	$\gamma_p = 2,65 \text{ t/m}^3$	$\gamma_p = 2,80 \text{ t/m}^3$
1 : 4	0,027	0,024	0,022
1 : 3	0,028	0,025	0,023
1 : 2	0,031	0,028	0,026
1 : 1,5	0,036	0,032	0,030
1 : 1	0,047	0,041	0,038

D'après le tableau $C=0.025$, donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0.21\text{m}$

Mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,25m

50% de l'enrochement doit avoir un poids unitaire "P" tel que

$$P \geq 0,52e^2\gamma_p = 0,52 \times 0,21^2 \times 2,65 = 0,060677\text{t} = 60,677 \text{ kg}$$

Avec : $e = 0,21 \text{ m}$

$$G_s = 2,65$$

Le diamètre moyen d'un bloc réduit à la sphère équivalente sera:

$$D_p = 3\sqrt{\frac{P}{0,524G_s}} = 0,34\text{m} \text{ en prendre } = 35\text{cm}$$

2) Deuxième méthode :

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

Tableau III. 4 Epaisseur de l'enrochement et d50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues h(m)	Epaisseur e(m)	D ₅₀ des blocs (m)
0-0,30	0,30	0,20
0,30-0,6	0,40	0,25
0,6-1,2	0,45	0,30
0,2-1,8	0,55	0,40
1,8-2,4	0,70	0,45
2,4-3,0	0,80	0,55

Pour notre cas, $0,6 < H < 1,2$ m $e = 0,45$ m. $D_{min} = 0,30$ m

A. la crête

Pour assurer une bonne stabilité de la crête, on doit réaliser un bon revêtement pour permettre la bonne circulation des engins et cela en utilisant une couche de produit asphaltique épaisse de **1m**.

III.5.1.6. Etanchéité du barrage

➤ Le noyau

Le noyau en matériaux argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite. Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité.

Dimensionnement du noyau

✓ La hauteur du noyau

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1$$

Avec : H_b : hauteur du barrage / H_n : hauteur du noyau

$$H_n = 17 - 1 = 16 \text{ m}$$

✓ La largeur en crête du noyau

Largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{c,n} = \frac{1}{6} H_b = 2,83 \text{ m} \text{ on opte } L_{c,n} = 3 \text{ m}$$

✓ Classification de l'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation, en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

Tableau III- 5 classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

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

D'après le tableau notre barrage appartient à la classe III.

• Les fruits des talus

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau. La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm}$$

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

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

ΔH : la différence de charge d'eau

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

Tableau III. 6 Classe de l'ouvrage en fonction du type d'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage.			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,50	1,60	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,00
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85

Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75
------------------	------	------	------	------

Notre barrage appartient à la III^{ème} classe alors, on prend $I_{adm}=1,60$

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H_1 - H_2}{b_{moy}}$$

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont ($H_1= 15,31m$)

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2= 0$),

➤ Largeur moyenne en base du noyau

$$b_{moy} = \frac{H_1}{I_{adm}} = \frac{15.31}{1.80} = 8.51m$$

➤ Largeur en base du noyau

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_{c,n}$$

$$L_b = 15,82m$$

On opte une largeur en base de 16 m

➤ Détermination des fruits des talus :

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{c,n}$$

On aura :

$$m = \frac{L_b - L_{c,n}}{2 * H_n} = \frac{15.82 - 1.62}{2 * 16} = 0.44$$

- **La côte en crête du noyau**

$$NCN = C_{fond} + H_n = 345 + 16 = 361mNGA$$

III.5.1.7. Les drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval 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 prisme de drainage (drain prisme)

- **Hauteur:**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage ($H_b= 17m$)

On prend $H_p = 0,2 H_b$

On aura : $H_p = 3,4 \text{ m}$

On opte une hauteur de $3,5 \text{ m}$

- **Fruit des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2)$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5)$$

Donc, on prend : $m_1 = 1,5$ $m_2 = 2,5$

- **Largeur au sommet :** $b_p = (1/3 \div 1/4) H_p$

On prend $b_p = 1/3 H_p$

Ce qui donne: $b_p = 1,13333 \text{ m}$

Mais d'après (ANB unité retenue collinaires, Manuel de conception et projet typique de la digue en terre) la largeur du prisme dans sa partie supérieure doit être de 3 m pour qu'il puisse être placé et compacté avec les engins de compactage.

b. Dimensionnement du drain tapis

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

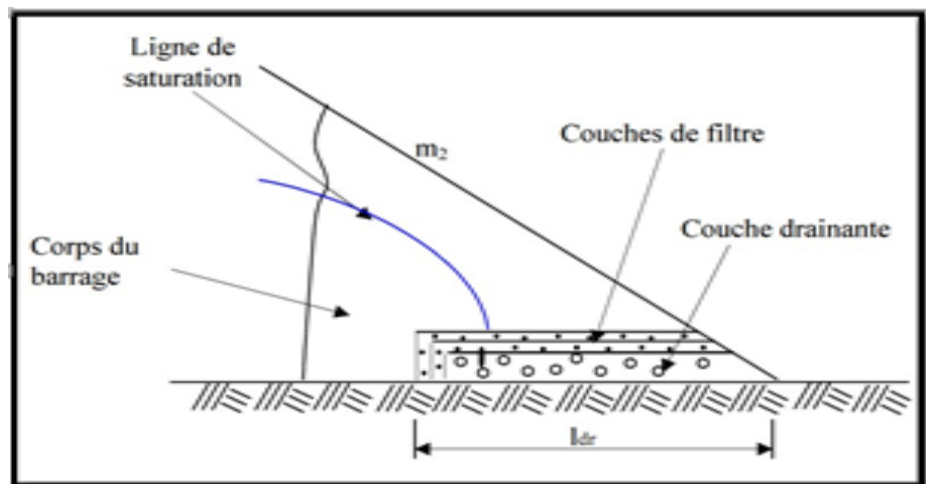


Figure III. 5 coupe d'un tapis de drainage (source : site planete-tp)

Ce drain s'étend sur $1/4$ à $1/3$ de l'emprise du barrage, on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales e ($0,8$ à 1 m), On trouve environ une valeur de $34,5 \text{ m}$.

III.5.1.8. Les Filtres

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

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

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établies par BERTRAM basé sur les conditions de Terzaghi, perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'Army et le bureau de réclamation des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de Sherar en 1984.

▪ **Critères de conception**

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

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

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

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

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

$$K=0,35(D_{15})^2$$

Ou : D_{15} en mm

K : obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables.....0, 15m
- Couches horizontales de graviers.....0, 30m
- Couches verticales ou inclinées 0,50m

III.5.1.9. Etanchéité de la fondation

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité du noyau en argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue. La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau imperméable, l'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m, on prend une profondeur de 3m par rapport au terrain naturel et une largeur à la base de $b=10$ m.

- Les talus $m_1=m_2=0,5$

III.6. Calcul du volume des différents matériaux

Pour faire le choix de la variante à retenir, on doit procéder aux calculs des volumes des différentes variantes en ayant les prix unitaires des divers éléments. La méthode de calcul des volumes a déjà été abordée dans le chapitre II

III.6.1. Barrage homogène en argile

La solution du barrage en terre homogène en argile c'est la variante (type 1) qui s'impose comme la plus économique mais il faut disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai).

III.6.1.1. Recharge (argile) :

Le tableau ci-après donne le volume des recharges nécessaires pour la construction de la digue homogène en argile.

Tableau III. 7 Volume de recharge (barrage homogène en argile)

Bi	Si	Si+1	Li	Vi
7	0	93,1629225	23	1071,373609
33,7465	99,07511475	783,9104225	20	8829,855372
96,9965	850,8473647	1052,192423	22,7	21599,50159
112,3965	1143,997565	951,8774225	17,33	18160,75676
106,8965	1034,351065	510,8394225	30	23177,85731
78,2965	552,8492648	0	33	9122,012868
7	0	/		81961,35751

III.6.1.2. Filtres et drains

Les tableaux suivants récapitulent les volumes des graviers et des sables utilisés pour les filtres et les drains

Tableau III. 8 Calcul des volumes des graviers.

N°	Si	Smoy	di	Volume
1	0		23	0
	3,9065		20	143,8865
3	10,48215	7,194325	22,7	255,423805
4	12,02215	11,25215	17,33	203,57811
5	11,47215	11,74715	30	301,2645
6	8,61215	10,04215		
7	0	4,306075	33	142,100475
Volume total				1046,25339

Tableau III. 9 Calcul des volumes des sables.

N°	Si	Smoy	di	Volume
1	0		23	0
2	3,9065			
3	10,48215	7,194325	20	143,8865
4	12,02215	11,25215	22,7	255,423805
5	11,47215	11,74715	17,33	203,57811
6	8,61215	10,04215	30	301,2645
7	0	4,306075	33	142,100475
Volume total				1046,25339

III.6.1.3. Protection en Rip– Rap (enrochement)**Tableau III. 10** volume du rip rap (barrage homogène en argile)

N°	Si	Smoy	Di	Volume
1	0		23	0
2	8,3143			
3	20,9643	14,6393	20	292,786
4	24,0443	22,5043	22,7	510,84761
5	22,9443	23,4943	17,33	407,156219
6	17,2243	20,0843	30	602,529
7	0	8,61215	33	284,20095
Volume total				2097,51978

III.6.2. Barrages à zones

Nous adoptons cette variante lorsque la quantité des matériaux de construction pour une digue homogène est insuffisante. Ce sont des digues formées essentiellement par un noyau en terre imperméable qui assure l'étanchéité de la digue, compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble.

III.6.2.1. Volume du noyau**Tableau III. 11** Volume du noyau (barrage zoné)

Hi	Bi	Si	Si+1	Li	Vi
0	1,2	0	11,90143436	23	136,866495
4,013	4,73144	11,9014344	124,5029944	20	1364,04429
15,513	14,85144	124,502994	169,5366264	22,7	3337,3497
18,313	17,31544	169,536626	152,6611864	17,33	2791,84405
17,313	16,43544	152,661186	79,09449836	30	3476,33527
12,113	11,85944	79,0944984	0	33	1305,05922
0	1,2	0	/		12411,499

III.6.2.2. Volume de recharge**Tableau III. 12** Volume de la recharge (barrage zoné)

Hi	Bi	Si	Si+1	Li	Vi
0	7	0	92,29753039	23	1061,4216
5,013	34,5715	92,2975304	740,9557204	20	8332,53251
16,513	97,8215	740,95572	991,3822884	22,7	19662,0364
19,313	113,2215	991,382288	897,7862284	17,33	16369,6452
18,313	107,7215	897,786228	485,5611164	30	20750,2102
13,113	79,1215	485,561116	0	33	8011,75842
0	7	0	/		74187,6043

III.6.2.3. Protection Rip-Rap**Tableau III. 13** Volume du rip rap (barrage zoné)

N°	Si	Smoy	di	Volume
1	0	4,15715	23	95,61445
2	8,3143			
3	20,9643	14,6393	20	292,786
4	24,0443	22,5043	22,7	510,84761
5	22,9443	23,4943	17,33	407,156219
6	17,2243	20,0843	30	602,529
7	0	8,61215	33	284,20095
Volume total			2193,134229	

III.6.2.4. Volume des graviers**Tableau III. 14** Volume graviers talus amont (barrage zoné)

N°	Si	Smoy	di	Volume
----	----	------	----	--------

1	0		23	0
	3,9065			
		7,194325	20	143,8865
3	10,48215			
		11,25215	22,7	255,423805
4	12,02215			
		11,74715	17,33	203,57811
5	11,47215			
		10,04215	30	301,2645
6	8,61215			
		4,306075	33	142,100475
7	0			
Volume total				1046,25339

III.6.2.5. Volume des sables

Volume des sable = volume des graviers

III.6.3. Barrage en enrochement avec masque en béton

Les masques d'étanchéités amont sont généralement posés sur une forme drainante établie sur le parement amont du barrage. L'organe d'étanchéité proprement dit doit être la plus part du temps protégé. L'épaisseur du masque en béton est déterminée selon Materon 2007 par la formule suivante : $e=0,3+0,002 \cdot H_b$ Avec : H_b : hauteur du barrage

On trouve $e=0,334m$

On prend $e=0,4m$ pour la sécurité.

III.6.2.1 Recharges (enrochements)

Tableau III. 15 Calcul des volumes des recharges (enrochement).

Hi	Bi	Si	Si+1	Li	Vi
0	7	0	93,1629225	23	1071,37361
4,863	31,315	93,1629225	850,847365	20	9440,10287
16,363	96,9965	850,847365	1143,99756	22,7	22641,4899
19,163	112,3965	1143,99756	1034,35106	17,33	18875,3909
18,163	106,8965	1034,35106	552,849265	30	23808,0049
12,963	78,2965	552,849265	0	33	9122,01287
0	7	0	/		84958,3751

III.6.2.2 Volume d'enrochement

Tableau III. 16 Calcul de volume de béton (barrage en enrochement)

N°	Si	Smoy	di	Volume
1	0		23	0

2	8,3143			
3	20,9643	14,6393	20	292,786
4	24,0443	22,5043	22,7	510,84761
5	22,9443	23,4943	17,33	407,156219
6	17,2243	20,0843	30	602,529
7	0	8,61215	33	284,20095
Volume total				2097,51978

Tableau III. 17 récapitulatif des coûts des différentes variantes étudiées

Variante	Matériaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Coût	Totale
					(DA)	(DA)
Homogène	Recharge	m ³	81961.35	500	40980675	45590198.4
	Rip rap	m ³	2097,519	1200	2517023,4	
	Sable	m ³	1046,25	1000	1046250	
	Gravier	m ³	1046,25	1000	1046250	
zonée	Recharge	m ³	74187,60	500	37093802,1	48023819,14
	Noyau	m ³	12411,49	500	6205749,5	
	Rip rap	m ³	2193,134	1200	2631760,8	
	Sable	m ³	1046,253	1000	1046253,3	
	Gravier	m ³	1046,253	1000	1046253,39	
En enrochement	Recharge	m ³	84958,37	1000	84958375	158371540
	Béton	m ³	2097,519	35000	73413165	

III.7. Conclusion

D'après l'estimation du coût des différentes variantes on remarque que les deux types de digues, à noyau d'argile et homogène, sont les plus économiques.

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes et d'autres considérations.

D'après le rapport géologique et géotechnique, ainsi que la disponibilité des matériaux le barrage homogène est le plus faisable du point de vue économique et technique.

CHAPITRE IV :

Etude de la variante choisie

IV.1. Introduction

Situé à l'étude des variantes réalisée dans le chapitre précédant, nous avons opté pour la première variante à savoir un barrage homogène. Ainsi, on aborde tous les points essentiels de l'étude détaillée de la digue afin de confirmer la variante et passer à l'exécution.

IV.2. Dimensionnement de la digue

- La revanche du barrage : $R=1\text{m}$
- La hauteur du barrage : $H_b=17\text{m}$
- Largeur en crête : $b_{cr}=7\text{m}$
- Longueur en crête : $L=151\text{m}$
- Les bermes :

Talus amont une berme de 3m a la côte 355,03m NGA

Talus aval une berme de 3m à la côte 355,03mNGA

- Classification de l'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation, en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

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

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

D'après le tableau notre barrage appartient à la classe III.

IV.2.1. Protection de la Crête

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable. Elle peut servir pour les passages de service.

La crête est revêtue de par un mélange constitué de gros graviers bitumés, et elle doit être constitué de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, et la couche de protection doit être bien compacté.

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

IV.2.2. Choix des pentes des talus

Les pentes des talus amont et aval sont en fonction des matériaux de construction utilisés et leur caractéristiques mécaniques et de la hauteur et la classe du barrage.

Le tableau (IV-1) donne quelques valeurs indicatives des pentes des talus.

Tableau IV. 2 Les fruits des talus en fonction du type du barrage.

Hauteur du barrage	Type de barrage	fruit	
		amont	aval
$0 < H < 5$	- Homogène. - A Zone.	2,5	2
		2	2
$5 \leq H < 10$	- Homogène (granulométrie étendue). - Homogène à fort pourcentage d'argile. - A Zone.	2	2
		2,5	2,5
		2	2,5
$10 \leq H \leq 20$	- Homogène (granulométrie étendue). - Homogène à fort pourcentage d'argile. - A Zone.	2,5	2,5
		3	2,5
		2	3

Pour des hauteurs dépassant les 20m, on doit augmenter les fruits de 0.5 en amont et de 0.25 en aval ; donc on doit élaborer des talus variables (m' , m) de façon que ($m' > m$), et se disposer de bermes pour varier les talus.

On opte pour des talus :

- Talus amont : 1 / 3,0
- Talus aval : 1 / 2,5

Ces valeurs seront corrigées si nécessaire lors de calcul de la stabilité des talus du barrage.

IV.2.2.1. Protection des talus

• Talus amont

Le talus amont devra être protégé contre le déferlement des vagues et les précipitations agressives, pour cela on prévoit un revêtement de protection en encochement ; celui-ci est caractérisé par :

- Le faible prix.
- Le temps de réalisation relativement court.
- Le maintien de la stabilité du talus lors d'une vidange rapide.

-Epaisseur de la couche de protection :

Les éléments de la couche de protection doivent être tels que 50%des pierres aient un diamètre supérieur à 20cm, les éléments les plus petits n'ayant pas un diamètre inférieur à 10cm.

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

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

D_p : diamètre moyen de la pierre en m.

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

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

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

Avec :

m : pente du talus amont.

λ : Longueur d'onde de la vague en m.

h : hauteur des vagues en m .

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

Selon LABZOVSKI

$$h = \beta h_0 \quad (IV.3)$$

$$\lambda = \alpha \lambda_0 \quad (IV.4)$$

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

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

$$h_0 = 0.073KV\sqrt{F\xi} /s \quad (IV.5)$$

$$\lambda_0 = 0.073V\sqrt{\frac{F}{\xi}} \quad (IV.6)$$

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

$$K = 1 + e^{-0.44F/V} \quad (IV.7)$$

$$\xi = \frac{1}{9} + \frac{1}{19} e^{-14/V}. \quad (IV.8)$$

Avec $F = 0.60 \text{ Km}$, $V = 30 \text{ m/s}$

D'où:

$$K = 1.99 \text{ Km}$$

$$\xi = 0.1441$$

$$h_0 = 1.105$$

$$\lambda_0 = 3.848$$

$$\frac{h_0}{\lambda_0} = 0.287$$

D'après l'abaque (abaque 01) en détermine β, α

$$\beta = 0.76$$

$$\alpha = 0.74$$

D'où le poids d'une pierre :

$$Q = 0.1177 \text{ KN}$$

$$D_p = 0.177 \text{ m}$$

$$E_p = (2.5-3) D_p = 0.44 \text{ m}$$

Donc on aura une protection d'une épaisseur de 45 cm avec deux couches d'enrochements.

Il y a une autre méthode pour déterminer l'épaisseur de cette couche, c'est la méthode de « T. V.A. » $e = 0,4$ (chapitre III)

- Talus aval

Le talus aval est soumis en général au processus de l'altération superficielle naturelle (action des vents et précipitations) ainsi que des dangers externes tel que les animaux fouisseurs. La couche d'enrochement sera moins importante que celle du talus amont.

Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale d'une épaisseur de 30 cm.

IV.2.3. Les bermes

Pour les barrages de grandes hauteurs on prévoit des bermes à chaque 10m de hauteur généralement. Celles-ci servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction et de réparation. (Faciliter l'accès à tout endroit de bief).

Les bermes sont exécutées pour des hauteurs de (10-15) m, leur largeurs varient de (2 -3) m avec des pentes de l'ordre de (1‰).

On disposera d'une Seule berme pour chaque talus à la côte 355,03m NGA.

IV.3. Organes de drainage et de filtration

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont :

- Mesure du coefficient de friabilité des sables.
- Essai LOSANGELES (chocs) et l'essai (Micro-Deval) (usure) pour les graviers.
- Equivalent de sable (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc la fissuration du matériau).
- Les matériaux calcaires sont à éviter pour les organes de drainage.

Les prismes de drainages permettent de :

- Recevoir et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- Rabattre la ligne phréatique le plus bas possible.
- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

Le choix du type de drain s'est fait sur la base de deux réalités :

1. Une fondation assez plastique renfermant des pressions interstitielles considérables.
2. Le talus aval du barrage est toujours sous menace des déformations dues aux pressions (sous-pressions et pressions interstitielles) et aux infiltrations si certaines mesures ne sont pas prises.

Afin d'éviter le danger qui peut être causé par ces deux réalités, on prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégâts.

Le dispositif drainant le plus approprié pour remplir ces fonctions est le drain tapis appelé également drain horizontal. Ce drain tapis est constitué de couches de filtres inversés dont il faut déterminer la constitution granulométrique. Afin d'éviter des affleurements des nappes sur le talus aval, on munira le drain tapis au niveau du pied aval d'une couche d'enrochements. Le drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du projet. L'épaisseur des couches des filtres sera calculée après le calcul du débit de fuite à travers le corps de la digue.

IV.3.1. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres

La référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI.

Elles s'énoncent comme suit :

Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique.

Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

▪ Critères de conception

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

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

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

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

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

IV.3.1.1. Calcul des filtres

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

Condition 1:

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

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

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \log \eta$;

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

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

Condition 2 :

Condition de (TERZAGUI ,1942) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \quad (\text{IV.10})$$

D'où :

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

A. Détermination du fuseau granulométrique du filtre

Généralement le choix du filtre doit répondre aux critères de TERZAGUI :

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

Associer à la condition citée en équation ci-dessus, l'US Bureau of réclamation préconise les relations suivantes :

$$\frac{d_{15 \text{ filtre}}}{d_{85 \text{ sol protéger}}} < 5 \quad ; \quad \frac{d_{15 \text{ filtre}}}{d_{15 \text{ sol à protéger}}} < 20 \quad ; \quad \frac{d_{50 \text{ filtre}}}{d_{50 \text{ sol protéger}}} < 25$$

Cette figure montre la méthode pour tracer le fuseau du filtre :

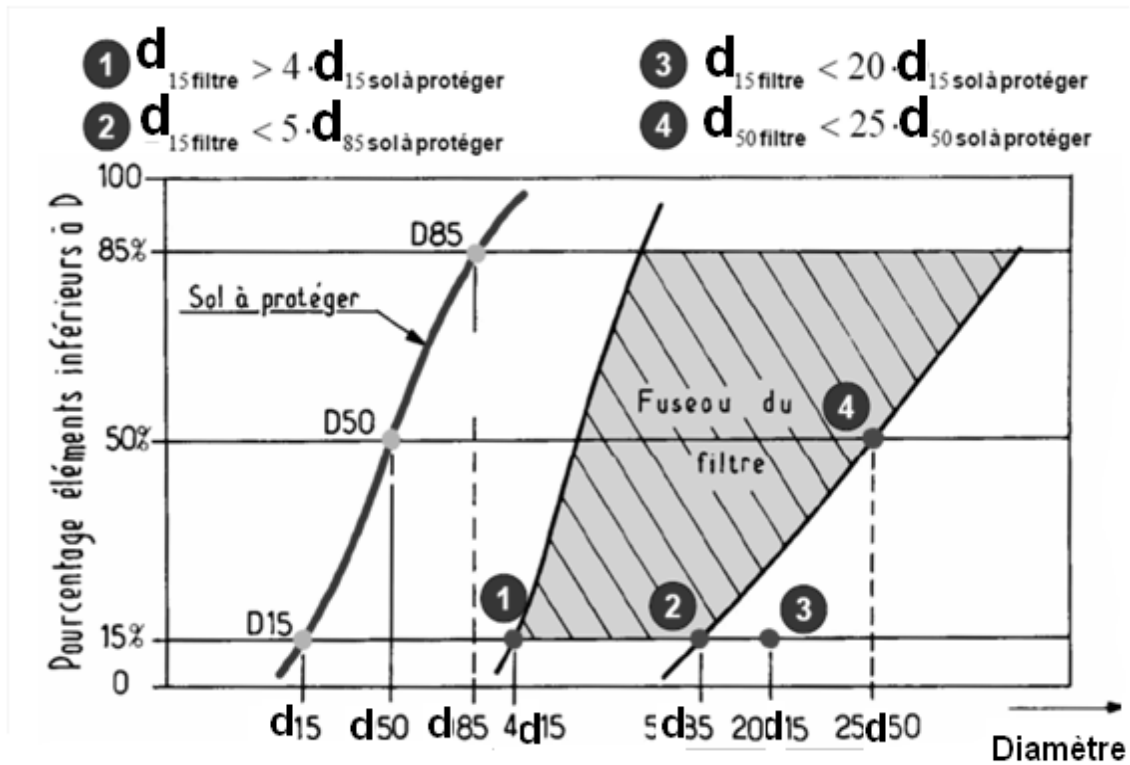


Figure IV. 1 Principe graphique de détermination de fuseau granulométrique d'un filtre.

Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

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 du sol protégé : $d_{15} = 0,0008 \text{ mm}$

$d_{50} = 0,045 \text{ mm}$

$d_{85} = 0,38 \text{ mm}$.

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

$$0,0032 \text{ mm} < D_{15} < 0,016 \text{ mm}$$

$$0,54\text{mm} < D_{50} < 2,61 \text{ mm}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0,0096\text{mm}$$

$$D_{50} = 1,575\text{mm}$$

✓ **Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres :**

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

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[n]{1+0.05n} \quad (IV.11)$$

D'après la courbe granulométriques de F_1 :

$$D_5 = 0,0011\text{mm} ; \quad D_{10} = 0,0010\text{mm}$$

$$D_{17} = 0,0018\text{mm} ; \quad D_{60} = 0,08125\text{mm}$$

$$\text{AN : } \eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 8,125 \text{ coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n = 0,4 - 0,1 \cdot \log \eta = 0,30;$$

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.61 > 0,23$$

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

✓ **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.021}{0.38} < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$dR_{15R} = 0,0004 \text{ mm.}$$

$$dR_{50R} = 0,005 \text{ mm.}$$

$$dR_{85R} = 0,03 \text{ mm.}$$

$$- 0,0048\text{mm} < D_{15} < 0,016\text{mm}$$

$$- 0,06\text{mm} < D_{50} < 0,29\text{mm}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$$D_{50} = 0,18\text{mm}$$

$$D_{15} = 0,010\text{mm}$$

Filtre N° 02 :

✓ **Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres :**

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

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[n]{\eta} (1+0.05\eta) \frac{n}{1-n}$$

Avec :

$$D_5 / D_{17} = 0,54 > 0,47 \text{ pour } n = 0.36 \text{ et } \eta = 13,76$$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD inexistant.

✓ **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0,36 < 4$$

La condition est vérifiée.

L'épaisseur minimale des couche du filtres inversés est donnée par :

$$t_{\min} \geq (5-7) D_{85}$$

Dans ce cas on prévoit un revêtement allégé d'un diamètre compris dans une fourchette (20-40) mm, pour une épaisseur de quelques centimètres. Il est à noter que l'épaisseur des couches du filtre dépend du mode d'exécution des travaux :

Pour les filtres édifiés à la main : $t_{\min} \geq 10 \text{ cm}$

Pour les filtres édifiés à la machine : $t_{\min} \geq 20 \text{ cm}$

Pour les filtres édifiés par remblayage à eau : $t_{\min} \geq 75 \text{ cm}$

On résumé ,on prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur 15 cm.
- La deuxième couche en gravier d'épaisseur 30 cm.
- L'enrochement (rip-rap) d'épaisseur = 40 cm.

IV.3.1.2. Calcul des drains

✓ **Dimensionnement du drain tapis**

$$L_d = (1/3 - 1/4) L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale de la digue ($L_b = 104 \text{ m}$)

On trouve $L_d = 18 \text{ m}$

L'épaisseur du tapis : $e_t = 0,8 \text{ m}$

✓ **Dimensionnement du prisme aval**

$$H_p = 0,2 \cdot H_b = 0,2 \cdot 17,00 = 3,40 \text{ m}$$

- | | |
|---------------------|-----------------------|
| - Côte en crête | 362 m NGA |
| - Largeur en crête | $b = 3,00 \text{ m}$ |
| - Longueur en crête | $L = 68,00 \text{ m}$ |
| - Talus amont | $m_{Am} = 1 : 1,5$ |
| - Talus aval | $m_{Av} = 1 : 2,5$ |

IV.4. Etanchéité du barrage

Pour tenir compte des conditions géologiques du site de la retenue et l'étanchéité du sous-sol ainsi que pour la stabilité du barrage on a utilisé au maximum les matériaux locaux aussi bien que les matériaux excavés.

La clé d'étanchéité

Pour tenir compte des conditions géologiques du site de la retenue et l'étanchéité du sous-sol ainsi que pour la stabilité du barrage on a utilisé au maximum les matériaux locaux aussi bien que les matériaux excavés. L'assise de fond est caractérisée par un sol stable avec un coefficient de perméabilité $K_f = 6,8 \times 10^{-9}$ cm/s d'une profondeur de 5 m. A cet effet le décapage est indispensable de cette couche et par conséquent l'ancrage jusqu'au substratum sain et imperméable afin d'assurer l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

La couche atteinte du substratum sur 5 m est une assise de fondation de haute qualité de résistance et d'étanchéité avec un coefficient de perméabilité $K_a = 6,8 \times 10^{-9}$ cm/s.

La digue sera fondée sur une couche d'Argile marneuse brune à noirâtre après le décapage de la terre végétale d'une épaisseur de 1,5 m (variable) et des formations alluvionnaires fine imperméables tout le long de la digue sur l'axe de l'oued d'une longueur de 145 à 150 m.

Afin de minimiser les effets d'infiltration qui peuvent nuire à la stabilité de la digue ainsi que le débit de fuite à travers la fondation, on augmente le gradient hydraulique de l'écoulement souterrain par le prolongement du corps de la digue vers l'assise par une tranchée d'ancrage jusqu'au substratum en remblai étanche.

La profondeur de la clé d'ancrage $H_A = 5$ m sur le large de l'oued pour une longueur $L_A = 40$ m. La forme trapézoïdale de la clé a une largeur de base $B_A = 4.0$ m et un coefficient des talus $m_A = 1,5$, cette conception a été prise afin de faciliter les travaux d'excavation.

IV.5. Calcul des infiltrations

Dans un barrage en remblais, dans la plupart des cas on souhaite que l'étanchéité de l'ouvrage soit apportée par l'imperméabilité du matériau de construction mis en œuvre. Quel que soit sa perméabilité, un remblai soumis à une charge d'eau (digue en terre) va se saturer partiellement.

Les statistiques montrent que plus de 50% des barrages en terre sont provoqués par la déformation de filtration, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne de saturation dans le massif du barrage, déterminer le gradient hydraulique et le débit d'infiltration à travers l'ouvrage et le sol de fondation.

IV.5.1. Définition de la ligne phréatique

On appelle ligne phréatique à travers le corps de la digue, la ligne correspondante à la pression hydrostatique nulle. Cette ligne est parfois appelée improprement ligne de saturation située au –dessus de la ligne phréatique à une distance correspondante à l'élévation capillaire de l'eau de saturation.

IV.5.2. Les causes des infiltrations

Les problèmes de fuites en générale c'est le souci majeur dans les projets de construction des barrages en terre. Les causes peuvent être de différentes origines :

- ✓ Nature des matériaux de remblai.
- ✓ Méthode de compactage et réalisation de remblai.
- ✓ Méthodes adoptées pour assurer l'étanchéité sous la digue du barrage.
- ✓ Fiabilité des reconnaissances géotechniques.

IV.5.3. Les conséquences des infiltrations

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou ses fondations entraînent généralement deux principales conséquences à savoir :

✓ les fuites diffuses

Lorsque le remblai s'avère trop perméable et par voie de conséquence le débit de fuites trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.

✓ La surélévation de la ligne de saturation

Un remblai soumis à une charge hydraulique se sature partiellement. Le problème se pose lorsque par erreur sur l'identification hydrodynamique des matériaux constitutifs ou suite à des défauts d'exécution, le remblai affiche un comportement hydraulique interne avec une ligne de saturation plus élevée que prévu, une telle configuration altère les conditions de stabilité du talus aval (cas de glissement) et de plus peut engendrer des sous pressions non prises en compte au projet, enfin et surtout l'apparition d'un renard est à craindre.

IV.5.4. Tracé de la ligne de saturation

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne de saturation pour estimer le débit de fuite à travers le corps du barrage, et à apprécier les risques d'émergence de l'eau

particulièrement dangereux le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple, étudié par KOZENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable.

Donc il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- Que le sol est homogène et isotrope, c'est-à-dire que la perméabilité horizontale est identique à celle verticale.
- Que la ligne de saturation suit la loi de la parabole de Kozeny.
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

KOZENY a montré que la ligne de saturation est une parabole dont l'équation est :

$$(x + y_0)^2 = x^2 + y^2 \Leftrightarrow x + y_0 = \sqrt{x^2 + y^2}. \quad (\text{IV.12})$$

D'où :

$$y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} - x \quad (\text{IV.13})$$

À la condition aux limites : $x=d$ et $y=h$

On aura :

$$y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de $0,7b$

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont

(Déterminé graphiquement)

h : La hauteur d'eau en amont

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

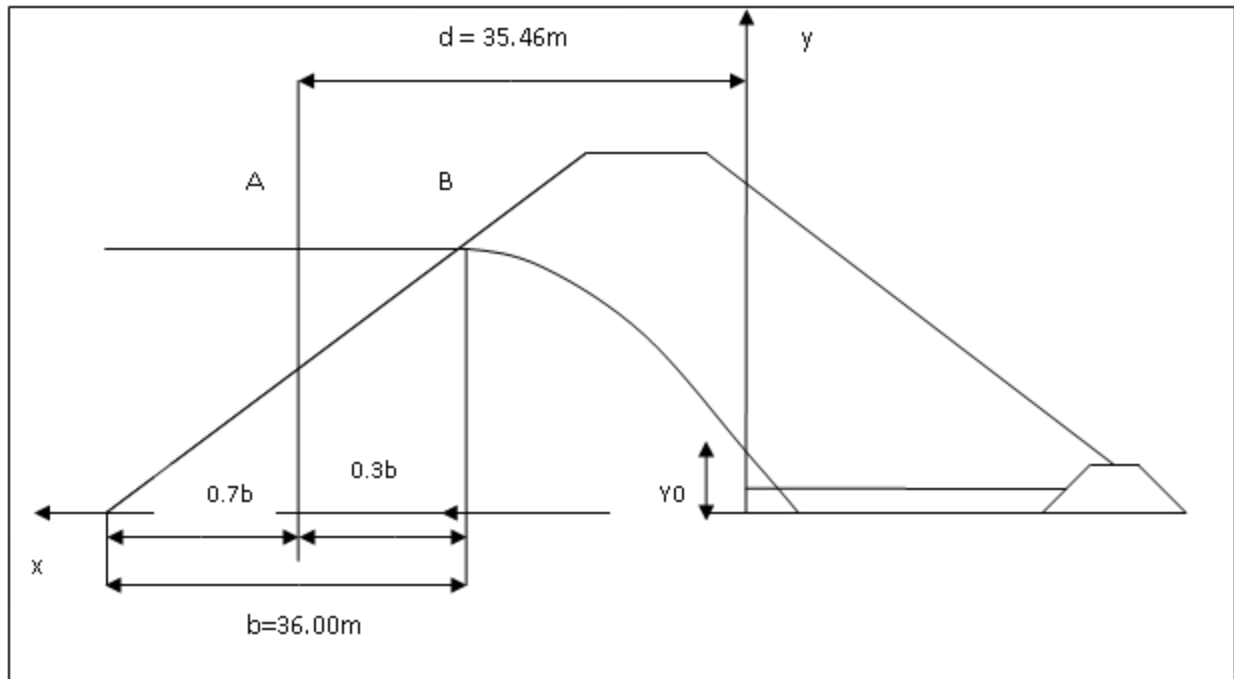


Figure IV.2 principe de détermination de la ligne de saturation

Niveau de la Retenue Normale(NNR), ($h=14m$) :

$b=36m$

$d=62,66-0,7*36=37,46m$

Donc : $y_0=2,53$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$y^2=2xy_0+y_0^2 \quad \text{on aura} \quad y^2=5,06x+6,4$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau suivant

Tableau IV. 3 Coordonnées de la parabole de Kozeny

N°points	X(m)	Y(m)	Y2(m)
1	0	2,52982213	6,4
2	1,27	3,58136845	12,8262
3	2,54	4,38775569	19,2524
4	3,81	5,06740565	25,6786
5	5,08	5,66610978	32,1048
6	6,35	6,20733437	38,531
7	7,62	6,70501305	44,9572
8	8,89	7,16822154	51,3834
9	10,16	7,60326246	57,8096
10	11,43	8,01472395	64,2358
11	12,7	8,40606924	70,662
12	13,97	8,77998861	77,0882
13	15,24	9,13862134	83,5144
14	16,51	9,48370181	89,9406
15	17,78	9,81665931	96,3668
16	19,05	10,1386883	102,793
17	20,32	10,450799	109,2192
18	21,59	10,7538551	115,6454
19	22,86	11,0486017	122,0716
20	24,13	11,335687	128,4978

La parabole coupe le plan d'eau en un point A.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

IV.5.5. Calcul du débit de fuite par infiltration

IV.5.5.1. Débit de fuite par infiltration dans la digue

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le corps de la digue.

$$q = K \cdot I \cdot A \quad (IV15)$$

Avec :

q : débit d'infiltration ($m^3 / s/ml$);

I : gradient hydraulique ;

K : Coefficient de perméabilité de la digue. ($K=10^{-8}$ m/s);

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I=\frac{dy}{dx}$ et $A = y.1$

Donc :

$$q = K.y\frac{dy}{dx} \quad (IV16)$$

Avec : $y\frac{dy}{dx} = y_0$; ($y_0=2,53$ m)

D'où: $q = K.y_0$ (m³/s/ml)

Le débit total à travers le barrage sera : $Q = q.L$

A.N: $q=6,810^{-9} \times 2,53 = 1,72 \times 10^{-7}$ m³/s/ml

Donc $Q_I = q.L = 2,53 \times 10^{-9} \times 70 = 1,6 \times 10^{-6}$ m³/s

$Q_I = 1,6 \times 10^{-6}$ m³/s

IV.5.5.2 Débit de fuite par infiltration dans la fondation

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

$$q = K.I.A \quad (IV17)$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité de la fondation. ($K=6,8 \times 10^{-9}$ m/s)

$$I = H_e / L_b \quad (V-18)$$

(H_e = charge de la retenue = 14 mce, L_b = 120m L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A = T.1$ ($T=5$ m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q = K.I.T$

A.N $q = 6,810^{-9} \times \frac{14}{120} \times 5 = 5,44.10^{-9}$ m³/s/ml

Donc $Q_F = q.L = 5,44.10^{-9}.120 = 6,528.10^{-7}$ m³/s

IV.5.5.3 Débit total d'infiltration

$Q = Q_F + Q_I = 1,6 \times 10^{-6} + 6,528 \times 10^{-7} = 2,2528.10^{-6}$ m³/s

Le volume total perdu sur une année est de $V_{perdu} = 69,2925235$ m³

Et en comparant ce volume au volume régularisé on trouve

IV.5.6 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

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

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \quad (IV19)$$

Avec :

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

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

Notre barrage appartient à la classe III

Tableau IV.4 Gradient admissible à travers le remblai terreux

Type de remblai	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,5	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,00
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

$I_{adm} = 1,8$

Donc : $\Delta H = 14 \text{ m}$; $\delta n = 55,5 \text{ m}$; $I = 0,252 \leq I_{adm}$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée

IV.6. Calcul de stabilité

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est fondamentale car s'appuyant sur celle de ses talus amont et aval, et aussi de sa fondation. L'étude de stabilité de ces barrages a attiré, par son importance dans la méthodologie, l'attention de plusieurs chercheurs et ingénieurs. Pour aborder toute analyse ayant lien à la stabilité, il est convenu qu'il faut développer un certain nombre d'hypothèses selon la complexité et les données du problème.

Selon ces hypothèses, la solution du problème peut être déterminée analytiquement ou graphiquement ou par combinaison des deux. Suivant la méthode utilisée, il est convenu que pour arriver à un résultat, nous sommes obligé de donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. En général, cette surface est prise comme étant cylindrique, circulaire à axe horizontal qui apparaît comme un cercle, appelé cercle de glissement dans une coupe transversale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme aux observations sur le glissement du talus.

IV.6.1. Méthode de calcul (Méthode de FONDEEV)

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté de la retenue d'AL Ansar, et la

vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement. Ce calcul manuel a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.

IV.6.1.1. Principe de la méthode

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- ✓ Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- ✓ Détermination du talus moyen.
- ✓ Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- ✓ Détermination de la zone du centre du cercle de glissement, pour cela FONDEEV recommande de disposer le centre du cercle du glissement dont les limites définies par deux cercles de rayons, R_{min} et R_{max} donnés par le tableau suivant :

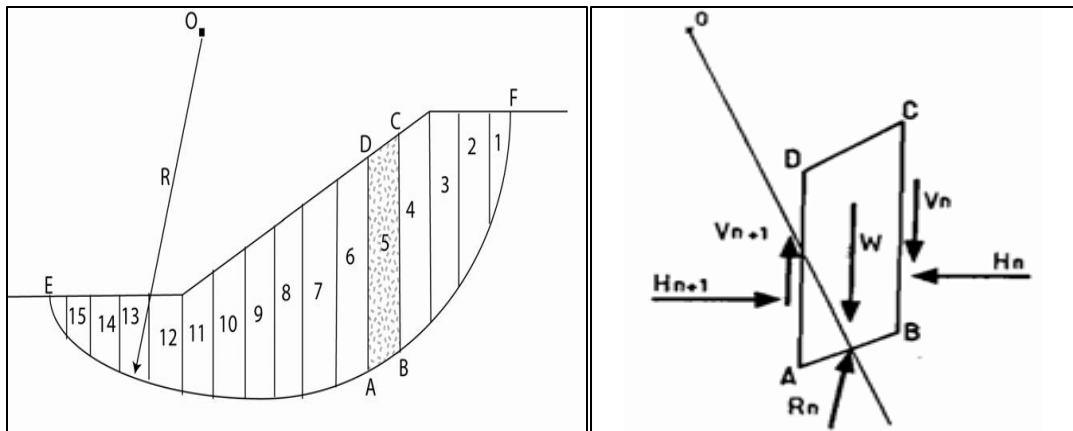


Figure IV. 3 Principe du calcul de stabilité par la méthode des tranches.

Tel que :

W : Poids propre de la tranche.

R_n : La réaction du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement).

V_n, V_{n+1} : Les efforts inter-tranches verticaux .

H_n, H_{n+1} : Les efforts inter-tranches horizontaux .

Tableau IV. 5 Détermination des rayons max et min en fonction de la pente du talus.

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

IV.6.1.2. Calcul des forces appliquées à chaque tranche

✓ Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. Elle est donnée par la formule suivante :

$$G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3) \quad (IV.20)$$

Avec :

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.

le poids « G_i » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = G_i \cos \alpha = b \gamma_s \sum h_i \cos \alpha \quad \text{et} \quad T_n = G_i \sin \alpha = b \gamma_s \sum h_i \sin \alpha$$

N_n : composante normale stabilisatrice

T_n : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

$$\text{Avec : } \sin \alpha = \frac{\text{Numérod'ordredela section}}{\text{nombre total des tranches}} \quad \text{et} \quad \cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

✓ Force de pression interstitielle

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

$$U_i = \gamma_w .h .dl \quad (IV.21)$$

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

✓ Force de cohésion

$$F_c = C .dl \quad (IV.22)$$

$$dl = \frac{2\pi.R.\theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos \alpha} \quad (IV.23)$$

Avec θ : angle au centre des tronçons de la tranche de glissement.

C : cohésion du sol considéré.

✓ Force de frottement

$$F_f = (N_n - U_i dl) \operatorname{tg} \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i dl) \operatorname{tg} \varphi \quad (IV.24)$$

Avec φ : angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

✓ Force sismique

$$T = a.G_i \quad (IV.25)$$

Avec G_i : poids de la tranche

a : coefficient d'accélération de zone sismique ($a=0.20$ $g=1,962 \text{ m/s}^2$)

Un talus est stable lorsque les moments des forces sont inférieurs aux moments des forces résistantes qui sont essentiellement des forces de résistance au cisaillement. La valeur du coefficient de sécurité « F_S » est définie par des moments résistants sur les moments moteurs.

IV.6.1.3. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Retenue pleine (talus aval)

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \quad (IV.26)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \quad (IV.27)$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

N_n : composante normale stabilisatrice.

T_n : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle du glissement.

C : cohésion du sol considéré.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

G_i : poids propre de la tranche

U_i : force de pression interstitielle.

φ_i : angle de frottement interne.

dn_i : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

✓ **Retenue vide (fin de construction)**

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\tan \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm}$$

(IV.27)

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\tan \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm}$$

(IV.28)

✓ **Vidange rapide (talus amont)**

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\tan \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \quad (IV.28)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\tan \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm}$$

(IV.30)

Tableau IV.6 Caractéristiques géotechniques des sols.

	Angle de frottement(°)	Cohésion C (bar)	Poids volumique(t/m ³)	
			Sèche	Saturé
Fondation	30	3	2,1	2,3
Recharges	36	2,5	2,30	1,59

Tableau IV. 7 Coefficient de sécurité admissible des talus

Combinaison de charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (avec séisme)	1,05 ÷ 1,10		1,05	

Notre barrage appartient à la classe III, le coefficient admissible sera donc :

- Sans séisme : $K_{ss}=1,1 \div 1,15$
- Avec séisme : $K_{as}=1,05$

Le tableau suivant montre les valeurs trouvées :

Tableau IV. 8 Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		K_{ss}	K_{as}
Fin de construction	Talus aval		
	R1=31,67	2,92	1,59
	R2=31,388	1,84	1,34
	R3=25,74	2,8	1,55
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R1=31,67	2,92	1,59
	R2=31,388	2,11	1,32
	R3=25,74	2,8	1,55
Vidange rapide	Talus amont		
	R1=32,20	3,87	2,47
	R2=28,32	5,21	3,2
	R3=26,9	3,4	2,35

Le détail du calcul (voir l'annexe C)

IV.7. 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. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

CHAPITRE V :

Etude des ouvrages annexes

V.1. Introduction

De manière à pouvoir suivre, entretenir et exploiter correctement un barrage, on lui adjoint en général un certain nombre d'organes annexes. Ce chapitre traitera les dispositifs :

L'évacuateur de crue

L'ouvrage de vidange.

V.2. Ouvrage de prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau de la retenue et celui des plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

V.2. 1. Type de prise

V.2.1.1. Prise d'eau en charge

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier nrobé de béton. Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

V.2.1.2. Prise d'eau flottante

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparées, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

V.2.1.3. Tour de prise

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise et vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

V.3. Choix de la variante

Vu la destination de la retenue (irrigation des parcelles adjacentes), le prélèvement des eaux peut être effectué à un niveau unique, la qualité des eaux n'est pas d'une grande turbidité vu les apports solides faibles. L'ouvrage de prise en conduite permet la prise avec faible perte de charge, et un coût relativement faible par rapport aux deux autres variantes (flottantes, tour de prise), cela rend celle-ci la variante la plus adéquate.

V.3.1. Ouvrage de vidange

Son rôle principal est de permettre une vidange totale ou partielle de retenue en cas d'accident susceptible d'endommager gravement le barrage et nécessitant, de ce fait, une intervention rapide. La vidange peut également, dans certains cas particuliers, servir à évacuer des éléments indésirables (boues en suspension par exemple), on utilisant les courants de densité qui se produisent à travers la retenue au cours de remplissage.

L'ouvrage de vidange n'est pas forcément conçu isolément. Il peut être combiné soit avec l'évacuateur de crue, soit avec l'ouvrage de prise. La conception la plus courante est le passage d'une conduite sous le corps du barrage. On peut prévoir un fonctionnement en charge, mais pour les ouvrages relativement importants, on adopte des conduites à écoulement libre.

Type d'ouvrage de vidange

V.3.1.1. Conduite de vidange en charge

On utilise en général une conduite en acier que l'on pose en tranchée dans le terrain en place vers le point le plus bas du thalweg. On la pose sur des cales, puis on la noie dans une enveloppe de béton ordinaire de **0,20 m** d'épaisseur au minimum coulé pleine fouille. On referme ensuite le remblai en le compactant soigneusement. On conseille de vérifier que les contraintes provoquées par les éventuels tassements ne sont pas excessives.

V.3.1.2. Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employées pour les réaliser : le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\phi > 500 \text{ mm}$) ou la canalisation en béton de type galerie ou ovoïde de **1,3 à 2 m** de hauteur par exemple. Pour l'aération de l'écoulement dans la conduite, on prévoira un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont, afin d'éviter des phénomènes de battements ou des vibrations sous l'effet de passage en écoulement instable à fort débit.

V.3.1.3. Ouvrages de vidange à batardeau

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

V.4. Choix de la variante

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

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

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

La variante de l'ouvrage de vidange à retenir est celle d'une conduite en charge.

H : Hauteur du barrage (m).

V : Volume d'eau stocké (Hm^3).

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tous risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde. (Batardeau) en amont et une vanne réglable en aval.

L'ouvrage d'art se situe sur une assise stable de bonne qualité géotechnique sur lit de l'oued, d'une longueur globale de 122,00 m

V.4. 1. Calcul hydraulique

Le calcul de la conduite de vidange et de prise tient compte de plusieurs facteurs :

- Le temps de vidange.
- La satisfaction de la demande aval.
- La vitesse d'abaissement du plan d'eau.
- La sécurité de l'ouvrage durant l'exploitation.

Pour un dimensionnement adéquat de l'ouvrage deux cas de figure doivent être pris en compte séparément :

V.4.1.1. Cas de prise

Le débit de prise qui sera considéré pour le calcul, sera celui correspond à la plus grande consommation qui est cette observé pendant le mois la plus forte irrigation suit juillet pour un volume total de la :

- La fréquence d'un arosage est de 10fois/mois
- La durée d'un arosage est de 12heures/jour

Le débit de prise sera :

$$Q_{pe} = \frac{Be_{\max}}{10.12.3600} m^3 / s \quad (V.1)$$

$B_{\max}$ dotation maximale (juillet)

$$B_{\max} = \text{besoins en irrigation en \%} \times \text{dose d'irrigation} \times \text{surface irrigue} = 0.29 \times 5000 \times 80$$

AN

$$B_{\max} = 0.2973 \times 5000 \times 40 = 59460 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$Q_{pe} = \frac{59460}{10.12.3600} \text{ m}^3/\text{s} = 0.14 \text{ m}^3/\text{s}$$

✓ Section de la conduite :

La section de la conduite c'est la section nécessaire pour l'évacuation de débit max passe par la conduite.

$$Q_{pe} = 0.14 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_v = 0.1689 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_v > Q_{pe}$$

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \quad (\text{V.3})$$

D'ou:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \quad (\text{V.4})$$

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

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

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0.8 - 0.85]$.

A.N :

$$S = \frac{0.1689}{0.8 \cdot \sqrt{2.9.81 \cdot 17}} = 0.01156 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.01156}{\pi}} = 0.1214 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{vf} = 200 \text{ mm}$$

Correction du coefficient de débit μ :

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}} \quad (V.5)$$

$\sum \xi_i$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

• **Coefficients des pertes de charge linéaires :**

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

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0,014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 200 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 103 \text{ m}$).

A.N :

$$\lambda = 0,042$$

$$\sum \xi_i = 21,63 \text{ m}$$

✓ **Coefficient des pertes de charge singulières :**

On a :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad \xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,7 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (21,63 + 1,7)}} = 0,20$$

Et :

$$S = \frac{0,1689}{0,19 \cdot \sqrt{2,9,81,17}} = 0,0462 \text{ m}^2$$

D'ou :

$$D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,103}{\pi}} = 0,243 \text{ m}$$

Nous pouvons conclure qu'une commodité de DN 110 serait suffisante pour permettre la vidange de la retenue en 15 jours et assure le débit de prise ; toute fois nous adopterons une conduite DN 500 qui est le minimum recommandé pour que cette dernière soit visitable. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{\text{vf}}}{S_{\text{con}}} \quad \text{AN : } V_s = \frac{0,1689}{0,05} = 3,37 \text{ m/s}$$

A. Calcul du temps de vidange

Pour le calcul du temps de vidange nous avons utilisé les formules suivantes :

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad \text{et} \quad dv = Q dt$$

Avec : H : La charge d'eau (m)

S : Section de la conduite.

dv : Le volume d'eau évacué.

dt : Variation du temps.

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V. 1 Calcul de temps de vidange

Niveau d'eau dans la retenue m NGA	volume Correspondant Vcote (m3)	Volume évacué Vi	Hauteur d'eau H	Q évacué	Qmoy	Temps de vidange
		m ³		m ³ /s		
359	0,172172926	-	14	0,650508807	-	-
358	0,139569981	32602,945	13	0,626845971	0,638677389	51047,5955
357	0,111590416	27979,565	12	0,602254128	0,61455005	45528,53754
356	0,087761716	23828,7	11	0,576614428	0,589434278	40426,38998
355	0,067442241	20319,475	10	0,549780286	0,563197357	36078,7826
354	0,050251506	17190,735	9	0,521567375	0,53567383	32091,79548
353	0,035926251	14325,255	8	0,491738437	0,506652906	28274,29754
352	0,024149666	11776,585	7	0,459979188	0,475858812	24748,06537
351	0,015073266	9076,4	6	0,425857978	0,442918583	20492,25375
350	0,008413541	6659,725	5	0,388753368	0,407305673	16350,68068
349	0,003733856	4679,685	4	0,347711583	0,368232476	12708,50702
348	0,001189191	2544,665	3	0,301127064	0,324419324	7843,752868
347	0,000242543	946,648	2	0,245869218	0,273498141	3461,259356
346	0,00001452	228,023	1	0,173855792	0,209862505	1086,535206
345	0,00001452	0	0	0	0,086927896	0
le temps total						320138,4529
						$\sum T_v = 3j \ 17h$

La vidange de toute la retenue se fait au bout de 3,7jours =89 heures au maximum.

V.4. 2. Recommandations pour les dispositifs constitués de la conduite

IL faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.

Prévoir une bonne assise pour la conduite.

Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leur diamètre, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'on doit tenir en compte sont donnés dans le tableau (V.2).

Tableau V. 2 dispositifs minimums de vidange à tenir en compte

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

Source(S.AMRINE 2008)

V.5. Ouvrage d'évacuateur de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

V.5. 1. Critères de choix de l'évacuateur de crue

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

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences typographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.

6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

■ Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principales type:

1. l'évacuateur à écoulement libre.
2. l'évacuateur par puit noyé.

V.5.2. Différents types des évacuateurs de crues.

V.5.2.1. L'évacuateur de crues en puits (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

1. Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m^3/s .
2. Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle, Ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

1. Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
2. Problème de vibration.
3. Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
4. Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).
5. Dissipation au pied de la digue.

V.5.2.2. L'évacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

1. Aucune exigence topographique.
2. Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

1. Amorçage et le désamorçage.
2. Entretien indispensable.

3. Débit faible à évacuer.

4. Dispositif sur le corps de la digue.

V.5.2.3. L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

V.5.2.4. L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal

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

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

Ces inconvénients sont :

1. Le coût peu élevé.
2. La difficulté de modification.

V.5.3. Choix de la variante

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tous ces problèmes ramènent à rejeter cette variante.

L'évacuateur de surface présente plus d'avantages surtout sur le plan économique. Pour des raisons topographiques et notamment l'accessibilité sur la crête de la digue,

dans notre étude nous optons pour un évacuateur de surface à entonnement frontal

Afin de minimiser les travaux de terrassement, l'implantation de l'axe de l'évacuateur a été établie sur la rive gauche avec des coordonnées Lambert-Voiron :

C0 (Amont)	X= 283900,9198
	Y= 4046957,5937
C4	X = 283805,0393
	Y = 4046864,5658

Les paramètres hydrauliques ont été dimensionnés pour la crue centennale, mais les ouvrages devront supporter même le passage d'une crue catastrophique (crue millénaire).

V.5.4. Calcul hydraulique

Les données de base sont :

$$Q_{1\%} = 32,66 \text{ m}^3/\text{se}$$

$$Q_{\text{laminé}} = 23,12 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{NNR} = 359,00 \text{ m NGA}$$

$$\text{NPHE} = 361,68 \text{ m NGA}$$

$$H_{\text{déversée}} = 1,16 \text{ m (lame d'eau déversée en dessus du seuil).}$$

$$B_{\text{déversoir}} = 12,00 \text{ (largeur du déversoir)}$$

$$P = 1 \text{ m (hauteur de la pelle).}$$

V.5.4.1. Canal d'amenée

C'est un ouvrage d'une longueur totale $L = 26,00 \text{ m}$ (répartie en deux tronçons) qui a pour but de canaliser les eaux d'évacuation vers le déversoir en garantissant un écoulement fluvial sur le seuil de déversement.

- Le premier tronçon d'une longueur de $10,00 \text{ m}$ se forme successivement un canal en pavage pour adopter à la fin la forme trapézoïdale avec une largeur $b = 12,00 \text{ m}$.

- Le deuxième tronçon d'une longueur de 16 m en béton armé de forme rectangulaire avec $b = 12,0 \text{ m}$

La cote de l'évacuateur est fixée à $359,00 \text{ m NGA}$, donnant ainsi une profondeur initiale de $1,00 \text{ m}$ par rapport au niveau normale de la retenue afin d'éviter les pertes de charge.

Le canal d'approche ou d'amenée est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et de guider calmement la crue vers le déversoir, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible, et pour une valeur de (m) (coefficient de débit) on peut déterminer P/h on utilise l'abaque de coefficient de débit.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_a = \frac{Q_{\text{projet}}}{S} \quad (\text{V.6})$$

Ou : V_a : vitesse d'approche.

Q : Débit de projet évacué ($32,66 \text{ m}^3/\text{s}$).

S : Section du canal (m^2).

$$S = h \times b.$$

h : Lamé déversante ($1,16 \text{ m}$).

$$H = h + P.$$

P : Hauteur de pelle (1m).

H : charge déversant (2,16 m).

Va =1,26m/s

Pour la roche saine $V_{adm} = (4,4 \text{ à } 10) \text{ m/s}$

$Va \leq V_{adm}$ Donc pas de risque de l'érosion et d'affouillement

✓ **Pente du canal d'amenée**

Pour obtenir un écoulement uniforme il est important de créer une contre pente.

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot S \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i_0^{\frac{1}{2}} \quad (V.7)$$

$$i_0 = \left(\frac{n \cdot V}{R^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \quad (V.8)$$

De l'équation on obtient :

Q : Débit évacué en [m³/s].

S : section mouillée rectangulaire en [m²] ; $S = B \cdot H$

i_0 : Pente du fond.

R : rayon hydraulique en [m] ; $R = S/P$.

V : Vitesse d'écoulement en [m/s] ; $V = Q/S$.

P : Périmètre de section mouillée en [m] ; $P = B + 2 \cdot H \sqrt{m^2 + 1}$

N : Coefficient de Manning en [$S^{1/2}$]

Pour la première partie :

L=10m, conception avec du pavage

AN :

B=12m

S=25.92 m².

P=16.32m

. R=1.588

N=0.030

$V_1=1,26\text{m/s}$

AN : $i_0 = 0,077 \%$

Pour la deuxième partie :

L=7,46 m, conception en béton

AN :

B=12m

S=B.H=28,25 m².

P=B+2H=23,63m.

R= 1,195 m.

N=0,014.

$$V_2 = 1,55 \text{ m/s}$$

$$\text{AN : } i_0 = 0,02\%$$

La vitesse admissible dans le chenal d'écoulement est $V_{adm} = (0,45 \text{ à } 1,97) \text{ m/s}$

Comme : $V_1 \leq V_{adm}$ et $V_2 \leq V_{adm}$ et les pentes i_0 sont faibles donc l'écoulement sera fluviale y'aura pas de risque de l'érosion et d'affouillement.

V.5.4.2. Le déversoir

Le seuil déversant d'une largeur de 12,0 m, fondée sur assise stable et le remblai de la digue. Le profil du seuil déversant est de type CREAGER, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égal à la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

La partie haute de l'ouvrage est arasée à la cote du NNR et le radier est fixé sur la cote 358,00 m NGA

AVEC :

$$a = 0,12 \times H \quad c = 0,30 \times H \quad b = 0,40 \times H$$

$$\text{A.N: } a = 0,14 \text{ m ; } c = 0,35 \text{ m ; } b = 0,46 \text{ m}$$

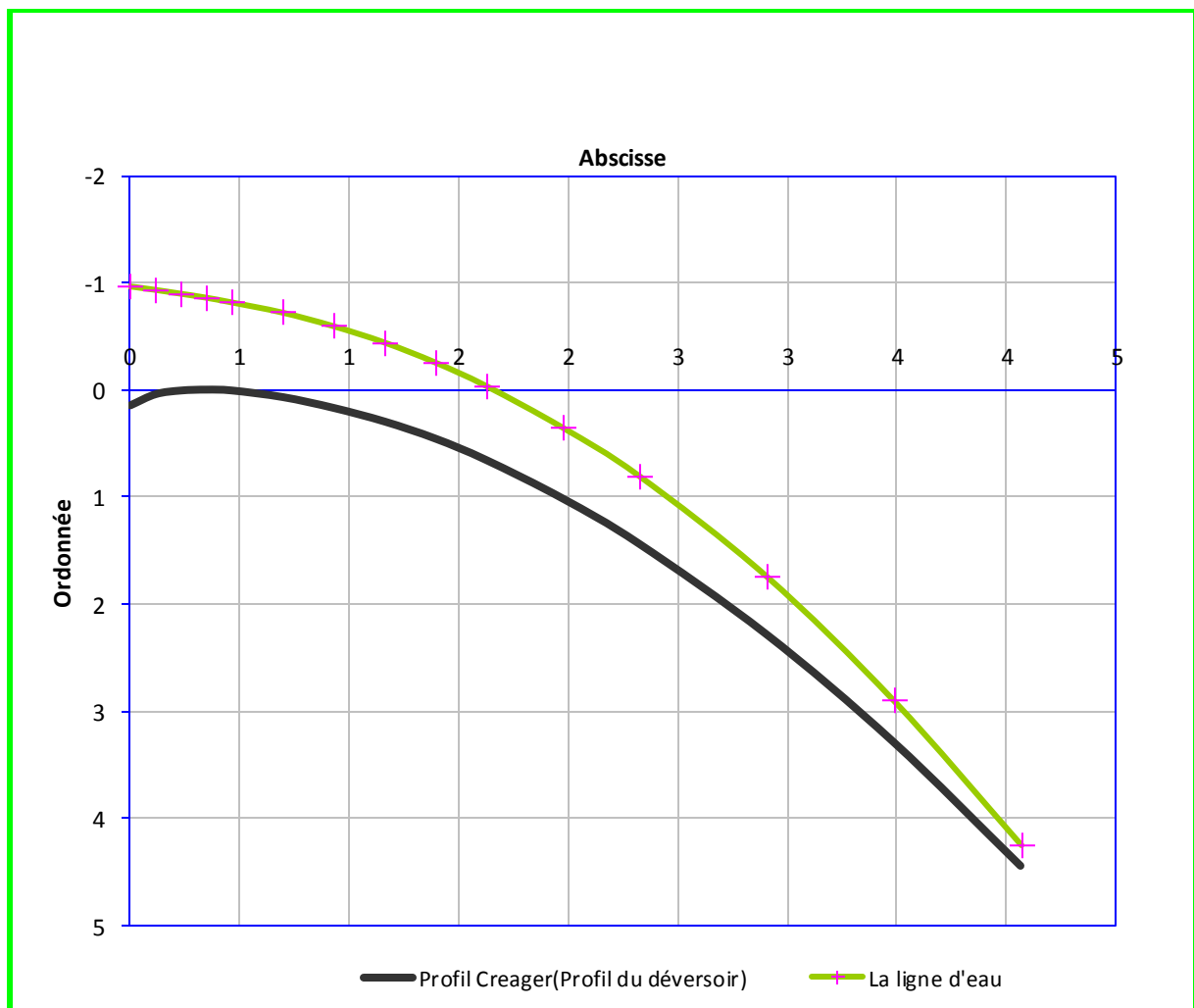


Figure V. 1 Profil Creager du déversoir H=1,16m

✓ **Calcul de la vitesse de déversement**

$$V = Q/S \text{ (m/s)}$$

$$S = B \times h = 12 \times 1,16 = 13,92 \text{ m}^2$$

$$V = 32,66/13,92 = 2,35 \text{ m/s}$$

$$V_d = 2,35 \text{ m/s}$$

✓ **Calcul du débit spécifique au-dessus du seuil**

$$q = Q/B \text{ m}^3/\text{s/m}$$

$$q = 32,66/12 = 2,72 \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

✓ **La hauteur critique au niveau du seuil**

$$h_{cr} = 3 \sqrt{\frac{\alpha \cdot q^2}{g}} \quad (V.9)$$

$$\alpha = 1$$

$$h_{cr} = 0.91 \text{ m}$$

$$\text{la vitesse critique : } V_{cr} = \frac{q}{h_{cr}} \quad V_{cr} = 2,99 \text{ m/s}$$

$$h_n = 1,365 \text{ m}$$

✓ **La pente critique**

$$I_{cr} = (V_{cr}/75 h_{cr}^{2/3})^2 \quad (V.10)$$

$$I_{cr} = 0,001$$

✓ **Calculs de l'énergie spécifique E0**

$$E_0 = H + P + \alpha \cdot \frac{V_d^2}{2 \cdot g} \quad (V.11)$$

$$E_0 = 1,16 + 1,0 + 1(2,35)^2/(2 \cdot 9,81)$$

$$E_0 = 2,44 \text{ m}$$

V.5.4.3. Chenal d'écoulement

Le chenal suit directement au déversoir, il est en général de section rectangulaire, comme dans notre cas. Il est de forme prismatique, ayant une largeur $b_{ch} = 12,00 \text{ m}$, une longueur $L_{ch} = 10,00 \text{ m}$ et une pente très petite ($I = 0,1\%$).

L'écoulement dans le chenal doit être fluvial, pour permettre le passage à l'écoulement torrentiel, à l'extrémité aval (début de coursier). La profondeur d'eau au début du chenal est la même que la profondeur d'eau à la fin du convergent.

✓ **Calcul de la profondeur critique :**

On donne au coursier une pente assez suffisante (supérieure à la pente critique) pour provoquer un écoulement torrentiel. Contrairement, l'écoulement dans le chenal est fluvial du fait de la pente souvent inférieure à la pente critique. La phase de passage d'un régime fluvial au torrentiel ou vis-versa est appelée régime critique ou la surface libre occupe le niveau critique, on considère qu'elle est atteinte au point de changement de section.

On calcul la profondeur critique par la formule :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

q : débit spécifique $q = \frac{Q}{b}$ (m²/s) ;

b : largeur du chenal $b = 12,00$ m

La profondeur critique est

$$h_{cr}=0,91 \text{ m}$$

✓ Calcul de la pente critique

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2}$$

Avec :

R : rayon hydraulique (en m).

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée.

K: coefficient de Manning-Strickler (K=71).

$$\text{Pour une section rectangulaire : } I_{cr} = \left[\frac{Q.(b + 2h_c)^{2/3}}{K.(b.h_c)^{5/3}} \right]^2 \quad (V.11)$$

$$I_{cr}=0,0024=0,24\%$$

✓ Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme) se déduit de la formule de Manning Strickler.

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Avec : S : section du chenal $S=b.h_n$;

I : pente du chenal $I=0,01\%$;

Cn : coefficient de Chézy $Cn = R^{1/6} / n$

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b} ; \quad (V.12)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résoudra avec la

$H_n(m)$	$(b \cdot H_n)^{5/2}$	$(2H_n + b)^{-2/3}$	$Q \text{ m}^3/\text{s}$
0,2	8,92335363	0,186660408	2,88496761
0,23	12,65530759	0,186060695	4,07838265
0,26	17,1943786	0,185465776	5,52345593
0,29	22,59165826	0,18487559	7,23416333
0,32	28,89535676	0,184290077	9,22339141
0,35	36,1512423	0,183709177	11,503095
0,38	44,40297887	0,183132834	14,0844195
0,41	53,69239258	0,18256099	16,9777982
0,44	64,05968611	0,18199359	20,1930316
0,47	75,54361441	0,181430577	23,7393525
0,5	88,18163074	0,180871899	27,6254812
0,53	102,0100098	0,180317502	31,8596719
0,5355	104,6771291	0,180216323	32,6743197

méthode itérative suivante.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (L \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n + L)^{-3/2} \quad (\text{V.13})$$

Tableau V. 3 Calcul de la profondeur normale par itération

✓ Donc : $h_n = 0,535 \text{ m}$

✓ Calcul V_n : $Q = v_n \cdot S_n$

$$v_n = \frac{Q}{b \cdot h_n} = \frac{32.66}{12 \cdot 0.535} = 5.087 \text{ m/s}$$

$$v_n = 5.087 \text{ m/s}$$

✓ Calcul des paramètres hydraulique :

$$S_c = b \cdot h_{cr} = 12 \cdot 0,91 = 10,92 \text{ m}^2$$

$$P_c = (2 \cdot h_{cr} + b) = (2 \cdot 0,91 + 12) = 13,82 \text{ m}$$

$$R_c = \frac{P_c}{S_c} = \frac{13.82}{10.92} = 0,79 \text{ m}^2 \text{g}^2$$

$$C = (1/n) \cdot R^{1/6} = 68,68$$

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c}$$

Interprétation des résultats :

On a

$$I = 0,1 \% \quad \text{et} \quad I_{cr} = 0,24 \%$$

$$h_n = 0,535 \text{ m} \quad \text{et} \quad h_{cr} = 0,91 \text{ m}$$

$$I < I_{cr} \quad \text{et} \quad h_n > h_c$$

Le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

V.5.4.4. Le Convergent

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier afin de guider les filets d'eau jusqu'au coursier ; passant d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

Les détails typiques de la contraction sont montrés dans la figure V.10. Les caractéristiques de l'écoulement dans le convergent sont :

1. Le régime de l'écoulement dans le convergent est torrentiel.
2. Si le nombre de Froude $F > 1,5$ à la fin de la contraction on adopte des murs latéraux curvilignes, sinon on adopte des murs latéraux rectilignes. (Figure V.10).

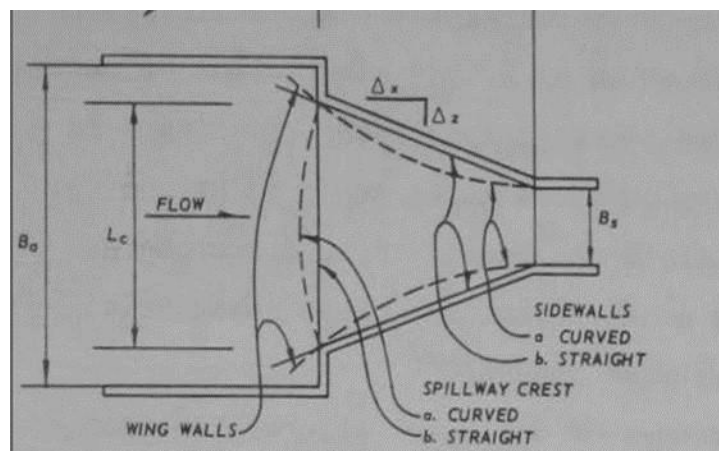


Figure V. 2 Forme du seuil et la contraction des murs du chenal d'écoulement (USACE, 1990)

✓ Calcule du nombre de Froude dans la première section :

Données à la sortie du chenal d'acheminement :

Largeur à l'entrée du convergent $l_1 = 12 \text{ m}$

Largeur à la sortie du convergent $l_2 = 6 \text{ m}$

$$H_c = 0,91 \text{ m}$$

$$H_n = 0,535 \text{ m}$$

$$V_n = 5,087 \text{ m/s}$$

$$Fr_1 = \frac{v_n}{\sqrt{g \cdot h_n}} = 2.22 \quad (V.14)$$

✓ **Calcule du nombre de Froude dans la deuxième section :**

$$\frac{Fr_1}{Fr_2} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{b_2}{b_1} \right) \quad (V.15)$$

An : $Fr_2 = 2.96$

✓ **Calcule de la hauteur d'eau à la sortie du convergent Y_2 :**

$$Fr_2 = \frac{v_{n_2}}{\sqrt{g \cdot y_2}} = \frac{Q}{b_2 * y_2 \sqrt{g * y_2}} \quad (V.16)$$

$Y_2 = 2.24 \text{ m}$

$V_2 = 10.17 \text{ m/s}$

✓ **Calcule de l'angle de contraction du convergent :**

$$\theta = \tan^{-1} \frac{1}{2Fr_1} \left(\frac{b_1}{b_2} - 1 \right) \quad (V.17)$$

AN $\theta = 38.02^\circ$

✓ **La longueur du convergeant est estimé par la formule suivante :**

$L = 2.5 (b_1 - b_2)$

b_1 : est la largeur au plafond du bief amont

b_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle

A.N : $L = 2.5 (12 - 6) = 15 \text{ m}$

Comme le nombre de Froude est inférieure à 1.5 en fin de contraction on adopte des murs latéraux rectilignes donc le convergent de type FUNNEL .

V.5.4.5. Canal évacuateur (coursier)

Le coursier est un canal à section transversale rectangulaire, calculée pour assurer l'évacuation des eaux en écoulement libre réalisé comme suivent :

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section ou atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente.

✓ **La profondeur critique :**

Le coursier fait suite au chenal de l'écoulement sa fonction est conduire l'eau pour assurer de bonnes conditions d'écoulement.

Profondeur critique : $F_r^2 = \frac{Q^2 L}{g S^3} = 1$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \quad (V.11)$$

B : est la largeur du coursier égale à 6 m.

A.N : $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{32.66^2}{9.81 \cdot 6^2}} = 1.45m$

✓ Pente critique

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \quad (V.12)$$

S_{cr} : Section critique (m^2).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6}$$

A.N :

$$S_{cr} = B \cdot h_{cr} = 6 \cdot 1.5 = 8.7m^2$$

$$P_{cr} = B + 2 \cdot h_{cr} = 6 + 2 \cdot 1.45 = 8.9m$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{8.7}{8.9} = 0.98m$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0.014} 0.98^{1/6} = 71.19$$

Donc : $I_{cr} = \left(\frac{32.66}{71.19 \cdot 8.7 \cdot 0.98^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0.28\%$

✓ **Calcul des chutes**

Les chutes sont des blocs en béton, utilisé dans les coursiers à grand pentes pour minimisé la pente et dissipé l'énergie de l'écoulement.

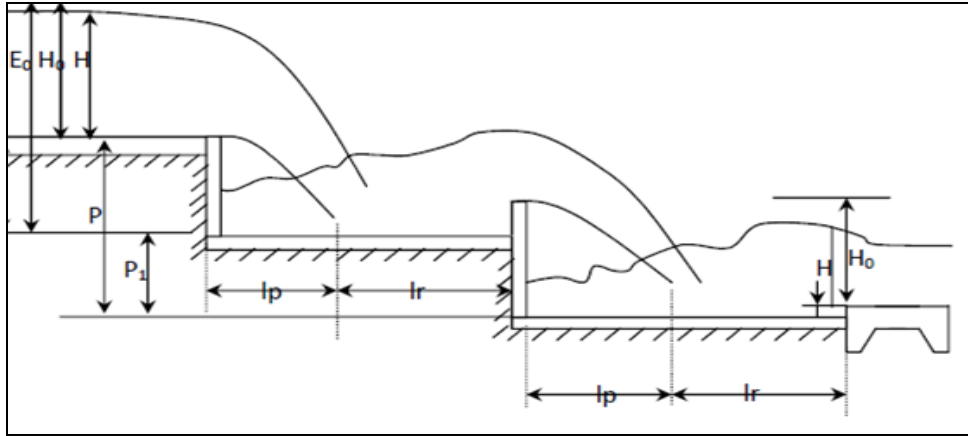


Figure V. 3 Vue de face d'escalier

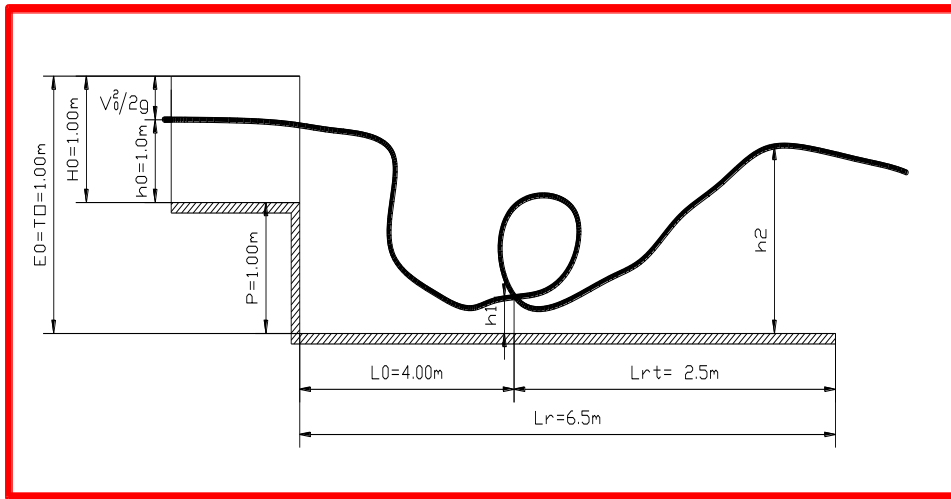


Figure V. 4 Schéma de calcul des démontions des chutes

$$H_0 = h_0 + \frac{V_0^2}{2g} \quad (V.13)$$

$$E_0 = P + H_0 \quad (V.14)$$

$$h_1 = \frac{q}{\varphi_c \sqrt{2g(E_0 - h_1)}} \quad (V.15)$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + \left(\frac{h_{cr}}{h_1} \right)^3} \right) - 1 \quad (V.16)$$

$$L_R = L_0 + L_r \quad (V.17)$$

D'après le schéma ci – dessus

$V0/2g$: l'énergie cinétique (m)

$h0$: la profondeur normale dans le canal (m)

$V0$: la vitesse d'amenée (m/s)

$H0$: La charge totale sur le seuil de la chute (m)

Tableau V. 4 les paramètres de calcul d'escalier

$h0$	$P(m)$	$h1(m)$	$h2$	$Lr(m)$	$L0$	$LR(m)$
1,45	0,5	0,5	1,010	3,0291	1,192	2,256
1,010	0,5	0,5	0,510	1,5292	0,995	2,524
0,510	0,5	0,5	0,109	0,3268	0,707	1,034

p : La hauteur de la chute(m)

$E0 = T0$: Energie Initial (m)

$h1$: Première profondeur conjuguée (m)

$h2$: Second profondeur conjuguée (m)

$L0$: Distance du vol du jet tombant sur le radier de la chute (m)

Lrt : Longueur du ressaut (m)

LR : Longueur du radier de la chute (m)

Tableau V.5 Classification du mouvement et du régime d'écoulement

N° du tronçon	$I(m/m)$	$Icr(m/m)$	obs	$hn(m)$	hcr	obs	<i>régime d'écoulement</i>
1	0,042	0,0028	$I > Icr$	0,535	1,45	$hn < hcr$	torrentiel
2	0,0688	0,0029	$I > Icr$	0,511	1,45	$hn < hcr$	torrentiel
3	0,0863	0,003	$I > Icr$	0,480	1,45	$hn < hcr$	torrentiel
4	0,0147	0,0031	$I > Icr$	0,450	1,45	$hn < hcr$	torrentiel

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que $I > Icr$ ($hn < hcr$) alors le régime d'écoulement est torrentiel.

S_0 : pente du fond=1%

On prend un pas de $\Delta y = 0,004\text{m}$

V.5.4.6. Dissipateur d'énergie

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}}$$

Où :

$$Fr : \text{nombre de Froude.} \quad V = \frac{32,66}{6 \cdot 0,535} = 10,17\text{m/s}$$

$$V : \text{Vitesse de sortie du coursier tel que } V = \frac{Q}{S}$$

Donc :

$$Fr = \frac{10,17}{\sqrt{9,81 \cdot 0,535}} = 4,44$$

Froude est entre $2,5 < Fr \leq 4,5$ (Ressaut oscillant)

La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée est inférieure à 15m/s. Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut oscillant dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir annexe).

Alors on est amené à utiliser le bassin de type I.

❖ Détermination des caractéristiques du bassin

Détermination des caractéristiques du bassin :

On a $F=4.44$, donc de l'abaque $\frac{y_2}{y_1} = 5,79$, d'où $y_2 = 3,1m$.

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin On a : $\frac{L}{Y_2} = 4,4$

Donc : $L = 13.64m$. On prend : $L = 13,7m$.

Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = 2 y_1 = 1,1$$

$$e_1 = 2,5 y_1$$

$$l = 1,25 y_1$$

$$\theta = 5^\circ$$

h_1 : Hauteur et longueur des blocs de chute à l'entrée.

e_1 : L'espacement entre les blocs de chute.

θ : angle d'inclinaison du chicane

l : longueur du seuil terminal

Le nombre des blocs de chutes est 3blocs.

V.5.4.7. Ouvrage de fuite

Pour des raisons constructives, la largeur du canal de fuite est maintenue égale à celle du bassin, mais elle sera de forme rectangulaire.

❖ Paramètres du canal de fuite

Le canal de restitution consiste en un tronçon en pavage jusqu'à l'oued.

✓ La hauteur critique

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \quad (V.24)$$

$$\text{Avec: } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad (V.25)$$

$$\text{et : } \sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad (V.26)$$

Donc : $K = \sqrt[3]{\frac{32,66^2}{9,81 \cdot 6^2}} = 1,44$ et $\sigma = \frac{1,44 \cdot 1}{6} = 0,24$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,24}{3} + 0,015 \cdot 0,24^2\right) \times 1,44 = 1,3m$$

✓ **Pente critique**

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

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \quad \text{Soit :} \quad S_{cr} = 9,49m^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{Soit :} \quad P_{cr} = 7,83 m$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{Soit :} \quad R_{cr} = 1,2m$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{Soit :} \quad C_{cr} = 73,63$$

$$I_{cr} = \frac{32,66^2}{9,49^2 \times 73,63^2 \times 1,2} \cdot 100\% = 0,18\%$$

✓ **La vitesse de l'écoulement**

$$V = Q/S = C\sqrt{RI} \quad V = 3,45 \text{ m/s}$$

Soit :

Dans le but d'éviter les risques d'affouillement et les conséquences néfastes qu'ils entraînent, le canal sera protégé par des enrochements sur une longueur

$$L_c = (6 : 8)h_{cr} \quad (V.27)$$

Ou L_c : Longueur du canal à protéger
 h_{cr} : profondeur critique dans le canal
 $L_c = 7,8m$

Nb : Le diamètre minimum des enrochements de protection du canal de restitution est donné par la formule de Chamov :

$$D = \left[\frac{V}{4,6H^{1/3}} \right]^3 = 0,31m \cong 0,4m \quad (V.28)$$

V.5.4.8 Hauteur des murs bajoyers

La réserve de sécurité au-dessus de ligne d'eau dans le coursier est déterminée d'après la formule :

$$R = 0.60 + 0.14(V)^{1/3} \quad (V.29)$$

Tableau V. 6 Hauteur des murs bajoyers ;

N °	Désignation	Y	V (m/s)	R (m)	H calculé(m)	H adopté(m)
1	1ere tr de coursier	1,45	3,754022989	0,827584028	1,99058403	2,5
2	2ere tr de coursier	1,010	5,391107191	0,855482587	2,01848259	
3	2ere tr de coursier	0,510	10,67320261	0,918242809	2,08124281	
4	bassin d'amortissement	3,1	10,17	0,913320447	2,07632045	
5	canal de fuite	1,66	3,45	0,821544173	1,98454417	

V.6. Présentation des ouvrages divers

V.6. 1. Piste d'accès

Une piste d'accès doit lier chemin de wilaya 08 (CW08) avec la piste d'accès vers le site sur la rive gauche avec une longueur de 70 ml.

Il est nécessaire de revêtir la piste de liaison entre site et route par des matériaux stables sur une largeur d'au moins 3.0 m pour faciliter l'accès des engins de construction pendant liaison humide et enfin de pouvoir donner une durée assez longue de servitude.

Les autres accès pour les travaux de chantier seront accomplis pendant la période de réalisation.

V.6. 2. Aménagement du site

Le site de l'aménagement doit être protégé contre toute éventuelle abstraction où contre tous autres phénomènes de destruction qui peut provoquer une déstabilisation des ouvrages d'art

Pour cela il faut mettre tous les outils et les ouvrages nécessaires de combattre les risques comme par exemple aménagement des petits Chaabat et rigole, protection et remplissage des fouilles, protection des talus par le reboisement et aussi correction torrentielle des lits des oueds affluent afin d'éviter ou minimiser les risques de d'envasement et de charriage.

CHAPITRE VI :

Organisation de chantier et sécurité de travail

VI.1. Introduction

La bonne connaissance du site d'un barrage et sa conception judicieuse ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance capitale pour la réussite de l'aménagement. Il est donc nécessaire de s'assurer que le chantier est confié à un exécutant compétant et expérimenté et que celui-ci dispose effectivement de tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans des bonnes conditions.

VI.2. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction

VI.2.1. Le maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

VI.2.2. Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VI.2.3. L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné. Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la **Fig. (XI.1)**.

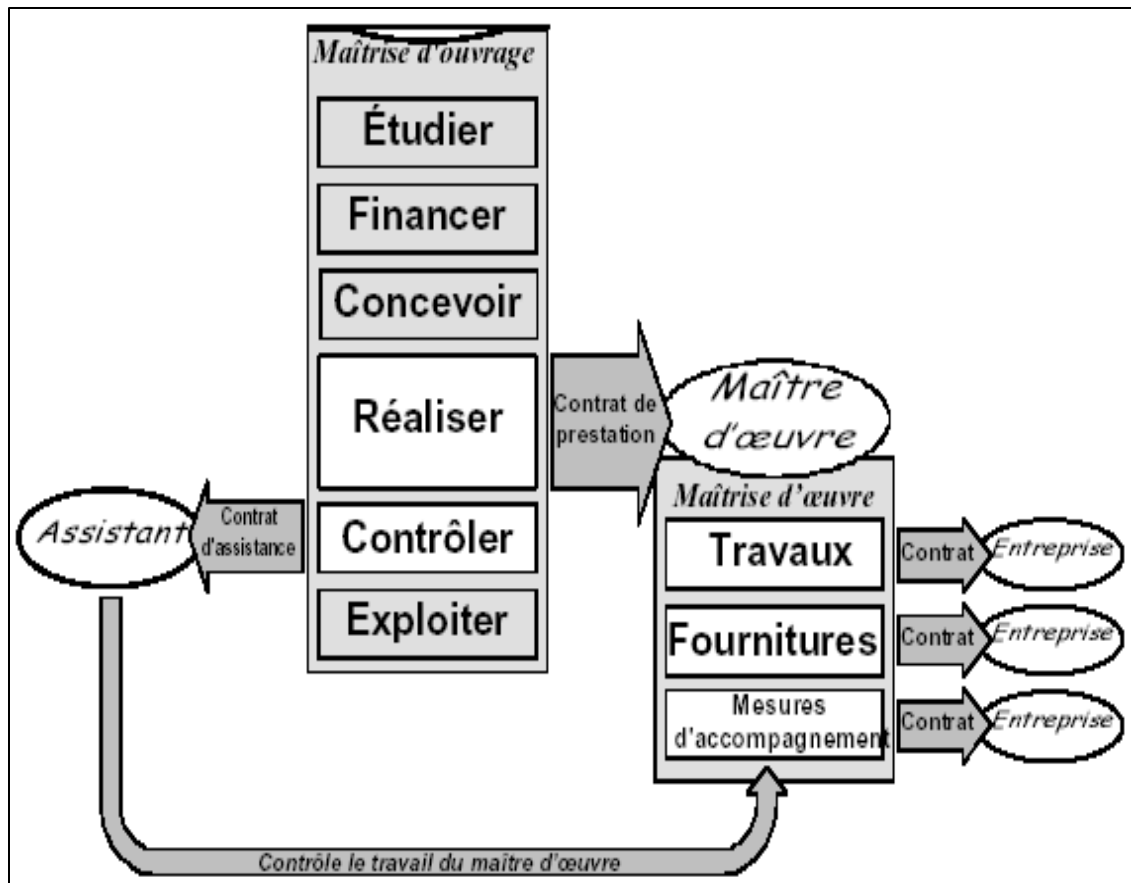


Figure VI. 1 La relation et les rôles des intervenants sur chantier

VI.3. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite des terrains spacieux, afin de pouvoir aménager les divers aires de stockages, ouvrir des pistes de circulation d'engins, les occupations progressives par les locaux, les engins, les postes fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

VI.3.1. Installations destinées au personnel

Généralement, ce sont des dortoirs, des réfectoires, des installations sanitaires et des bureaux de chantier.

VI.3.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments, nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton on doit prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats. Les aciers sont stockés des baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.

VI.3.3. Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.3.4. Installation destinée pour la préfabrication

Cette installation est constituée de hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

VI.3.5. 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.

VI.3.6. Réalisation du barrage en terre

La bonne connaissance du site de barrage et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance primordiale pour la réussite des opérations de construction. Il est donc nécessaire d'assurer que le chantier est confié à tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions.

VI.4. Les moyens de chantier

VI.4.1. Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VI.4.2. Les moyens matériels

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type de barrage et le matériel spécifique. Pour l'ensemble de matériel on doit mentionner les marques, les types, les puissances, les rendements et le nombre des engins affecter au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

VI.4.3. Le matériel de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblaiement – enrochement ...).

- Le bulldozer.
- Pelle mécanique.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.
- Décapeuse.
- Niveleuse et les camions.

VI.5. Le matériel lié au type de barrage

VI.5.1. Le matériel de compactage

Le compactage des remblais fait appel à des engins spécialisés dont les plus courants se récapitulent comme suit :

1. Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de la quasi-totalité des sols.
2. 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.
3. Les compacteurs à pied dameurs : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

VI.5.2. Le matériel de bétonnage

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur – tunnel de dérivation ...).

VI.5.3. Le matériel spécifique

On utilise comme matériel :

1. Les engins de forage et d'injection.
2. Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VI.6. La succession des travaux

VI.6.1. Travaux préparatoires

Ils consistent essentiellement en

1. L'aménagement des accès et de la circulation pour la desserte de chantier.
2. Le piquetage d'implantation des ouvrages.
3. Les travaux d'aménagement des emprises et préparation des zones d'emprunt.
4. Déboisement de la cuvette et décapage des fondations.
5. La réalisation des ouvrages de dérivation.

VI.6.2. Accès et circulation

On prévoit des routes pour lesquelles on pourra accéder à tous les biefs de l'ouvrage durant la période de construction et même en période d'exploitation.

Les engins utilisés dans cette opération sont :

- Le bulldozer : Pour l'exécution des déblais et des remblais.
- La pelle : Pour l'extraction des alluvions.
- Les camions benne : Pour le transport des matériaux.
- La niveleuse et le compacteur à pneus : Pour les travaux de finition.

VI.6.3. Le piquetage

L'implantation des ouvrages consiste à matérialiser par rapport à des points de référence fixes, l'axe et l'assiette du barrage et les ouvrages annexes tels que les canalisations, les drains et l'évacuateur.

VI.6.4. Aménagement des emprises

Il concerne les emprises du barrage et de ses ouvrages annexes et celles des ballastières et des aires de stockage de la cuvette.

Les travaux d'aménagement d'emprise comprennent :

- L'abattage des arbres.
- Le décapage des terres végétales.
- La démolition et / ou le démontage des constructions et / ou clôtures.
- Le traitement des éventuelles venues d'eau.
- La scarification et le compactage de l'assise avec l'élimination des gros blocs.

VI.6.5. Dérivation et protection contre les eaux

Elle consiste à protéger le chantier contre les crues durant la période de construction et cela en prévoyant les moyens et les ouvrages aptes à évacuer les eaux et à les éloignées des zones de construction afin d'éviter tous dégâts humaines et matériels.

VI.7. Exécution de la digue

Travaux de préparation de l'assise de la digue :

VI.7.1. Décapage de la couche végétale

1. Pour le creusage et les déplacements des terres on utilise les bulldozers.
2. Pour les chargements on utilise les chargeurs.
3. Pour les transports des remblais on utilise les camions benne.

VI.7.2. Exploitation des carrières

1. Les décapages des couches superficielles et leur transport vers les dépôts provisoires se feront à l'aide des bulldozers muni de rippers.
2. On doit procéder à un aménagement des fosses de ceinture tout autour de la carrière.
3. On doit encore procéder à un aménagement des rampes pour permettre tous les accès.

VI.8. Choix des engins

VI.8.1. Engin de prélèvement

Les engins utilisés pour les prélèvements sont des combinés hydrauliques « chargeuse » muni d'une pelle rétro et d'un dragueur.

Le rendement de l'excavateur :

$$\text{Le rendement de l'excavateur est donné par : } R_{ex} = \frac{g \cdot n \cdot K_R \cdot K_U}{K_a}.$$

n : Nombre de cycle de l'excavateur ; $n = 3600 / T$.

T : Durée d'un cycle ; $T = 20 \text{ s}$.

g : Capacité du godet de l'excavateur ; $g = 2 \text{ m}^3$.

K_R : Coefficient de remplissage du godet de l'excavateur ; $K_R = (0,8 \div 0,9)$.

K_a : Coefficient d'ameublissement du sol ; $K_a = (1,14 \div 1,25)$.

K_U : Coefficient d'utilisation ; $(0,7 \div 0,9)$.

On prend : $K_R = 0,85$. $K_a = 1,20$. $K_U = 0,8$.

$$AN : R_{ex} = 204 \text{ m}^3$$

VI.8.2. Le rendement des camions bennes

$$R_{cb} = 60 \cdot Q \frac{K_i \cdot K_U}{T}.$$

Q : Capacité du camion benne ; $Q = 5 \div 7 \text{ g}$.

g : Capacité du godet de l'excavateur ; $g = 2 \text{ m}^3$.

$Q = 5 \text{ g}$, donc $Q = 10 \text{ m}^3$.

K_i : Coefficient d'uniformité de présentation du camion de charge ; $K_i = 0,9$.

K_U : Coefficient d'utilisation du camion benne pendant les travaux ; $K_U = 0,85$.

T : Durée du cycle de travail du camion benne.

$$T = t_1 + t_2 + t_3 + t_4 + t_5.$$

t_1 : Durée de chargement d'un camion ; $t = 2 \text{ mn}$.

t_2 : Durée de chargement de l'excavateur ; $t_2 = \frac{60.Q.K_r}{R_{ex}} = 2,5 \text{ mn.}$

t_3 : Temps de transport des terres ; $t_3 = 5 \text{ mn.}$

t_4 : Temps de déchargement des terres ; $t_4 = 1 \text{ mn.}$

t_5 : Temps de retour ; $t_5 = 4 \text{ mn.}$

$T = 14,5 \text{ mn, donc ;}$

$$R_{cb} = 32 \text{ m}^3/\text{h}$$

VI.8.3. Nombre des camions bennes

$$n = \frac{R_{ex}}{R_{cb}}, \text{ donc ; } n = 7 \text{ camions bennes.}$$

VI.8.4. Engin de nivellement

Le rendement de cet engin est donné par : $R_n = q.n.K_i.K_p$.

q : Volume du sol devant la lame de niveleuse.

$$q = 0,5 H^2 L = 0,5 (0,79)^2 4,27 = 1,33 \text{ m}^3.$$

n : Nombre de cycle pour une opération complète ; $n = 3600 / T$.

T : Durée d'un cycle ; $T = 20 \text{ s.}$

K_p : Coefficient de perte de sol ; $K_p = 1,03$.

K_u : Coefficient d'utilisation du temps ; $K_u = 0,85$.

$$AN : R_n = 210 \text{ m}^3/\text{h}$$

VI.9. Les recharges

Rendement des chargeurs

Les chargeurs utilisés ont une capacité de ; 8 m^3 .

Le rendement est donné par : $R_{ch} = \frac{g.n.K_r.K_u}{K_a}$.

On a ; $K_r = 0,8$ $K_u = 0,85$ K_a : Coefficient de foisonnement ; $K_a = 1,4$.

$$AN : R_{ch} = 699 \text{ m}^3/\text{h}$$

VI.10. Le devis estimatif

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1 calcul de devis estimatif

N°	Désignation des	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
A	La digue				
1	Décapage	m ³	1130.2	200	226040
2	Remblai	m ³	71961.35	300	21588405
3	Déblai	m ³	4150	300	1245000
4	Sable.	m ³	1046.25	500	523125
5	Gravier.	m ³	1046.25	300	313875
6	Enrochement.	m ³	2097.5195	250	524379.875
7	Gravier +bitume.	m ³	105.7	450	47565
B	Evacuateur de crue				
1	Déblai.	m ³	340.0221	300	102006.63
2	Remblai	m ³	33.8471046	300	10154.1314
3	Béton.	m ³	247.574995	42000	10398149.8
4	Enrochement.	m ³	58.6	250	14650
C	Vidange de fond				
1	Déblai	m ³	3235.745	300	970723.5
2	Remblai.	m ³	3153.335	300	946000.5
3	Béton.	m ³	66.64	42000	2798880
4	Conduite 500mm	ml	122	1500	183000
5	Vanne 400mm.	U	2	60000	120000
Montant global	40011954.44				

Les travaux divers tel que (l'installation du chantier, aménagement des pistes au site et à la zone d'emprunt, l'énergie électrique, alimentation en eau, équipement hydromécanique etc) sont estimés d'après l'importance de l'ouvrage à 5% du montant de réalisation de la digue.

$$24468389,9 \times 0,05 = 1223419,49 \text{ DA}$$

Donc le montant totale de la retenue collinaire est de : **42458793.43DA**

VI.11. Planification

VI.11.1. Définition de la planification

La planification des travaux consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est d'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).

VI.11.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

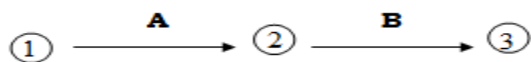
- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

VI.11.2.1. Méthodes basées sur le réseau

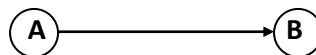
✓ Définition du réseau

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".



- **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.

✓ Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

1. Etablissement d'une liste des tâches ;
2. Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération ;
3. Construction des graphes partiels ;
4. Regroupement des graphes partiels ;

5. Construction du réseau.

VI.11.2.2. Méthode C.P.M (criticul pat méthode)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes:

1. Collection des informations.
2. Décomposition du projet.
3. Définition de la relation entre les tâches.
4. Attribution des durées.
5. Construction du réseau.

✓ les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables pour 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

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases} \quad .(VI.1)$$

✓ **Chemin critique (C.C)**

- ✓ C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P_{cc} \end{cases} \quad .(VI.2)$$

✓ **Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels).
2. Dimensions du projet.

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \quad .(VI.3)$$

Avec: $\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$

VI.11.2.3. La durée des différentes opérations

Tableau VI. 2 la durée des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	1
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	1
Phase 03 : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	C	2
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt ;	D	2
Phase 05 : déboisement de la cuvette ;	E	3
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
Phase 07 : approvisionnement du filtre	G	2
Phase 08 : mise en place un système de drainage	H	1
Phase 09 : remblai compacté	I	4
Phase 10 : excavations de l'évacuateur de crues	J	1
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
Phase 12 : revêtements de talus	L	3
Phase 13 : équipements hydraulique	M	1
Phase 14 : travaux des finitions	N	2

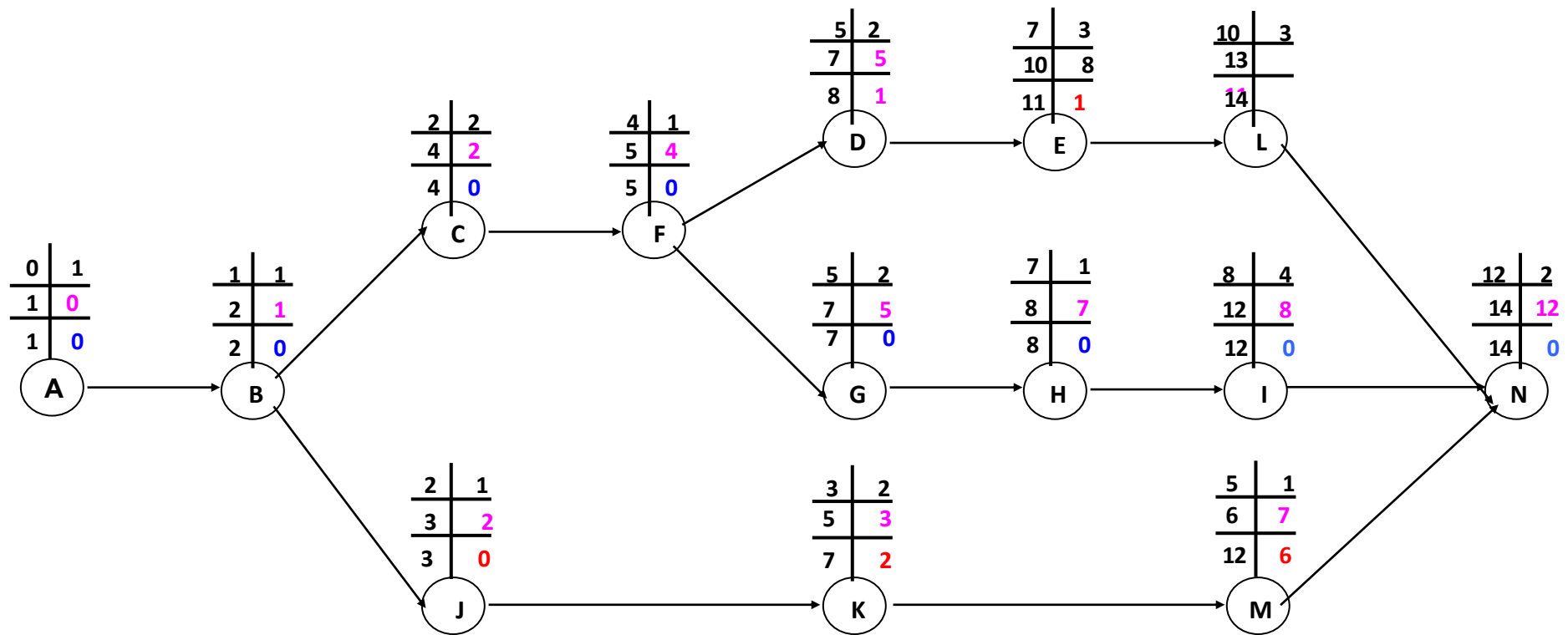


Figure VI. 1 Réseau à nœuds

VI.11.2.4. Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) détermination des chemins critiques

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 3 détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	2	4	0
D	2	5	7	5	8	1
E	3	7	10	8	11	1
F	1	4	5	4	5	0
G	2	5	7	5	7	0
H	1	7	8	7	8	0
I	4	8	12	8	12	0
J	1	2	3	2	3	0
K	2	3	5	3	7	2
L	3	10	13	11	14	1
M	1	5	6	7	12	6
N	2	12	14	12	14	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire AL Ansar est égal à 14 mois.

Tableau VI.04 : Programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire AL Ansar

Phase de réalisation	Mois 01	Mois 02	Mois 03	Mois 04	Mois 05	Mois 06	Mois 07	Mois 08	Mois 09	Mois 10	Mois 11	Mois 12	Mois 13	Mois 14
Phase01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier pour le chantier ;	1													
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de dérivation provisoire ; vidange		1												
Phase 03 : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage			2											
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt						2								
Phase 05 : déboisement de la cuvette								3						
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations					1									
Phase 07 : approvisionnement du filtre						2								
Phase 08 : mise en place un système de drainage								1						
Phase 09 : remblai compacté									4					
Phase 10 : excavations de l'évacuateur de crue			1											
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues				2										
Phase 12 : revêtements de talus											2			
Phase 13 : équipements hydraulique						1								
Phase 14 : travaux des finitions													2	

VI.12. Protection et sécurité de travail

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

VI.12.1. Comité de sécurité

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

VI.12.2. Instructions structurelles sur la sécurité

VI.12.2.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

VI.12.2.2. Instructions à donner au Chef d'équipe

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

✓ Réunion matinale en matière de sécurité

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

✓ Mise en ordre du chantier

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

VI.12.2.3. Contrôle et entretien du matériel

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle périodique et son résultat sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plateforme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les garde corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles aux cordages, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectuer et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

Les installations, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporter les charges et les efforts auxquels ils sont soumis.

En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvre sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

VI.12.2.4. Organisation du service de la sécurité d'ouvrage

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

VI.12.2.5. Principes fonctions du service de sécurité

✓ Etudes

- Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire.
- Rapport avec l'administration.

✓ Exécution

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

✓ Contrôle

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

✓ Animation

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.

- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

VI.12.3. Cause des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

VI.12.3.1 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 faciliter.

VI.12.3.2 Causes techniques

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

VI.12.3.3 Conditions dangereuses dans le chantier

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

VI.12.3.4 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.

VI.12.4. Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

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.

VI.13.Recommandations

Compte tenu des indices économiques calculés notamment R1, R2 et R3 qui donnent une approche sur la fiabilité de l'ouvrage du point de vue économie.

$$R_1 = \frac{VolumeTotal}{VolumeRemblai} \quad (VI.4)$$

$$R2 = \frac{VolumeUtile}{VolumeRemblai} \quad (VI.5)$$

$$R3 = \frac{VolumeRégularisé}{VolumeRemblai} \quad (VI.6)$$

Le volume de remblai est calculé d'après les coupes en travers de la digue .

Le volume de remblai total = 71961,35 m3

AN

$$R_1 = \frac{260000}{71961.35} = 3,17 > 3$$

$$R2 = \frac{180000}{71961.35} = 2,52 \cong 3$$

$$R3 = \frac{311000}{71961.35} = 3,49 > 3$$

Les indices économiques calculés R1, R2 et R3 donnent une idée que la retenus projeté est techniquement faisable du point de vue de stockage et irrigation.

VI.14. conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire, faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement

CHAPITRE VII :

L'impact sur l'environnement

VII.1. Introduction

La construction de la nouvelle retenue est encadrée par la réforme sur le volume relevable et nécessite selon les cas, une déclaration ou une autorisation impliquant de mener une étude d'impact du projet, évaluant les effets cumulés avec les autres projets équivalents connus. Cependant, la question de l'impact cumulé d'ouvrage de stockage d'eau sur un même bassin versant est mal appréhendée. Il n'existe pas pour l'instant de méthodologie adaptée au niveau national. Les bureaux d'étude et les services de l'Etat font ainsi face à un manque d'outils et de méthodes opérationnels pour instruire les projets de nouvelles retenues, mais on va essayer dans ce chapitre-là de traiter ces impacts de manière générale. Pour réduire significativement les effets négatifs par la suite.

VII.2. Impact hydraulique de retenue collinaire

En aval des barrages, en raison des changements qui affectent les caractéristiques des débits, tous ces processus sont modifiés à degrés divers, il s'ensuit un changement de l'évolution morphologique des chenaux. Les sections suivantes font un état succinct des principaux changements pouvant être observés en aval des barrages.

VII.2 .1. Impact sur le débit

Le débit est la variable la plus importante contrôlant la nature fondamentale des ruisseaux et des rivières .les modifications du débit causées par la construction des barrages altèrent sans contredit la structure et la fonction des écosystèmes fluviaux .les effets sur les caractéristiques hydrologique du cours d'eau, engendrés par les barrages, sont reliés étroitement à la forme du réservoir.au contrôle du débit lors du relâchement et aux périodes de crue. Dès qu'il y a construction d'un barrage, il Ya un certain effet sur le régime naturel présent auparavant, à l'exception de situations d'inondations extrêmes ou les effets du barrage n'auront aucun impact .les caractéristiques du barrage peuvent avoir un impact important sur le débit et certain paramètres des débits peuvent être grandement influencés .En effet, certaines études ont montré que les débits moyens annuels peuvent être modifiés à l'aval du barrage. Des baisses de débit peuvent se produire en aval des barrages lorsqu'on rencontre une situation ou les eaux doivent être détournées .les branches de la rivière qui accueilleront ce détournement auront quant à elles une augmentation de leurs débit. Les débits peuvent aussi être modifiés par la demande humaine. En effet, les demandes d'eau d'irrigation peuvent modifier et même inverser les débits maximums journaliers. Dans ce même ordre d'idée, des changements pourront se produire à l'échelle saisonnière et annuelle.

VII.2 .2. Impact sur la charge sédimentaire

Le débit n'est pas le seul paramètre influencé par les barrages. Le transport des sédiments sera également affecté. Nous retrouvons différents types de sédiments influençant par le fait même leur transport. La charge de fond représente les sédiments qui sont transportés sur le fond des cours d'eau. Cette charge requiert une plus grande énergie lors du transport comparativement à la charge en suspension qui représente la portion des sédiments qui est maintenue en suspension pour une certaine distance et qui se dépose une fois la turbidité diminue. Ces sédiment fins sont gorgés d'eau et influencent directement la morphologie de la cour d'eau. La charge sédimentaire d'un cours d'eau est un processus

naturel qui dépend des processus d'érosion du bassin versant et de l'intensité des pluies .il en ainsi pour une rivière naturelle, par contre dans le cas l'on érige un barrage, il nous faut tenir compte d'autres facteurs .dépendamment du réservoir, une grande quantité de sédiment restera emprisonnée, relâchant seulement une partie de la charge accumulée en amont. Cet effet de trappe peut être prédit par la courbe de Brune qui met en lien la capacité du réservoir et les débits .Cependant Chien a remarqué que même s'il y avait des relâchements important de débit .avec une charge importante en sédiment, ceux –ci ne sont pas nécessairement impliqués dans la formation des chenaux, lors de situation ou les sédiments sont très fins.

VII.2 .3. Impact sur le profil longitudinal et le profil transversal

Plusieurs paramètres peuvent influencer le profil longitudinal d'une rivière que ce soit le débit, la charge sédimentaire ou son contexte granulométrique. Lorsque le débit subit une modification externe, la charge naturelle du régime devient irrémédiablement altérée. Ceci modifie par conséquent l'évolution et le comportement du profil longitudinal (Wellmeyer et al. 2005). Un débat subsiste quant à la charge sédimentaire nécessaire pour altérer et modifier significativement la trajectoire d'un cours d'eau (Wellmeyer et al, 2005). Schumm (1968) a observé que les méandres sinueux étaient caractérisés par un ratio largeur/profondeur faible et un pourcentage élevé de limon et d'argile. Quand la charge du lit diminue, le chenal devient un canal plus étroit et plus profond qui a tendance à vouloir créer des méandres.

Le profil transversal se mesure communément comme un rapport entre la largeur et la profondeur. Ce ratio augmentera simultanément avec une augmentation du débit et de l'érosion des berges. La présence de végétation est un paramètre qui a un impact sur l'évolution de l'érosion des berges. Plusieurs paramètres ont été classés et regroupés afin d'obtenir un portrait juste du profil transversal. Le premier groupe se compose des paramètres reliés aux bancs, tels la hauteur, la pente, le type du matériel (cohésif ou non). Le deuxième groupe se compose des paramètres reliés au chenal tels, l'effet de cisaillement sur les bancs, la forme en plan, la charge sédimentaire, etc. Le troisième groupe se compose des paramètres reliés à la végétation, tels que la diversité, la concentration de la végétation et la vigueur de celle-ci (Brandt, 2000).

VII.2.3.1. Taux de changement et temps de réponse du système fluvial

Le barrage amène un effet certain sur le chenal en aval .Dès le début de la construction, des changements en sont la cause. Pour être juste dans l'analyse de l'évolution du barrage, il est préférable d'observer les effets du début de la construction du barrage peut prendre plusieurs année de construction .L'évidement, l'étendue des impacts réel sera connue que lorsque le barrage sera complètement opérationnel.

VII.2 .4. La classification des impacts morphologiques induits par les barrages selon Brandt

De nombreux auteurs ont proposé des modèles d'évolution morphologiques des chenaux en aval des barrages en fonction des changements qui affectent les deux variable majeures : les débits et la charge sédimentaire .parmi ces modèles, celui proposé par Brand(2000) nous parait le plus complet. En effet, cet auteur a proposé neuf types d'évolution morphologiques des chenaux qui peuvent être observés en aval des barrages. Ceux-ci seront

présentés de manière succincte. Dans cet exposé Q représente le débit, L, la charge sédimentaire et K la capacité de transport

✓ **Pour un débit décroissant**

Tableau VII. 1 cas d'un débit croissant

L<K	L=K	L>K
Lorsqu'il y a diminution du débit, l'érosion du cours d'eau peut se produire tout de même lorsqu'il s'agit de sédiments fins, mais il est également probable que la diminution du débit fera en sorte qu'il y aura incapacité à éroder ou à transporter les sédiments présent avant la construction du barrage .cette situation amènera une diminution significative du profil transversal et une tendance à formation de terrasse.	La construction du barrage peut amener une situation où l'écoulement décroît, mais la charge sédimentaire égale la capacité de transport du cours d'eau (diminution du Q et L=K) dans cette situation, il y aura diminution significative du profil transversal qui amènera une diminution de la profondeur .il y aura aussi tendance à la formation de terrasse .celle-ci sera accompagnée de nouvelles plaines inondables à des endroits du chenal qui était à l'origine sec. Puisque la charge sédimentaire égale la capacité de transport dans ce cas-ci, il y aura peu de dégradation subie par le chenal.	Dans cette situation on observe dans le chenal une diminution du profil transversal qui se traduit par une réduction de profondeur et/ou de la largeur. Cette situation bien que rare, peut se produire.il en advient ainsi lorsque les sédiments peuvent traverser le barrage.

✓ **Pour un débit stable**

Tableau VII. 2 cas d'un débit stable

L<K	L=K	L>K
Lorsqu'il y a diminution du débit, l'érosion du cours d'eau peut se produire tout de même lorsqu'il s'agit de sédiments fins, mais il est également probable que la diminution du débit fera en sorte qu'il y aura incapacité à éroder ou à transporter les sédiments présent avant la construction du barrage .cette situation amènera une diminution significative du profil transversal et une tendance à	La construction du barrage peut amener une situation où l'écoulement décroît, mais la charge sédimentaire égale la capacité de transport du cours d'eau (diminution du Q et L=K) dans cette situation, il y aura diminution significative du profil transversal qui amènera une diminution de la profondeur .il y aura aussi tendance à la formation de terrasse .celle-ci sera accompagnée de nouvelles plaines inondables à des	Dans cette situation on observe dans le chenal une diminution du profil transversal qui se traduit par une réduction de profondeur et/ou de la largeur. Cette situation bien que rare, peut se produire.il en advient ainsi lorsque les sédiments peuvent traverser le barrage.

formation de terrasse.	endroits du chenal qui était à l'origine sec. Puisque la charge sédimentaire égale la capacité de transport dans ce cas-ci, il y aura peu de dégradation subie par le chenal.	
------------------------	---	--

✓ **Pour une augmentation de débit**

Tableau VII. 3 cas de l'augmentation du débit

L<K	L=K	L>K
Dans cette situation, il y aura augmentation du profil transversal en raison de l'érosion du lit et des rives du chenal. la déviation du courant peuvent avoir comme conséquence de débit amenant l'augmentation de l'aire transversale (Brandt 2000).	Après la construction du barrage, le débit augmente et la charge sédimentaire égale la capacité de transport du cours d'eau. L'augmentation de débit aura pour effet d'approfondir et d'élargir le chenal (Brandt 2000).	Il peut arriver ou l'écoulement croît et la charge sédimentaire dépasse la capacité de transport du cours d'eau. Dans cette situation, il y aura une augmentation de l'aire du profil transversal qui se traduira par des dépôts de matériel et une élévation du niveau du lit. Par contre, and certains cas si le débit est très concentré, les effets seront inverses, comme cela s'est produit en Chine (Brandt, 2000).

Source (L, AURY 2012)

VII.3. Impact écologique

Les impacts écologiques prévisibles du projet de la retenue sont liés aux différentes phases de réalisation du projet.

VII.3 .1. En phase de réalisation

- ✓ les chantiers de construction des ouvrages, y compris zones d'emprunts.
- ✓ la création de la retenue de stockage d'eau,
- ✓ les usages de l'eau, en outre l'utilisation de la ressource.
- ✓ la disparition d'un espace utilisé par l'agriculture du fait de la mise en eau de la cuvette, la transformation des sites et du paysage.
- ✓ Faune et flore

Les travaux nécessaires à la réalisation des pistes de chantiers, à la création des ouvrages, et à l'implantation temporaire des installations de chantiers vont détruire des végétaux, des

groupements d'espèces et des habitats pour les espèces animales qui fréquentent les espaces correspondants. Les terres qui seront touchées par la retenue sont :

Tableau VII. 4 Etat parcellaire

N° PARCELLE	NOM	PRENOM	SURFACE ha
1	Héritier Bahoulis		1ha03ar89m ²
2	Baholes	Zakia/Rachida/Wareda Bachagha/Maamar/salah	1ha74ar80 m ²
3	Héritier Zennir		1ha21ar59 m ²
4	Domaine public hydraulique(DPH)		2ha69ar15 m ²

NB : Les surfaces sont délimitées pour une hauteur non définitive de la digue, mais elles sont plutôt majorées.

- ✓ La submersion des quelques surfaces de terres cultivées aura le même type de conséquences pour les espèces qui leur sont liées.
- ✓ la présence de la retenue va entraîner la création de nouveaux biotopes et favoriser l'installation d'espèces inféodées à l'eau et adaptées aux conditions de fluctuation du niveau de la retenue. Il y aura donc transformation des conditions de milieux et des écosystèmes locaux associés.
- ✓ Les chantiers provoqueront en outre des dérangements pour la faune : bruit, poussière, va et vient, vibration...

Ces nuisances pousseront les animaux qui le peuvent à se déplacer et à rechercher de nouveaux espaces d'accueil aux environs de la retenue. Ceci ne sera possible que dans la mesure où ils retrouveront le même type d'habitat pour les espèces les plus spécialisées ou les moins opportunistes et dans la limite des phénomènes de territoires.

- ✓ la disparition des terres agricoles correspondant à l'emprise de la cuvette de la retenue d'une part et la réduction de la disponibilité en eau d'irrigation pour les terres cultivées d'autre part. Cet effet va être particulièrement sensible pendant toute la période de remplissage du réservoir, puisque l'essentiel du débit va être stocké. Mais cet effet sera également sensible en période de fonctionnement normal de la retenue « impacts en phase exploitation ».
- ✓ L'eutrophisation

Dans la Directive de la loi sur l'eau du 21/05/1991, l'eutrophisation est définie comme « l'enrichissement de l'eau en éléments nutritifs, notamment en composés de l'azote et / ou du phosphore, provoquant un développement accéléré des algues et des végétaux d'espèces supérieures qui perturbe l'équilibre des organismes présents dans l'eau et entraîne une dégradation de la qualité de l'eau en question » et peut avoir lieu naturellement, ou bien être le résultat d'une pollution anthropique.

L'augmentation des concentrations en éléments nutritifs comme l'azote et le phosphore dans l'eau va permettre un important développement d'algues microscopiques que l'on appelle le bloom.

Au début de l'eutrophisation, les algues se développent et la quantité d'oxygène dissous dans l'eau augmente dans un premier temps du fait de la photosynthèse puis chute rapidement. Ces organismes meurent, tombent sur le fond et vont être dégradés. Leur dégradation et leur minéralisation vont consommer de l'oxygène. Cette chute du taux d'O₂ dans l'eau va causer la disparition de nombreuses espèces aquatiques. Parallèlement, des algues toxiques vont proliférer en surface. L'eutrophisation provoque donc la mort du plan d'eau.

VII.4. Impact socio-économique

- ✓ Les travaux de construction des ouvrages constituent une source potentielle importante :
 - d'emplois locaux. Les entreprises en charge des travaux devraient vraisemblablement faire appel à de la main d'œuvre locale.
 - d'activité économique induite, par exemple pour l'hébergement et la restauration des équipes des chantiers,
 - de débouchés pour les ressources naturelles locales en complément des matériaux extraits dans la cuvette du barrage.
- ✓ Les compétences nécessaires à la réalisation des ouvrages vont être recherchées aussi bien sur place qu'à l'extérieur de la région pour les emplois les plus spécialisés ou pour l'encadrement.
- ✓ Les personnels non résidant dans la région seront à l'origine de dépenses de type hébergement, restauration, transports qui seront injectées dans l'économie locale.
- ✓ entraînement des nuisances pour les riverains tel que le bruit, la poussière et pollution atmosphérique ainsi que la modification des conditions de circulation qui va engendrer un encombrement sur les routes d'accès .
- ✓ La propagation et la dispersion des poussières. Ces poussières peuvent créer des gênes et nuisances aux habitants tels que les effets induits sur les productions maraîchères familiales ou agricoles et des effets induits sur la santé.
- ✓ Les chantiers peuvent également être à l'origine :
 - d'accroissement des risques d'accidents de la circulation, à la fois à cause de :
 - l'augmentation du trafic camions ;
 - les salissures de chaussées provoquées par les camions, qui peuvent rendre les routes glissantes ;
- ✓ En cas de rupture, des pertes humaines et économiques considérables.

VII.5. Mesures pour minimiser les impacts négatifs éventuels

La recommandation principale pour pallier les nuisances consiste à organiser le fonctionnement des chantiers en tenant compte des habitudes de vie et des contraintes des habitants proches des sites à aménager et à faire une information ciblée auprès de la population. Et Pour limiter les nuisances sonores, il est recommandé :

De retenir des horaires de chantier diurnes et pour les jours ouvrés exclusivement dans les secteurs à proximité des habitations, les nuisances sonores étant mieux supportées en période

d'activité de jour qu'en période nocturne de repos. Les horaires habituels sont 8h-12h et 13h-17h.

- ✓ De localisé les plates-formes "bases de vie", parc de matériels, zones de stockage des matériaux à l'écart des lieux habités.
- ✓ D'utiliser des d'engins qui répondent aux normes en vigueur en matière de limitation des émissions sonores.
- ✓ d'informer la population sur les travaux et leur avancement.
- ✓ D'étudier des plans de circulation qui permettent de maintenir des accès pour les habitants.
- ✓ D'adopter des horaires qui permettent de décaler les utilisations de voies d'accès si nécessaire.
- ✓ De procéder à des nettoyages de chaussée en cas de risque de chaussée rendue glissante ;
- ✓ De remettre en état les chaussées dégradées, à la fin des travaux ;
- ✓ D'informer la population sur les plans de circulation, par exemple par voie d'affichage dans les lieux habités et sur les voies d'accès.

En matière de paysages, il conviendra de veiller au nettoyage des zones de chantiers à la fin des travaux de façon à ne pas laisser sur place des matériaux, vieux matériels, etc.... susceptibles d'être assimilés à des déchets ou rebuts. Adapter la gestion de la retenue

VII.6. Précautions lors des travaux

VII.6 .1. Précautions vis-à-vis des personnels

Les précautions à prendre pour assurer la sécurité des ouvriers seront conformes aux dispositifs réglementaires en vigueur et imposées aux entreprises. L'intervention d'un coordonnateur - ou d'une cellule de coordination - pourra améliorer la sécurité générale. Ce coordonnateur sera en mesure de proposer des adaptations en fonction d'évolution de la situation ou d'événements imprévisibles.

VII.6 .2. Précautions pendant la phase chantier

Diverses dispositions seront prises et imposées aux entreprises pendant les travaux pour limiter les risques de pollution des cours d'eau pendant les chantiers de construction. Dans tous les cas les entreprises auront l'obligation d'assurer (ou de faire procéder) le stockage provisoire, le transport et l'élimination des déchets selon les règles en vigueur (des dispositions différentes pourront être retenues selon la nature des déchets produits) et, dans tous les cas d'éloigner ces déchets des cours d'eau.

De même, les entreprises auront l'obligation de procéder à une vérification périodique des matériels tant au niveau des émissions de gaz d'échappement que des niveaux sonores et de l'étanchéité des réservoirs d'huile et de carburant.

VII.6 .3. Précautions par rapport au risque de rupture du barrage

Pour éviter qu'une telle catastrophe ne se produise, les moyens à mettre en œuvre interviennent à plusieurs stades de la vie du projet : lors des études, de la construction, de l'exploitation

VII.6.3.1. Pendant la phase d'étude

- ✓ Le dimensionnement du barrage doit être effectué dans les règles de l'art ; l'étude de stabilité est un point clef du dimensionnement pour laquelle les différents cas de charges normaux et extrêmes (prise en compte du risque sismique) doivent être examinés ;
- ✓ Les études d'exécution doivent être menées rigoureusement en adaptant si nécessaire le projet compte tenu des conditions géologiques réelles rencontrées. Dans le cas d'Oued AL Ansar, la bonne qualité de la fondation est un élément favorable indéniable

VII.6.3.2. En phase de réalisation (des travaux)

- ✓ S'assurer que l'ouvrage est construit conformément aux spécifications techniques du marché de travaux et acter de toutes les modifications apportées au cours de l'exécution.
- ✓ A ce titre l'établissement des plans « conformes » à exécution et d'une monographie exhaustive de la construction (Rapport de Travaux) est l'assurance de pouvoir comprendre après coup l'origine de tout incident qui surviendrait ;
- ✓ S'assurer que le dispositif d'auscultation préconisé est effectivement mis en place et opérationnel de suite ;
- ✓ Suivre et analyser la phase critique de première mise en eau, qui est toujours très révélatrice de désordres cachés, en respectant les paliers de mise en eau recommandés

VII.6.3.3. En phase d'exploitation

Surveiller régulièrement le comportement du barrage et le fonctionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crues, vidange de fond), par le biais des dispositifs d'auscultation et de visites et fonctionnements périodiques des dispositifs de vannage. Avant l'annonce d'une crue, dans les situations critiques au cours desquelles le barrage pourrait déverser, il est primordial d'assurer une gestion anticipée du réservoir. Mettre en œuvre, à l'aval du barrage, un dispositif d'alarme, destiné à prévenir les populations à l'aval, en cas de risque majeur. Cela suppose la mise en œuvre d'un plan global de sensibilisation du public et d'évacuation.

VII.7. Conclusion

La construction de retenues collinaires peut être indispensable dans certains cas, notamment dans un contexte d'explosion démographique. Il est difficile de trouver un site qui n'occasionnera que les impacts positifs sur le milieu environnant, les contraintes topographiques, géologiques et hydrologiques étant très importantes en milieu montagnard. Si les enjeux économiques sont jugés prédominants, il peut exister des mesures visant à réduire les impacts ou à les compenser. Lors de la présentation du projet, des mesures compensatoires sont proposées par l'Agence Nationale pour la Conservation de la Nature (ANN) pour notre site ainsi qu'une étude d'impacts complète qui fera un de nos objectifs principaux.

Conclusion générale

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous avons essayé d'étudier l'ensemble des aspects qui concernent le dimensionnement de la retenue d'Al Ansar de la Wilaya de Constantine.

L'ensemble des éléments qui ont été étudiés ont concerné les données de la morphologie du site, la topographie, la géologie, l'hydrologie et la mécanique des sols cela a conduit à établir une étude comparative et rationnelle des variantes, pour dégager la plus adéquate tout en vérifiant sa stabilité.

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier en détail les principales caractéristiques de la digue. Ce travail a permis de tirer les conclusions suivantes :

- ❖ Du point de vue géologique, le site proposé est avéré favorable à l'implantation d'une retenue.
- ❖ Le choix d'un barrage type «digue en terre homogène »
- ❖ Evacuateur de crue latéral sera réalisé sur la rive gauche.
- ❖ On constate que les zones d'emprunt prospectées ont des volumes très importants, bien au-delà des besoins nécessaires pour la réalisation du corps de la digue.
- ❖ La stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tous les cas de sollicitation.

- ❖ Le barrage peut assurer le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres.
- ❖ La réalisation de la retenue d'Al Ansar offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, durant la construction ou l'exploitation du barrage.

En fin, on peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de la digue et l'exécution d'un barrage tout en se basant sur les théories le long de notre cursus universitaire. On souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

References bibliographies

A. R. BERNARDO. (2004) : Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages.

A. MEBARKI. (2004) : Des pluies annuelles moyennes aux pluies journalières extrêmes : approchent à l'aide de la cartographie automatique appliquée à l'EST Algérien, Journées d'études : Risque naturel : inondations, prévision et protection, CRASTRA, Batna 15 décembre 2004.

B. TOUAIBIA (2001), Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI (2004) Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

D. BOUTOUTAOU. (2006) : Méthode de calcul des débits de pointe de crues en Algérie Septentrional. Séminaire National sur les Ressources en Eau et leur Utilisation. C.U. Khemis Miliana. Mai 2006.

F. PORTERET et O. NOEL (2011) : Géotechnique routière, La classification des sols 18 juillet 2011

H. H. THOMAS (1976): *The Engineering of large dams .part I and II, John Wiley and Sons.*

L. AUBRYANAL (2012) : Analyse des impacts du barrage de RAWDAN sur l'évolution hydromorphologique de la rivière OUAREAU 2012

M. K. MIHOUBI (2013) : Ouvrages Hydrauliques, Polycopie de cours, ENSH, Blida.

R. G. COX, (1973) «*Spillway Water Surface Profiles,* » Miscellaneous Paper H-73-4, Jun 1973, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss. **USBR (1987) design of small dams** United States of the Department of the interior, Bureau of Reclamation. Third Edition.

S. AMRINE. (2008) : Etude de faisabilité de la retenue collinaire sur oued Oumaria 2008.

Annexe A

Annexe A

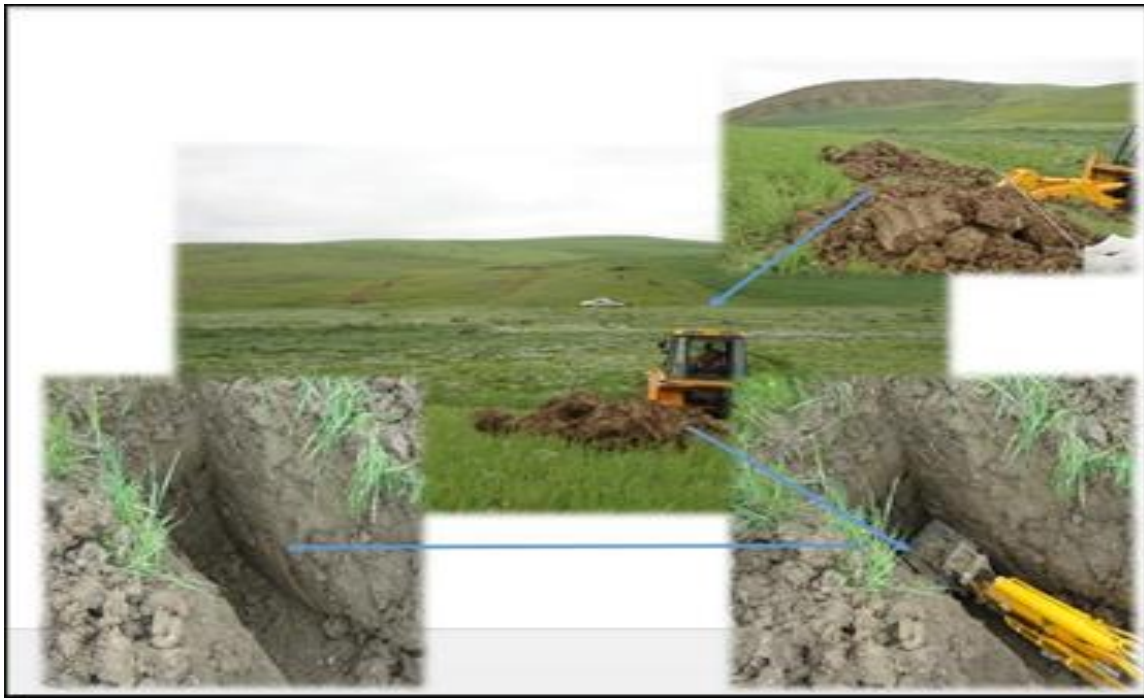


Figure A-1 : réalisation d'un puit de forage

Diagramme de plasticité:

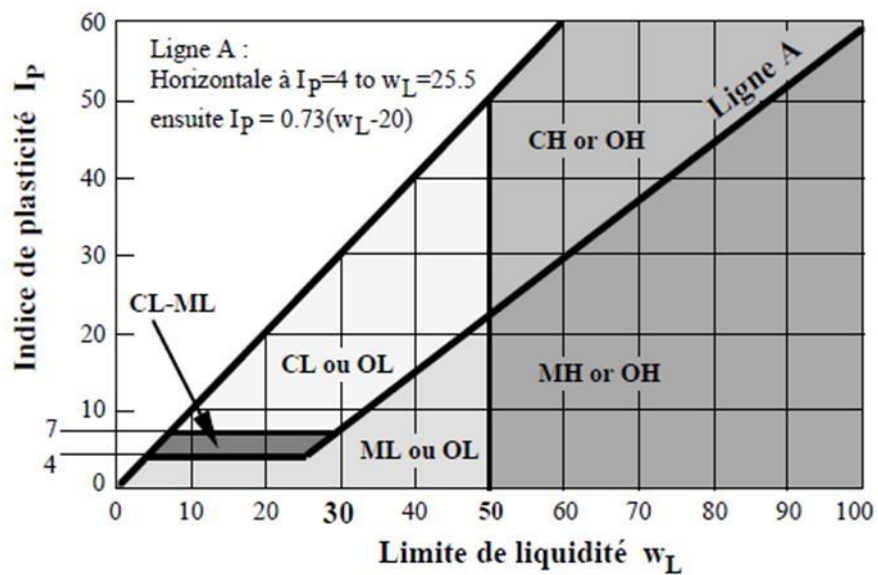


Figure A-2 : diagramme de plasticité

sols	USCS	I_P [%]	forme grains	ϕ' [°]	c' [kPa]
argile limoneuse	(1) CL	12-18		27 ± 4	20 ± 10

Cohésion apparente c_u des sols fins (grossière approximation) Pour analyse non drainée	
$w > w_L$	$c_u < 10 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$
$w_L > w > w_P$	$10 < c_u < 50 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$
$w < w_P$	$c_u > 50 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$
w = teneur en eau [%] w_L = limite de liquidité [%] w_P = limite de plasticité [%]	

Figure A-3 : la cohésion apparent C_u des sols fins (grossière approximation pour analyse non drainée)

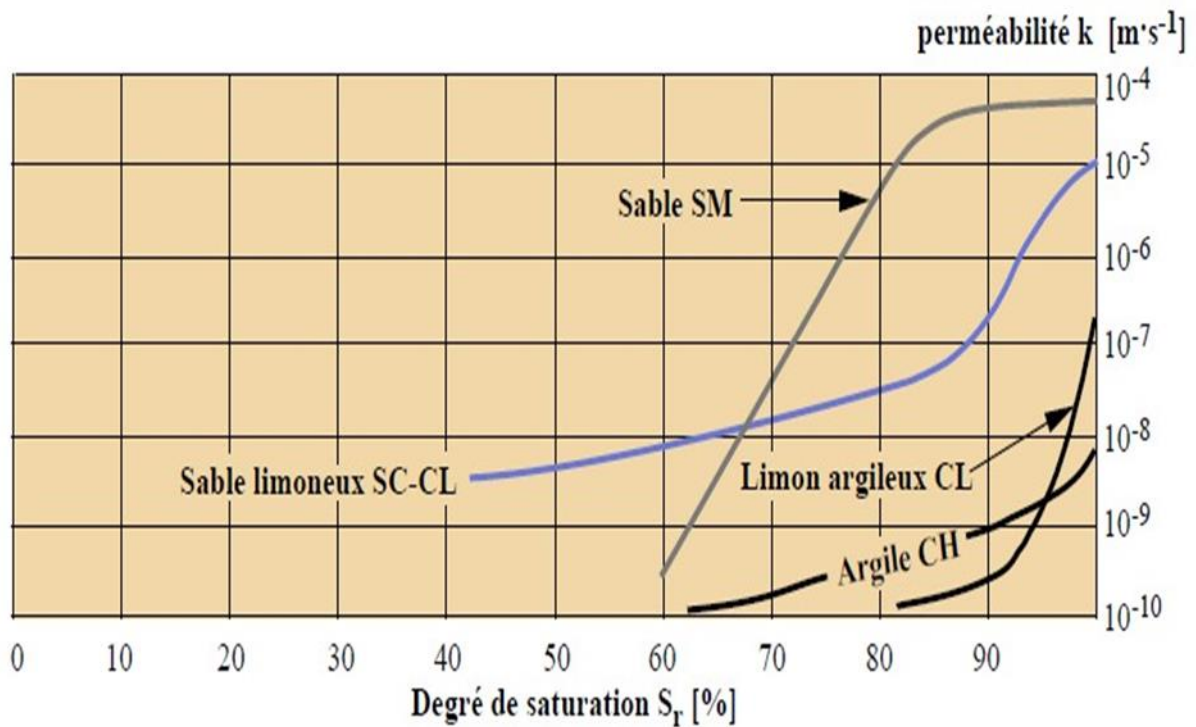


Figure A-4 : Variation de la perméabilité et le degré de saturation des différents classe des sols selon la classification U.S.C.S.

Annexe B

Annexe B.1

TableauB.1.1 Pluies mensuelles et annuelles-station d'EL KHENEG.

année	SEP	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	annuel
1978-1979	0.1	31.6	58.4	4.9	28.4	20.7	12.2	45.5	7.8	14.3	2.1	0	226
1979-1980	0	10.3	9.4	40.9	32.2	12.6	23.1	21.7	13.2	20.9	0.8	7.9	193
1980-1981	0	18	46.6	48.1	16.6	31	17	12.3	4.2	16.1	0.3	28.8	239
1981-1982	0	6.8	12.8	34.2	20.3	17.7	23.6	12.8	16	8.9	3.1	0.6	156.8
1982-1983	0	68	25.7	22.4	7.5	20.9	27.4	4.9	3.2	4	0	16.9	200.9
1983-1984	0	10.8	11.7	10.8	27.3	37.7	31.8	14.2	10.8	10.8	0	0.6	166.5
1984-1985	12.1	28.4	7.1	50.6	15.5	10.6	74.3	9.5	19.8	0.3	5.6	0	233.8
1985-1986	27.2	15.2	5.6	5.8	20.8	17.6	17.7	12.7	10.9	8.3	3.5	8.3	153.6
1986-1987	11.5	15.6	19.5	29.1	18.6	30.4	25.5	12	17.9	2.2	11.2	0	193.5
1987-1988	4.7	13.1	13.5	8.4	13.7	25.9	11.3	25.5	9.5	7.8	0	3.2	136.6
1988-1989	13.9	0	12.8	49.8	17.4	18.3	25.1	17.2	12.9	19.1	4.8	13.3	204.6
1989-1990	18.6	29.6	25.3	12.8	29.4	0.6	10.3	15.3	9.3	11.5	3.6	16.5	182.8
1990-1991	5.6	2.3	45.1	44.8	16.8	20.1	30.5	12.4	25.3	5.8	0	0	208.7
1991-1992	26.1	32.6	10.2	8.5	20.1	11.9	15.8	43.6	72	3.8	1.3	0	245.9
1992-1993	9.9	6.7	22.6	42.8	16.4	15.1	13.4	7.6	19.1	2.5	3.5	0	159.6
1993-1994	0	4.8	8	17.2	18.8	17.3	8.4	16	6	2	0	0	98.5
1994-1995	9.6	8.9	6.6	9.6	15.5	7.4	6.3	13.8	5.7	20.1	2.3	12.9	118.7
1995-1996	5.3	35.2	2.3	22.4	26.2	20	17	14.6	6.9	13.6	0	0	163.5
1996-1997	10.9	4.8	11.8	11.9	18.7	43.7	14.2	19.4	25.4	8.6	3.6	16.6	189.6
1997-1998	9.6	8.9	6.6	9.6	15.5	7.4	6.3	13.8	5.7	20.1	2.3	12.9	118.7
1998-1999	16.1	21.7	24.5	27.9	25.1	42.9	19.5	29.1	22.3	11	0	17	257.1
1999-2000	24.5	14.5	39.5	17.1	29.1	22.5	15.9	17.6	11.9	5.9	0	0	198.5

2000-2001	0	10.6	11.5	12.5	7	12.3	10.5	10.4	70	19.4	0	9.7	173.9
2001-2002	7.1	17.1	9	13	38.8	11.3	15.7	21.1	19.6	1.7	0	5.2	159.6
2002-2003	18.9	11.6	10.6	18.1	19	27	11.4	16.4	10.3	3.6	16.2	7.6	170.7
2003-2004	3.7	5.3	37.1	36.5	78.3	17.5	17.1	27.5	17.5	2.5	3.4	1.4	247.8
2004-2005	22	15.6	6.7	29.7	26.8	28.8	26	25.5	30		1.3	11.6	224
2005-2006	10.5	10.3	117	18.3	9.6	10.3	9.1	25.4	4.6	3.2	4.4	2.3	225
2006-2007	8	22.6	15.1	30.9	16.2	14.1	25.9	52.5	8.1	14.1	2.4	8.6	218.5
2007-2008	29.6	12.9	15.7	52.6	10.7	14.6	36.3	11.6	21.7	6.1	13.7	6	231.5
2008-2009	10.5	9.7	14.4	11.8	20	13.8	16.1	25.9	25.5	1.1	0	3.4	152.2
2009-2010	54.9	16.3	12	12.2	18.6	11.2	21.2	6.9	28.6	20.3	3.4	24.1	229.7
2010-2011	13.7	19	51.4	14.5	4.2	46.9	27.1	22.1	13.9	32.7	6.6	7.6	259.7

Tableau B.1.2 Maximum annuelle de la station pluviométrique

station ELKHENEG 100620	
année	Pjmax(mm)
1978-1979	58.4
1979-1980	40.9
1980-1981	48.1
1981-1982	34.2
1982-1983	68
1983-1984	37.7
1984-1985	74.3
1985-1986	20.8
1986-1987	30.4
1987-1988	25.9
1988-1989	49.8
1989-1990	29.6
1990-1991	45.1
1991-1992	72
1992-1993	42.8
1993-1994	18.8
1994-1995	20.1
1995-1996	35.2
1996-1997	43.7
1997-1998	20.1
1998-1999	42.9
1999-2000	39.5
2000-2001	70
2001-2002	38.8
2002-2003	27
2003-2004	78.3
2004-2005	30
2005-2006	117
2006-2007	52.5
2007-2008	52.6
2008-2009	25.9
2009-2010	28.6
2010-2011	51.4

Annexe B.2

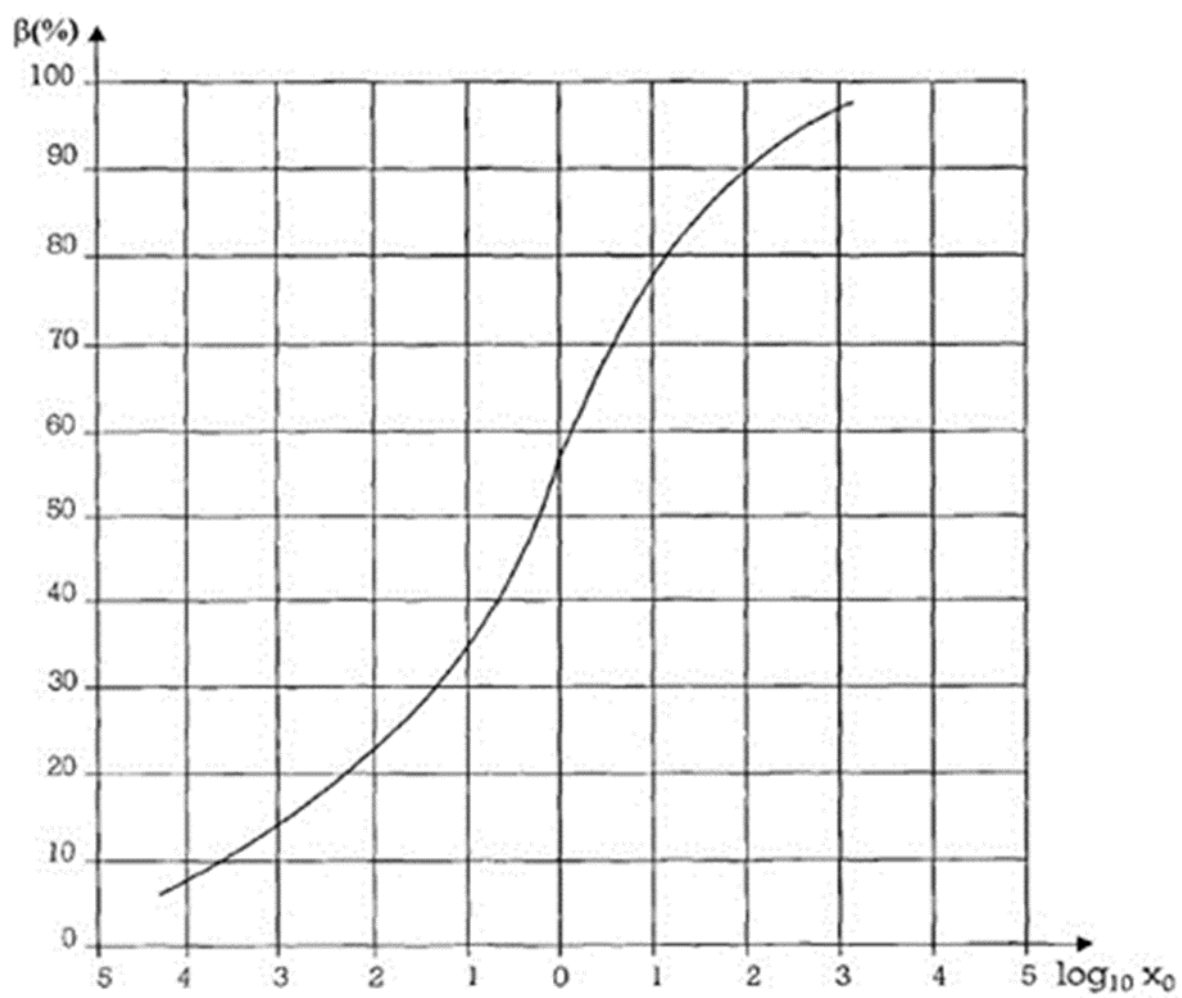


Figure B.2.1 la variation de β en fonction de $\log X_0$

Annexe B.3

Tableau B.3.1 Calcul de la courbe caractéristique de la cuvette

H(m)	A(m ³)	S	o(m ³ /s)	(2*S/dT)+O(m ³ /s)
0	34897	0	0	0
0.2	35861	7172.2	0.388258141	40.2338137
0.4	36825	14730	1.098159857	82.93149319
0.6	37789	22673.4	2.01744848	127.9807818
0.8	38753	31002.4	3.106065127	175.3416207
1	39717	39717	4.34085798	224.990858
1.2	40681	48817.2	5.706206003	276.9128727
1.4	41645	58303	7.190641398	331.096197
1.6	42609	68174.4	8.785278858	387.5319455
1.8	43573	78431.4	10.48296981	446.2129698
2	44537	89074	12.27780045	507.133356
2.2	45501	100102.2	14.16477233	570.2881057
2.4	46465	111516	16.13958784	635.6729212
2.6	47429	123315.4	18.19850026	703.2840558
2.8	48393	135500.4	20.33820517	773.1182052
3	49357	148071	22.55575971	845.1724264
3.2	50321	161027.2	24.84852102	919.4440766
3.4	51285	174369	27.21409853	995.9307652
3.6	52249	188096.4	29.65031614	1074.630316
3.8	53213	202209.4	32.15518201	1155.540738

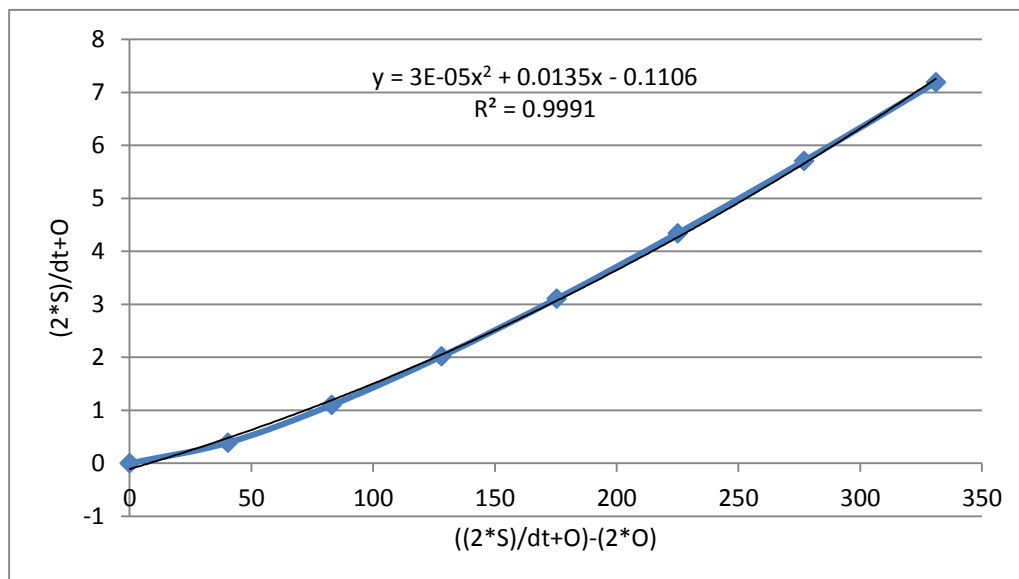


Figure B.3.1: Modélisation de la courbe caractéristique de la cuvette

Tableau B.3.2: calcul du débit laminé correspondant à (l'hydrogramme de sortie pour b=2m)

T	débit d'entrée	I1+I2	(2*S)/dt+O	((2*S)/dt+O)-(2*O)	O
0	0.0000	0.0000	0.0000	0	0
0.1	0.1667	0.1667	0.1667	0.161580643	0.00255968
0.2	0.6666	0.8333	0.9949	0.96427842	0.01530111
0.3	1.4999	2.1665	3.1308	3.034075416	0.0483515
0.4	2.6665	4.1664	7.2005	6.97631001	0.1120827
0.5	4.1665	6.8330	13.8093	13.37392237	0.21769382
0.6	5.9997	10.1662	23.5401	22.78419237	0.377965
0.7	8.1663	14.1660	36.9502	35.73390246	0.60814495
0.8	10.6661	18.8324	54.5663	52.7124681	0.92691718
0.9	13.4993	24.1654	76.8779	74.16310515	1.35738147
1	16.6658	30.1651	104.3282	100.4722668	1.92796918
1.1	20.1656	36.8314	137.3037	131.9573064	2.67318019
1.2	23.9988	44.1644	176.1217	168.8536387	3.63403386
1.3	28.1652	52.1640	221.0176	211.3014694	4.85808465
1.4	32.6650	60.8302	272.1317	259.3338884	6.39889049
1.5	29.9444	62.6094	321.9433	305.8407806	8.05125391
1.6	27.3792	57.3236	363.1644	344.1019321	9.53122426
1.7	24.9648	52.3440	396.4459	374.8448793	10.8005264
1.8	22.6967	47.6615	422.5064	398.8247351	11.8408221
1.9	20.5704	43.2671	442.0918	416.7929043	12.6494654
2	18.5811	39.1515	455.9444	429.4737931	13.2353056
2.1	16.7245	35.3056	464.7794	437.5494727	13.6149602
2.2	14.9958	31.7203	469.2698	441.6503435	13.8097146
2.3	13.3906	28.3864	470.0367	442.350543	13.8431002
2.4	11.9042	25.2948	467.6453	440.167101	13.739121
2.5	10.5320	22.4362	462.6033	435.5612708	13.5210151
2.6	9.2696	19.8016	455.3629	428.94191	13.2104804
2.7	8.1123	17.3819	446.3238	420.6693724	12.8272188
2.8	7.0556	15.1679	435.8373	411.0598205	12.388726
2.9	6.0949	13.1505	424.2103	400.3897999	11.9102603
3	5.2256	11.3205	411.7103	388.9004714	11.4049142
3.1	4.4432	9.6688	398.5693	376.801747	10.8837622
3.2	3.7430	8.1862	384.9879	364.2758738	10.3560366
3.3	3.1206	6.8636	371.1395	351.4808214	9.82932619
3.4	2.5713	5.6919	357.1727	338.5531777	9.30977186
3.5	2.0906	4.6619	343.2151	325.6105794	8.80224913
3.6	1.6738	3.7644	329.3750	312.753895	8.31054225
3.7	1.3165	2.9903	315.7442	300.0691844	7.83750529
3.8	1.0140	2.3305	302.3997	287.6292799	7.38520223
3.9	0.7619	1.7759	289.4052	275.4951194	6.95503026
4	0.5554	1.3173	276.8124	263.7167712	6.5478241
4.1	0.3901	0.9455	264.6623	252.3343724	6.1639494
4.2	0.2613	0.6514	252.9858	241.3790011	5.80338564
4.3	0.1646	0.4259	241.8049	230.873314	5.46579354
4.4	0.0952	0.2598	231.1331	220.8319765	5.15056879

4.5	0.0488	0.1440	220.9760	211.2621911	4.8568927
4.6	0.0206	0.0694	211.3316	202.1640487	4.58377116
4.7	0.0061	0.0267	202.1907	193.5306268	4.33006096
4.8	0.0008	0.0069	193.5375	185.3485183	4.09450427
4.9	0.0000	0.0008	185.3493	177.597832	3.87574313
5	0.0000	0.0000	177.5978	170.2531192	3.67235642
5.1	0.0000	0.0000	170.2531	163.2871809	3.48296912
5.2	0.0000	0.0000	163.2872	156.6745023	3.30633933
5.3	0.0000	0.0000	156.6745	150.3917811	3.1413606
5.4	0.0000	0.0000	150.3918	144.4176921	2.98704447
5.5	0.0000	0.0000	144.4177	138.7326808	2.84250567
5.6	0.0000	0.0000	138.7327	133.3187821	2.70694935
5.7	0.0000	0.0000	133.3188	128.1594616	2.57966023
5.8	0.0000	0.0000	128.1595	123.2394753	2.45999316
5.9	0.0000	0.0000	123.2395	118.5447453	2.34736499
6	0.0000	0.0000	118.5447	114.0622502	2.24124754
6.1	0.0000	0.0000	114.0623	109.7799273	2.14116145
6.2	0.0000	0.0000	109.7799	105.6865856	2.04667086
6.3	0.0000	0.0000	105.6866	101.7718282	1.95737872
6.4	0.0000	0.0000	101.7718	98.02598275	1.87292271
6.5	0.0000	0.0000	98.0260	94.44003948	1.79297163
6.6	0.0000	0.0000	94.4400	91.00559501	1.71722224
6.7	0.0000	0.0000	91.0056	87.71480214	1.64539643
6.8	0.0000	0.0000	87.7148	84.56032452	1.57723881
6.9	0.0000	0.0000	84.5603	81.53529565	1.51251444
7	0.0000	0.0000	81.5353	78.63328181	1.45100692
7.1	0.0000	0.0000	78.6333	75.84824848	1.39251667
7.2	0.0000	0.0000	75.8482	73.17452984	1.33685932
7.3	0.0000	0.0000	73.1745	70.60680107	1.28386439

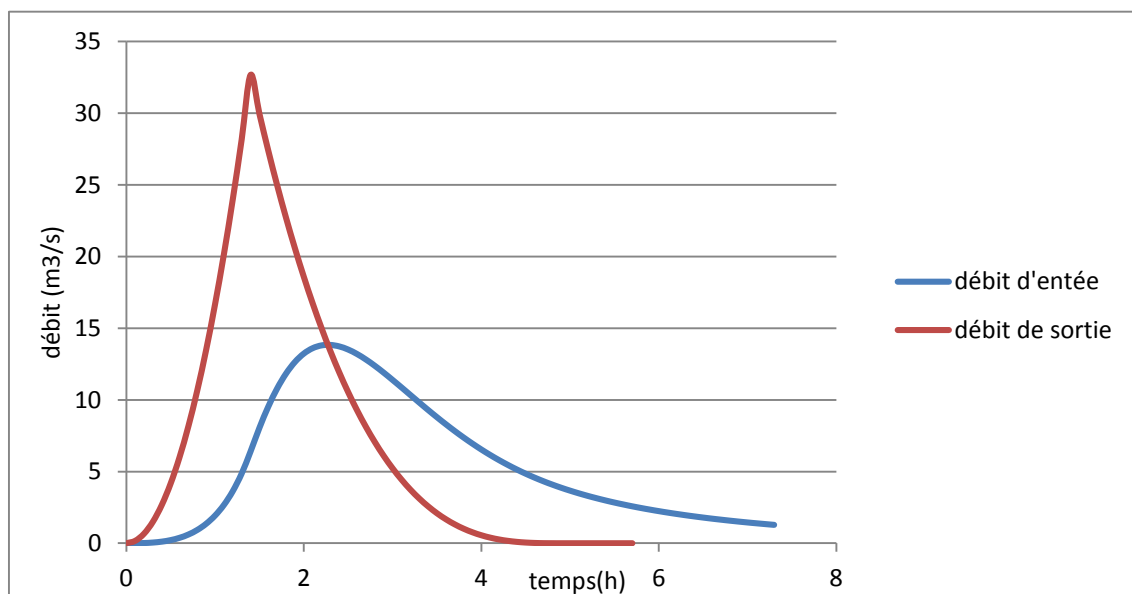
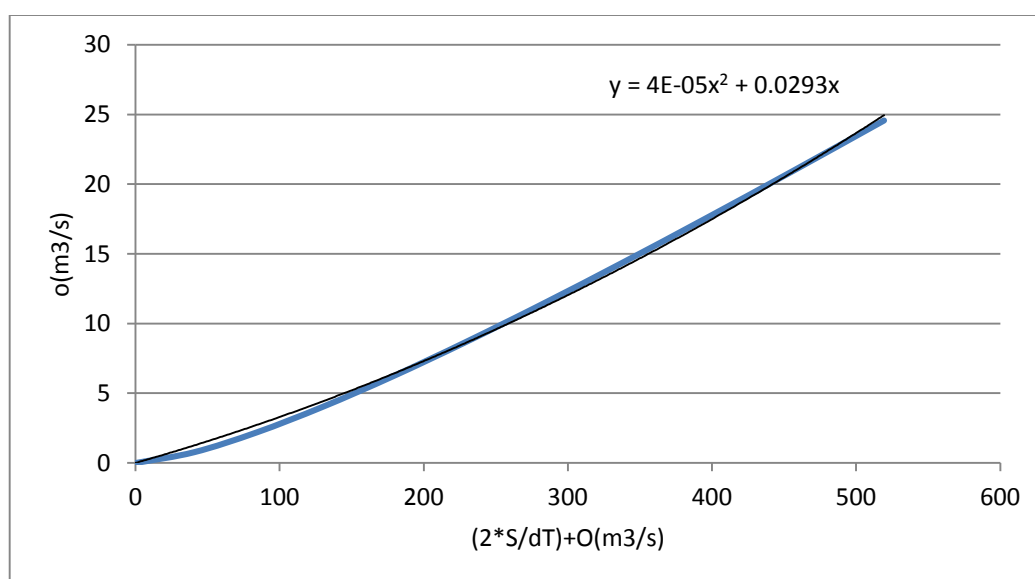


Figure B.3.2.: Hydrogramme d'entrée et de sortie pour **B=2m**

Tableau B.3.3 Calcule de la courbe caractéristique de la cuvette

H(m)	A(m3)	S	o(m3/s)	(2*S/dT)+O(m3/s)
0	34897	0	0	0
0.2	35861	7172.2	0.77651628	40.62207184
0.4	36825	14730	2.19631971	84.02965305
0.6	37789	22673.4	4.03489696	129.9982303
0.8	38753	31002.4	6.21213025	178.4476858
1	39717	39717	8.68171596	229.331716
1.2	40681	48817.2	11.412412	282.6190787
1.4	41645	58303	14.3812828	338.2868384
1.6	42609	68174.4	17.5705577	396.3172244
1.8	43573	78431.4	20.9659396	456.6959396
2	44537	89074	24.5556009	519.4111565
2.2	45501	100102.2	28.3295447	584.452878
2.4	46465	111516	32.2791757	651.812509

**Figure B.3.3:** Modélisation de la courbe caractéristique de la cuvette(B=4m)**Tableau B.3.4:** calcule du débit laminé correspondant à (l'hydrogramme de sortie pour b=4m)

T	débit d'entrée	l1+l2	(2*S)/dt+O	((2*S)/dt+O)- (2*O)	O
0	0.0000	0.0000	0.0000	0	0
0.1	0.1667	0.1667	0.1667	0.15572947	0.00548526
0.2	0.6666	0.8333	0.9890	0.92389264	0.03256842
0.3	1.4999	2.1665	3.0904	2.88647178	0.10196043

0.4	2.6665	4.1664	7.0529	6.58580823	0.23353177
0.5	4.1665	6.8330	13.4188	12.5250468	0.44688072
0.6	5.9997	10.1662	22.6912	21.1672692	0.7619888
0.7	8.1663	14.1660	35.3333	32.9334337	1.19991775
0.8	10.6661	18.8324	51.7658	48.1988597	1.78348697
0.9	13.4993	24.1654	72.3643	67.2884963	2.53788173
1	16.6658	30.1651	97.4536	90.4713174	3.49113942
1.1	20.1656	36.8314	127.3027	117.95384	4.67443886
1.2	23.9988	44.1644	162.1182	149.87392	6.1221598
1.3	28.1652	52.1640	202.0379	186.294666	7.87162721
1.4	32.6650	60.8302	247.1249	227.199808	9.96252906
1.5	29.9444	62.6094	289.8092	265.700399	12.0544042
1.6	27.3792	57.3236	323.0240	295.50835	13.7578247
1.7	24.9648	52.3440	347.8523	317.70359	15.07438
1.8	22.6967	47.6615	365.3651	333.314568	16.0252609
1.9	20.5704	43.2671	376.5817	343.293769	16.6439494
2	18.5811	39.1515	382.4453	348.504507	16.9703809
2.1	16.7245	35.3056	383.8101	349.71679	17.0466585
2.2	14.9958	31.7203	381.4371	347.608875	16.9141079
2.3	13.3906	28.3864	375.9953	342.772439	16.6114179
2.4	11.9042	25.2948	368.0672	335.720005	16.1736169
2.5	10.5320	22.4362	358.1562	326.892975	15.6316152
2.6	9.2696	19.8016	346.6946	316.670244	15.0121653
2.7	8.1123	17.3819	334.0521	305.376063	14.3380406
2.8	7.0556	15.1679	320.5440	293.287264	13.6283493
2.9	6.0949	13.1505	306.4378	280.639913	12.8989255
3	5.2256	11.3205	291.9604	267.634965	12.1627241
3.1	4.4432	9.6688	277.3038	254.443334	11.4302152
3.2	3.7430	8.1862	262.6295	241.210055	10.7097399
3.3	3.1206	6.8636	248.0737	228.057976	10.0078394
3.4	2.5713	5.6919	233.7499	215.090794	9.32954105
3.5	2.0906	4.6619	219.7527	202.395492	8.67860102
3.6	1.6738	3.7644	206.1599	190.044457	8.05771747
3.7	1.3165	2.9903	193.0348	178.097325	7.46871602
3.8	1.0140	2.3305	180.4278	166.602422	6.91270144
3.9	0.7619	1.7759	168.3783	155.597953	6.39018457
4	0.5554	1.3173	156.9153	145.112885	5.90118371
4.1	0.3901	0.9455	146.0584	135.16776	5.44531244
4.2	0.2613	0.6514	135.8192	125.775449	5.02185571
4.3	0.1646	0.4259	126.2013	116.941693	4.6298278
4.4	0.0952	0.2598	117.2015	108.665464	4.26801484
4.5	0.0488	0.1440	108.8095	100.939431	3.93501634
4.6	0.0206	0.0694	101.0088	93.750283	3.62927406
4.7	0.0061	0.0267	93.7770	87.0788102	3.34908642
4.8	0.0008	0.0069	87.0857	80.9004352	3.09263749
4.9	0.0000	0.0008	80.9012	75.1852333	2.85800093
5	0.0000	0.0000	75.1852	69.8988758	2.64317876
5.1	0.0000	0.0000	69.8989	65.0063786	2.4462486

5.2	0.0000	0.0000	65.0064	60.4754091	2.26548473
5.3	0.0000	0.0000	60.4754	56.2766907	2.09935921
5.4	0.0000	0.0000	56.2767	52.3836605	1.9465151
5.5	0.0000	0.0000	52.3837	48.7721728	1.80574387
5.6	0.0000	0.0000	48.7722	45.4202403	1.67596623
5.7	0.0000	0.0000	45.4202	42.3078086	1.55621585
5.8	0.0000	0.0000	42.3078	39.4165578	1.44562542
5.9	0.0000	0.0000	39.4166	36.7297284	1.3434147
6	0.0000	0.0000	36.7297	34.2319679	1.24888025
6.1	0.0000	0.0000	34.2320	31.9091947	1.16138657
6.2	0.0000	0.0000	31.9092	29.7484779	1.08035841
6.3	0.0000	0.0000	29.7485	27.7379297	1.00527408
6.4	0.0000	0.0000	27.7379	25.8666104	0.93565967
6.5	0.0000	0.0000	25.8666	24.1244425	0.87108393
6.6	0.0000	0.0000	24.1244	22.5021349	0.81115382
6.7	0.0000	0.0000	22.5021	20.9911137	0.75551062
6.8	0.0000	0.0000	20.9911	19.5834608	0.70382644
6.9	0.0000	0.0000	19.5835	18.2718583	0.65580122
7	0.0000	0.0000	18.2719	17.0495384	0.61115996
7.1	0.0000	0.0000	17.0495	15.9102376	0.56965042
7.2	0.0000	0.0000	15.9102	14.8481558	0.53104089
7.3	0.0000	0.0000	14.8482	13.8579191	0.49511836
7.4	0.0000	0.0000	13.8579	12.9345455	0.4616868
7.5	0.0000	0.0000	12.9345	12.0734143	0.43056562

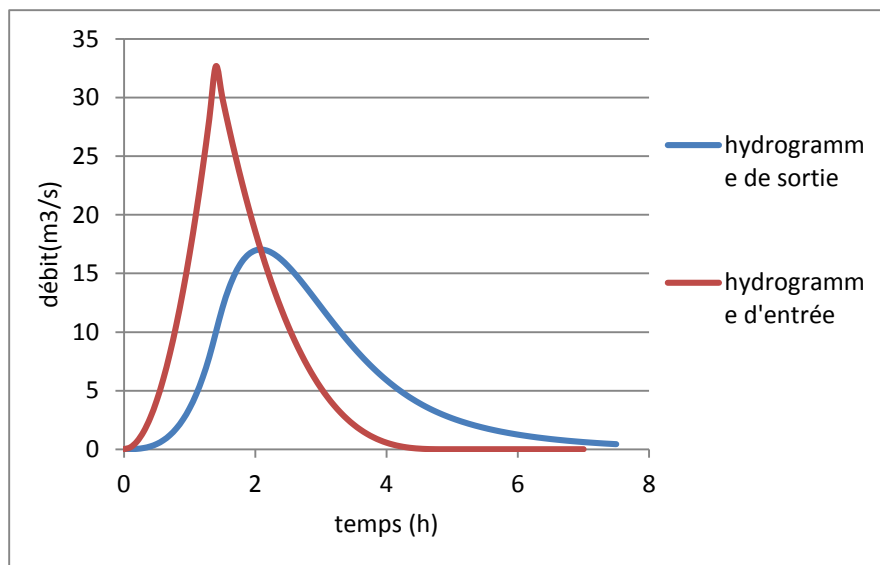
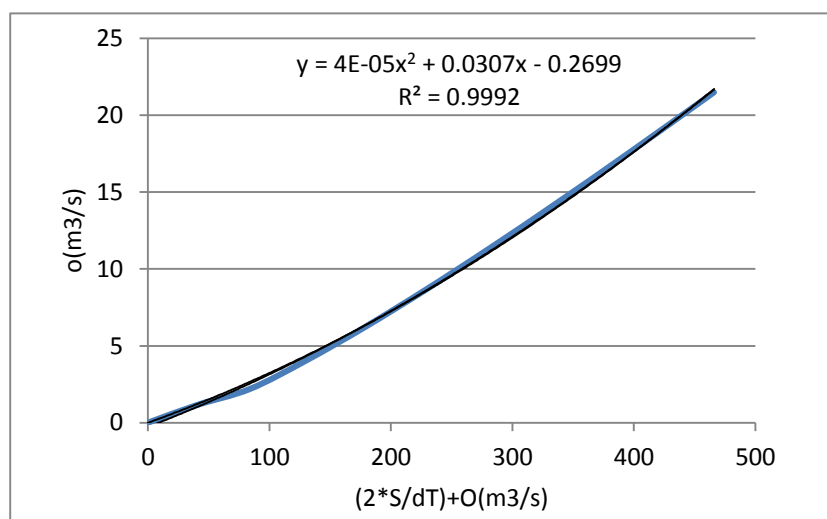


Figure. B.3.4: Hydrogramme d'entrée et de sortie pour **b=4**

Tableau B.3.5 Calcule de la courbe caractéristique de la cuvette

H(m)	A(m3)	S	o(m3/s)	(2*S/dT)+O(m3/s)
0	34897	0	0	0
0.2	35861	7172.2	1.16477442	41.01032998
0.4	36825	14730	2.19631971	84.02965305
0.6	37789	22673.4	4.03489696	129.9982303
0.8	38753	31002.4	6.21213025	178.4476858
1	39717	39717	8.68171596	229.331716
1.2	40681	48817.2	11.412412	282.6190787
1.4	41645	58303	14.3812828	338.2868384
1.6	42609	68174.4	17.5705577	396.3172244
1.8	43573	78431.4	20.9659396	456.6959396



1.83	43717.6	80003.208	21.492266	465.9545327
------	---------	-----------	-----------	-------------

Figure B.3.5 : Modélisation de la courbe caractéristique de la cuvette(B=6m)

Tableau B.3.6: calcule du débit laminé correspondant à (l'hydrogramme de sortie pour b=6m)

T	débit d'entrée	l1+l2	(2*S)/dt+O	((2*S)/dt+O)- (2*O)	O
0	0.0000	0.0000	0.0000	0	0
0.1	0.1667	0.1667	0.1667	0.1564624	0.0051188
0.2	0.6666	0.8333	0.9898	0.92891262	0.03042489
0.3	1.4999	2.1665	3.0954	2.90458775	0.09541243
0.4	2.6665	4.1664	7.0710	6.6328292	0.21907928
0.5	4.1665	6.8330	13.4658	12.624521	0.4206541
0.6	5.9997	10.1662	22.7907	21.3498174	0.72045181
0.7	8.1663	14.1660	35.5158	33.2342363	1.14079052
0.8	10.6661	18.8324	52.0666	48.6528701	1.70688312

0.9	13.4993	24.1654	72.8183	67.9230283	2.44762091
1	16.6658	30.1651	98.0881	91.2958147	3.39615677
1.1	20.1656	36.8314	128.1272	118.946877	4.59016882
1.2	23.9988	44.1644	163.1113	150.967822	6.07172775
1.3	28.1652	52.1640	203.1318	187.358525	7.8866484
1.4	32.6650	60.8302	248.1887	228.022126	10.0832996
1.5	29.9444	62.6094	290.6315	266.029415	12.3010552
1.6	27.3792	57.3236	323.3530	295.134566	14.1092245
1.7	24.9648	52.3440	347.4786	316.484074	15.4972461
1.8	22.6967	47.6615	364.1456	331.178876	16.4833491
1.9	20.5704	43.2671	374.4460	340.23821	17.103883
2	18.5811	39.1515	379.3897	344.580257	17.4047262
2.1	16.7245	35.3056	379.8859	345.015805	17.4350264
2.2	14.9958	31.7203	376.7361	342.2501	17.2430021
2.3	13.3906	28.3864	370.6365	336.889706	16.8733972
2.4	11.9042	25.2948	362.1845	329.452168	16.366169
2.5	10.5320	22.4362	351.8884	320.376388	15.7559898
2.6	9.2696	19.8016	340.1780	310.033375	15.0723068
2.7	8.1123	17.3819	327.4153	298.735916	14.3396794
2.8	7.0556	15.1679	313.9038	286.747273	13.5782714
2.9	6.0949	13.1505	299.8978	274.288956	12.8044086
3	5.2256	11.3205	285.6095	261.547214	12.0311208
3.1	4.4432	9.6688	271.2160	248.678701	11.2686567
3.2	3.7430	8.1862	256.8649	235.81503	10.5249356
3.3	3.1206	6.8636	242.6786	223.066729	9.80595064
3.4	2.5713	5.6919	228.7586	210.526408	9.11611031
3.5	2.0906	4.6619	215.1883	198.271265	8.45852137
3.6	1.6738	3.7644	202.0357	186.365203	7.83523133
3.7	1.3165	2.9903	189.3555	174.860634	7.24743419
3.8	1.0140	2.3305	177.1911	163.799863	6.69563575
3.9	0.7619	1.7759	165.5758	153.216184	6.17978925
4	0.5554	1.3173	154.5335	143.134681	5.69940188
4.1	0.3901	0.9455	144.0802	133.57293	5.25362548
4.2	0.2613	0.6514	134.2243	124.541662	4.84133374
4.3	0.1646	0.4259	124.9676	116.045202	4.46117982
4.4	0.0952	0.2598	116.3050	108.081727	4.11163772
4.5	0.0488	0.1440	108.2257	100.643643	3.79104214
4.6	0.0206	0.0694	100.7130	93.7178126	3.49761509
4.7	0.0061	0.0267	93.7445	87.2855568	3.22947788
4.8	0.0008	0.0069	87.2925	81.3231021	2.98467734
4.9	0.0000	0.0008	81.3239	75.8015284	2.76118688
5	0.0000	0.0000	75.8015	70.6876448	2.55694179
5.1	0.0000	0.0000	70.6876	65.9476839	2.36998042
5.2	0.0000	0.0000	65.9477	61.5505684	2.19855778
5.3	0.0000	0.0000	61.5506	57.4682857	2.04114135
5.4	0.0000	0.0000	57.4683	53.6755246	1.89638052
5.5	0.0000	0.0000	53.6755	50.1493625	1.76308108

5.6	0.0000	0.0000	50.1494	46.8689949	1.64018377
5.7	0.0000	0.0000	46.8690	43.8155024	1.52674625
5.8	0.0000	0.0000	43.8155	40.9716467	1.42192785
5.9	0.0000	0.0000	40.9716	38.3216935	1.32497659
6	0.0000	0.0000	38.3217	35.8512574	1.23521808
6.1	0.0000	0.0000	35.8513	33.5471652	1.15204611
6.2	0.0000	0.0000	33.5472	31.3973362	1.07491446
6.3	0.0000	0.0000	31.3973	29.3906764	1.00332993
6.4	0.0000	0.0000	29.3907	27.5169839	0.93684624
6.5	0.0000	0.0000	27.5170	25.7668663	0.87505878
6.6	0.0000	0.0000	25.7669	24.1316662	0.81760005
6.7	0.0000	0.0000	24.1317	22.6033949	0.76413565
6.8	0.0000	0.0000	22.6034	21.1746734	0.71436076
6.9	0.0000	0.0000	21.1747	19.8386791	0.66799715
7	0.0000	0.0000	19.8387	18.5890984	0.62479038
7.1	0.0000	0.0000	18.5891	17.4200834	0.5845075
7.2	0.0000	0.0000	17.4201	16.3262135	0.54693493
7.3	0.0000	0.0000	16.3262	15.3024604	0.51187656
7.4	0.0000	0.0000	15.3025	14.3441561	0.47915215

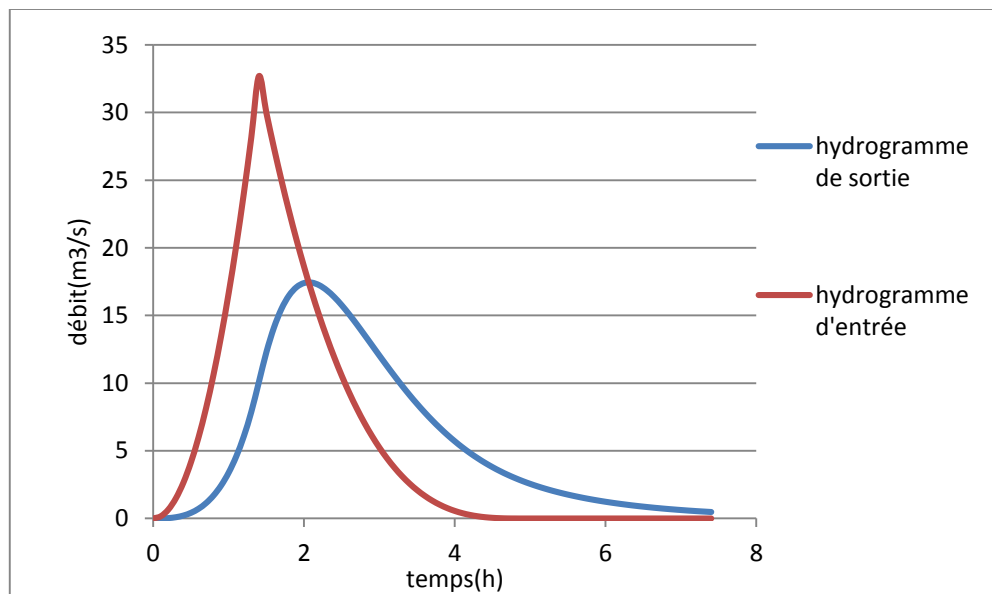
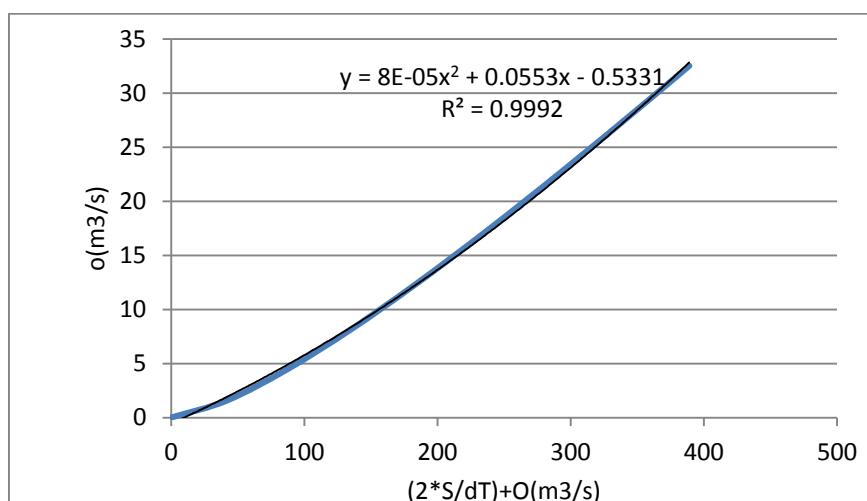


Figure. B.3.6 : Hydrogramme d’entrée et de sortie pour **B=6m**

Tableau B.3.7 Calcule de la courbe caractéristique de la cuvette

H(m)	A(m3)	S	o(m3/s)	(2*S/dT)+O(m3/s)
0	34897	0	0	0
0.2	35861	7172.2	1.55303256	41.39858812
0.4	36825	14730	4.39263943	86.22597276
0.6	37789	22673.4	8.06979392	134.0331273
0.8	38753	31002.4	12.4242605	184.6598161
1	39717	39717	17.3634319	238.0134319
1.2	40681	48817.2	22.824824	294.0314907
1.4	41645	58303	28.7625656	352.6681211
1.52	42223.4	64179.568	32.5387564	389.0919119

**Figure B.3.7** : Modélisation de la courbe caractéristique de la cuvette(B=8m)**Tableau B.3.8** : calcule du débit laminé correspondant à (l'hydrogramme de sortie pour b=8m)

T	débit d'entrée	I1+I2	(2*S)/dt+O	((2*S)/dt+O)- (2*O)	O
0	0.0000	0.0000	0.0000	0	0
0.1	0.1667	0.1667	0.1667	0.14825853	0.00922073
0.2	0.6666	0.8333	0.9816	0.87284401	0.05435726
0.3	1.4999	2.1665	3.0393	2.70171454	0.16881473
0.4	2.6665	4.1664	6.8681	6.10095371	0.38358041
0.5	4.1665	6.8330	12.9340	11.4766925	0.72863061
0.6	5.9997	10.1662	21.6429	19.1742422	1.23432514
0.7	8.1663	14.1660	33.3402	29.4749599	1.93264113
0.8	10.6661	18.8324	48.3074	42.5911898	2.85808509
0.9	13.4993	24.1654	66.7566	58.6602802	4.0481548
1	16.6658	30.1651	88.8254	77.7389014	5.54323938

1.1	20.1656	36.8314	114.5703	99.7986095	7.38584599
1.2	23.9988	44.1644	143.9630	124.724645	9.61918227
1.3	28.1652	52.1640	176.8886	152.318426	12.2851095
1.4	32.6650	60.8302	213.1486	182.305214	15.421706
1.5	29.9444	62.6094	244.9146	208.229751	18.3424316
1.6	27.3792	57.3236	265.5534	224.900177	20.3265869
1.7	24.9648	52.3440	277.2442	234.282678	21.4807497
1.8	22.6967	47.6615	281.9442	238.042349	21.9509146
1.9	20.5704	43.2671	281.3094	237.535023	21.887213
2	18.5811	39.1515	276.6865	233.836124	21.4251992
2.1	16.7245	35.3056	269.1417	227.784687	20.6785188
2.2	14.9958	31.7203	259.5050	220.028881	19.7380528
2.3	13.3906	28.3864	248.4153	211.066927	18.6741772
2.4	11.9042	25.2948	236.3617	201.281421	17.5401527
2.5	10.5320	22.4362	223.7176	190.96652	16.3755504
2.6	9.2696	19.8016	210.7681	180.349454	15.2093331
2.7	8.1123	17.3819	197.7314	169.606636	14.062359
2.8	7.0556	15.1679	184.7745	158.875812	12.9493622
2.9	6.0949	13.1505	172.0263	148.265313	11.8804992
3	5.2256	11.3205	159.5858	137.860801	10.862506
3.1	4.4432	9.6688	147.5296	127.73043	9.89958562
3.2	3.7430	8.1862	135.9166	117.928518	8.99405608
3.3	3.1206	6.8636	124.7921	108.498418	8.14684994
3.4	2.5713	5.6919	114.1903	99.4745603	7.35787889
3.5	2.0906	4.6619	104.1365	90.8838634	6.62629845
3.6	1.6738	3.7644	94.6483	82.7468385	5.95071247
3.7	1.3165	2.9903	85.7371	75.0784739	5.32933231
3.8	1.0140	2.3305	77.4090	67.8887975	4.76008819
3.9	0.7619	1.7759	69.6647	61.1832747	4.24071138
4	0.5554	1.3173	62.5006	54.9629997	3.76878753
4.1	0.3901	0.9455	55.9085	49.224898	3.34180086
4.2	0.2613	0.6514	49.8763	43.9619562	2.95717088
4.3	0.1646	0.4259	44.3879	39.1633142	2.61227099
4.4	0.0952	0.2598	39.4231	34.8142487	2.30443277
4.5	0.0488	0.1440	34.9582	30.8963337	2.03095748
4.6	0.0206	0.0694	30.9657	27.3875033	1.78911521
4.7	0.0061	0.0267	27.4142	24.2619462	1.57612853
4.8	0.0008	0.0069	24.2688	21.4904755	1.38918535
4.9	0.0000	0.0008	21.4913	19.0404405	1.22541753
5	0.0000	0.0000	19.0404	16.8765616	1.08193943
5.1	0.0000	0.0000	16.8766	14.964443	0.95605932
5.2	0.0000	0.0000	14.9644	13.2735461	0.84544846
5.3	0.0000	0.0000	13.2735	11.7773019	0.74812206
5.4	0.0000	0.0000	11.7773	10.4525396	0.66238118
5.5	0.0000	0.0000	10.4525	9.2790078	0.58676588
5.6	0.0000	0.0000	9.2790	8.23897354	0.52001713
5.7	0.0000	0.0000	8.2390	7.31688215	0.46104569

5.8	0.0000	0.0000	7.3169	6.4990691	0.40890652
5.9	0.0000	0.0000	6.4991	5.773514	0.36277755
6	0.0000	0.0000	5.7735	5.12963	0.321942
6.1	0.0000	0.0000	5.1296	4.55808282	0.28577359
6.2	0.0000	0.0000	4.5581	4.05063468	0.25372407
6.3	0.0000	0.0000	4.0506	3.60000926	0.22531271
6.4	0.0000	0.0000	3.6000	3.19977463	0.20011732
6.5	0.0000	0.0000	3.1998	2.84424139	0.17776662
6.6	0.0000	0.0000	2.8442	2.52837393	0.15793373
6.7	0.0000	0.0000	2.5284	2.24771295	0.14033049
6.8	0.0000	0.0000	2.2477	1.99830754	0.1247027
6.9	0.0000	0.0000	1.9983	1.77665581	0.11082587
7	0.0000	0.0000	1.7767	1.57965264	0.09850159
7.1	0.0000	0.0000	1.5797	1.40454381	0.08755442
7.2	0.0000	0.0000	1.4045	1.24888562	0.07782909
7.3	0.0000	0.0000	1.2489	1.11050932	0.06918815

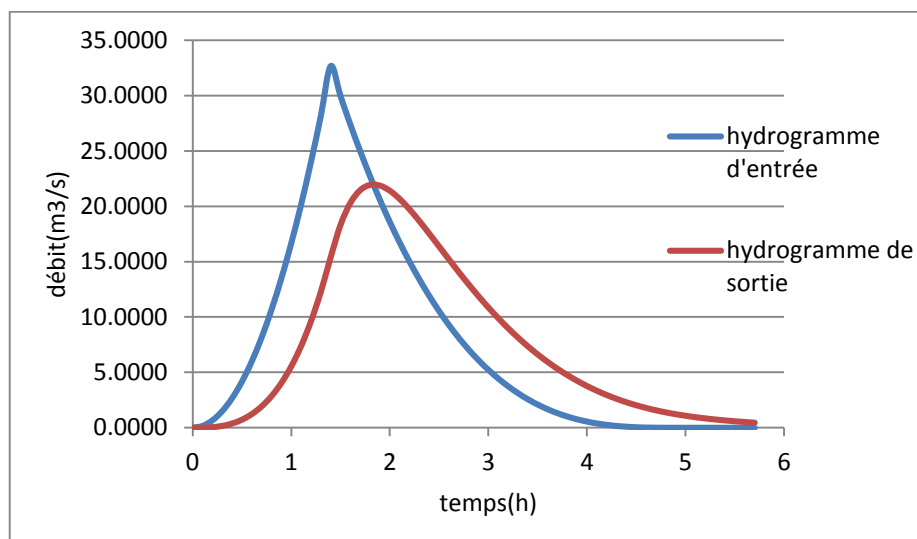
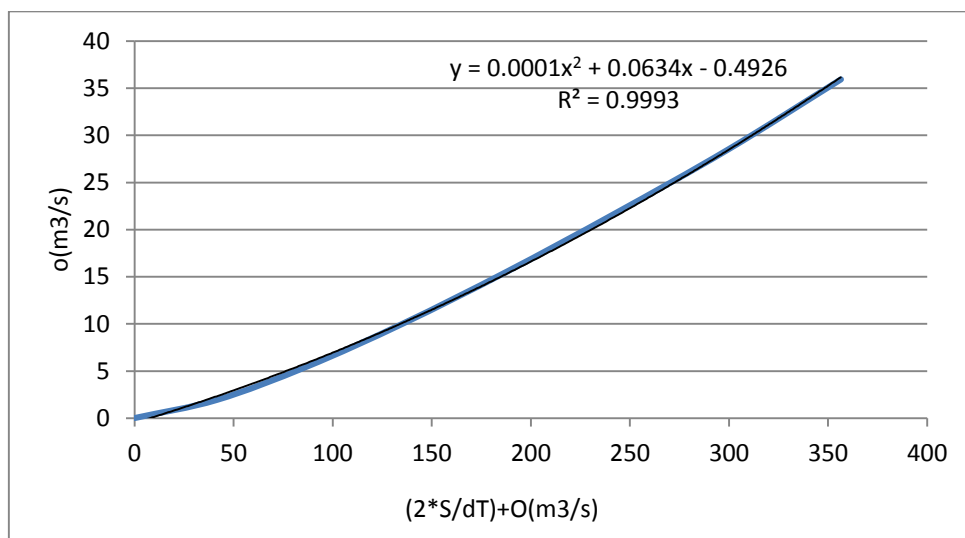


Figure. B.3.8 : Hydrogramme d'entrée et de sortie pour B=8m

Tableau B.3.9 Calcule de la courbe caractéristique de la cuvette

H(m)	A(m3)	S	o(m3/s)	(2*S/dT)+O(m3/s)
0	34897	0	0	0
0.2	35861	7172.2	1.9412907	41.78684626
0.4	36825	14730	5.49079929	87.32413262
0.6	37789	22673.4	10.0872424	136.0505757
0.8	38753	31002.4	15.5303256	187.7658812
1	39717	39717	21.7042899	242.3542899
1.2	40681	48817.2	28.53103	299.7376967
1.4	41211.2	57695.68	35.953207	356.4847625

**Figure B.3.9:** Modélisation de la courbe caractéristique de la cuvette(B=10m)**Tableau B.3.10:** calcule du débit laminé correspondant à (l'hydrogramme de sortie pour b=10m)

T	débit d'entrée	l1+l2	(2*S)/dt+O	((2*S)/dt+O)- (2*O)	O
0	0.0000	0.0000	0.0000	0	0
0.1	0.1667	0.1667	0.1667	0.14555688	0.01057156
0.2	0.6666	0.8333	0.9789	0.8545462	0.06215534
0.3	1.4999	2.1665	3.0210	2.6361522	0.192447
0.4	2.6665	4.1664	6.8026	5.93073363	0.43590928
0.5	4.1665	6.8330	12.7637	11.1127096	0.825512
0.6	5.9997	10.1662	21.2789	18.4901855	1.39436207
0.7	8.1663	14.1660	32.6562	28.3020959	2.17704481
0.8	10.6661	18.8324	47.1345	40.7135097	3.21049311
0.9	13.4993	24.1654	64.8789	55.8104093	4.53425016
1	16.6658	30.1651	85.9755	73.5954571	6.19002611

1.1	20.1656	36.8314	110.4269	93.9859135	8.22047182
1.2	23.9988	44.1644	138.1503	116.815752	10.6672808
1.3	28.1652	52.1640	168.9798	141.842288	13.5687319
1.4	32.6650	60.8302	202.6725	168.758389	16.9570495
1.5	29.9444	62.6094	231.3678	191.324143	20.0218232
1.6	27.3792	57.3236	248.6477	204.754069	21.9468369
1.7	24.9648	52.3440	257.0981	211.27815	22.9099593
1.8	22.6967	47.6615	258.9397	212.696154	23.1217481
1.9	20.5704	43.2671	255.9633	210.403676	22.7797891
2	18.5811	39.1515	249.5552	205.456023	22.0495768
2.1	16.7245	35.3056	240.7616	198.639817	21.0609028
2.2	14.9958	31.7203	230.3601	190.537297	19.9114098
2.3	13.3906	28.3864	218.9237	181.578656	18.672521
2.4	11.9042	25.2948	206.8735	172.082576	17.3954397
2.5	10.5320	22.4362	194.5188	162.286284	16.1162458
2.6	9.2696	19.8016	182.0879	152.367941	14.8599716
2.7	8.1123	17.3819	169.7498	142.46256	13.6436408
2.8	7.0556	15.1679	157.6305	132.673445	12.4785073
2.9	6.0949	13.1505	145.8239	123.080544	11.3717004
3	5.2256	11.3205	134.4010	113.746264	10.3273903
3.1	4.4432	9.6688	123.4151	104.719778	9.34764283
3.2	3.7430	8.1862	112.9060	96.039948	8.43301499
3.3	3.1206	6.8636	102.9035	87.7375501	7.58299896
3.4	2.5713	5.6919	93.4295	79.8367834	6.79633335
3.5	2.0906	4.6619	84.4987	72.3562448	6.07121927
3.6	1.6738	3.7644	76.1206	65.3096765	5.40548414
3.7	1.3165	2.9903	68.3000	58.7065622	4.79670719
3.8	1.0140	2.3305	61.0371	52.5524581	4.24230204
3.9	0.7619	1.7759	54.3284	46.8492082	3.73957495
4	0.5554	1.3173	48.1665	41.5949924	3.28575787
4.1	0.3901	0.9455	42.5405	36.7844193	2.87803657
4.2	0.2613	0.6514	37.4358	32.4086693	2.513575
4.3	0.1646	0.4259	32.8346	28.4555241	2.18952259
4.4	0.0952	0.2598	28.7153	24.9093071	1.90300853
4.5	0.0488	0.1440	25.0533	21.7510141	1.65114649
4.6	0.0206	0.0694	21.8204	18.9583595	1.4310273
4.7	0.0061	0.0267	18.9851	16.5056674	1.23969602
4.8	0.0008	0.0069	16.5126	14.3642409	1.07416326
4.9	0.0000	0.0008	14.3650	12.5022828	0.93137903
5	0.0000	0.0000	12.5023	10.885732	0.80827544
5.1	0.0000	0.0000	10.8857	9.48172132	0.70200532
5.2	0.0000	0.0000	9.4817	8.26145845	0.61013144
5.3	0.0000	0.0000	8.2615	7.20025518	0.53060164

5.4	0.0000	0.0000	7.2003	6.27689409	0.46168055
5.5	0.0000	0.0000	6.2769	5.47310404	0.40189503
5.6	0.0000	0.0000	5.4731	4.77312347	0.34999028
5.7	0.0000	0.0000	4.7731	4.16333487	0.3048943
5.8	0.0000	0.0000	4.1633	3.63195734	0.26568877
5.9	0.0000	0.0000	3.6320	3.16878693	0.23158521
6	0.0000	0.0000	3.1688	2.7649765	0.20190521
6.1	0.0000	0.0000	2.7650	2.41284846	0.17606402
6.2	0.0000	0.0000	2.4128	2.10573491	0.15355678
6.3	0.0000	0.0000	2.1057	1.8378409	0.13394701
6.4	0.0000	0.0000	1.8378	1.60412714	0.11685688
6.5	0.0000	0.0000	1.6041	1.40020918	0.10195898
6.6	0.0000	0.0000	1.4002	1.22227053	0.08896932
6.7	0.0000	0.0000	1.2223	1.06698784	0.07764135
6.8	0.0000	0.0000	1.0670	0.93146609	0.06776088
6.9	0.0000	0.0000	0.9315	0.81318266	0.05914171
7	0.0000	0.0000	0.8132	0.70993885	0.05162191
7.1	0.0000	0.0000	0.7099	0.6198178	0.04506052
7.2	0.0000	0.0000	0.6198	0.54114807	0.03933487
7.3	0.0000	0.0000	0.5411	0.47247193	0.03433807

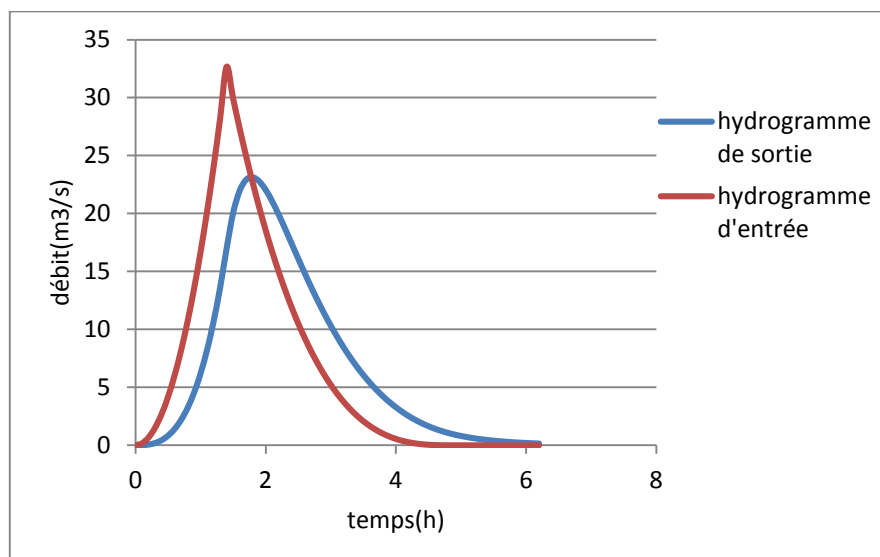


Figure B.3.10 : Hydrogramme d'entrée et de sortie pour **B=10m**

Tableau B.3.11 Calcule de la courbe caractéristique de la cuvette

H(m)	A(m3)	S	o(m3/s)	(2*S/dT)+O(m3/s)
0	34897	0	0	0
0.2	35861	7172.2	2.71780699	42.56336254
0.4	36825	14730	7.687119	89.52045233
0.6	37789	22673.4	14.1221394	140.0854727
0.8	38753	31002.4	21.7424559	193.9780114
1	39717	39717	30.3860059	251.0360059
1.2	39909.8	47891.76	39.943442	306.0087754

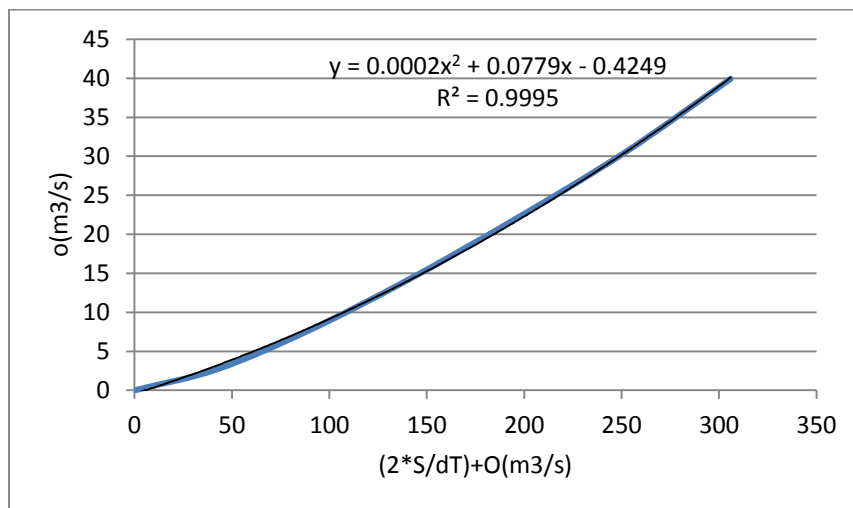


Figure B.3.11: Modélisation de la courbe caractéristique de la cuvette(B=14m)

Tableau B3.13 calcule du débit laminé correspondant à (l'hydrogramme de sortie pour b=14m)

T	débit d'entrée	l1+l2	(2*S)/dt+O	((2*S)/dt+O)- (2*O)	O
0	0.0000	0.0000	0.0000	0	0
0.1	0.1667	0.1667	0.1667	0.14071702	0.01299149
0.2	0.6666	0.8333	0.9740	0.82188569	0.07606567
0.3	1.4999	2.1665	2.9884	2.51922302	0.23458133
0.4	2.6665	4.1664	6.6856	5.62612393	0.52974954
0.5	4.1665	6.8330	12.4591	10.4559005	1.00161171
0.6	5.9997	10.1662	20.6221	17.2390688	1.69151584
0.7	8.1663	14.1660	31.4051	26.1176478	2.64371053
0.8	10.6661	18.8324	44.9500	37.1386276	3.90571008
0.9	13.4993	24.1654	61.3040	50.2495866	5.52722051
1	16.6658	30.1651	80.4147	65.2994697	7.55760845

1.1	20.1656	36.8314	102.1309	82.0465944	10.0421377
1.2	23.9988	44.1644	126.2110	100.175635	13.0176795
1.3	28.1652	52.1640	152.3396	119.322174	16.5087305
1.4	32.6650	60.8302	180.1524	139.102683	20.5248456
1.5	29.9444	62.6094	201.7121	154.010235	23.8509242
1.6	27.3792	57.3236	211.3338	160.543228	25.3953037
1.7	24.9648	52.3440	212.8872	161.591009	25.6481093
1.8	22.6967	47.6615	209.2525	159.136323	25.0580929
1.9	20.5704	43.2671	202.4034	154.482111	23.9606558
2	18.5811	39.1515	193.6336	148.467905	22.5828534
2.1	16.7245	35.3056	183.7735	141.632512	21.0704962
2.2	14.9958	31.7203	173.3528	134.323965	19.5144236
2.3	13.3906	28.3864	162.7104	126.770225	17.97007
2.4	11.9042	25.2948	152.0650	119.123785	16.4706198
2.5	10.5320	22.4362	141.5600	111.489248	15.0353688
2.6	9.2696	19.8016	131.2908	103.940819	13.6750144
2.7	8.1123	17.3819	121.3227	96.5329586	12.3948802
2.8	7.0556	15.1679	111.7009	89.3070321	11.1969132
2.9	6.0949	13.1505	102.4575	82.2956302	10.0809509
3	5.2256	11.3205	93.6161	75.5251452	9.04549251
3.1	4.4432	9.6688	85.1939	69.0175252	8.08820999
3.2	3.7430	8.1862	77.2037	62.7912188	7.20625323
3.3	3.1206	6.8636	69.6548	56.8618805	6.39646914
3.4	2.5713	5.6919	62.5538	51.2427113	5.65553459
3.5	2.0906	4.6619	55.9046	45.9445426	4.98003433
3.6	1.6738	3.7644	49.7089	40.9758978	4.36652243
3.7	1.3165	2.9903	43.9662	36.3430536	3.81157212
3.8	1.0140	2.3305	38.6736	32.0499564	3.31179857
3.9	0.7619	1.7759	33.8259	28.0981126	2.86387193
4	0.5554	1.3173	29.4154	24.4863847	2.46451394
4.1	0.3901	0.9455	25.4319	21.2108847	2.11049997
4.2	0.2613	0.6514	21.8623	18.264957	1.79866388
4.3	0.1646	0.4259	18.6909	15.6390822	1.52588739
4.4	0.0952	0.2598	15.8989	13.3207266	1.28907782
4.5	0.0488	0.1440	13.4647	11.2944026	1.08516197
4.6	0.0206	0.0694	11.3638	9.54166778	0.91106743
4.7	0.0061	0.0267	9.5684	8.04099462	0.76368658
4.8	0.0008	0.0069	8.0479	6.76812519	0.63988471
4.9	0.0000	0.0008	6.7689	5.69599931	0.53646294
5	0.0000	0.0000	5.6960	4.79558485	0.45020723
5.1	0.0000	0.0000	4.7956	4.03923368	0.37817559
5.2	0.0000	0.0000	4.0392	3.40339491	0.31791939
5.3	0.0000	0.0000	3.4034	2.86851274	0.26744108
5.4	0.0000	0.0000	2.8685	2.41830711	0.22510282
5.5	0.0000	0.0000	2.4183	2.03919558	0.18955577

5.6	0.0000	0.0000	2.0392	1.71982558	0.159685
5.7	0.0000	0.0000	1.7198	1.45069364	0.13456597
5.8	0.0000	0.0000	1.4507	1.22383376	0.11342994
5.9	0.0000	0.0000	1.2238	1.03256135	0.0956362
6	0.0000	0.0000	1.0326	0.87126182	0.08064977
6.1	0.0000	0.0000	0.8713	0.73521559	0.06802312
6.2	0.0000	0.0000	0.7352	0.62045279	0.0573814
6.3	0.0000	0.0000	0.6205	0.52363226	0.04841026
6.4	0.0000	0.0000	0.5236	0.44194067	0.04084579
6.5	0.0000	0.0000	0.4419	0.37300819	0.03446624
6.6	0.0000	0.0000	0.3730	0.31483786	0.02908517
6.7	0.0000	0.0000	0.3148	0.26574647	0.02454569
6.8	0.0000	0.0000	0.2657	0.22431493	0.02071577
6.9	0.0000	0.0000	0.2243	0.18934653	0.0174842
7	0.0000	0.0000	0.1893	0.159832	0.01475727
7.1	0.0000	0.0000	0.1598	0.13491996	0.01245602
7.2	0.0000	0.0000	0.1349	0.11389215	0.01051391
7.3	0.0000	0.0000	0.1139	0.09614256	0.00887479

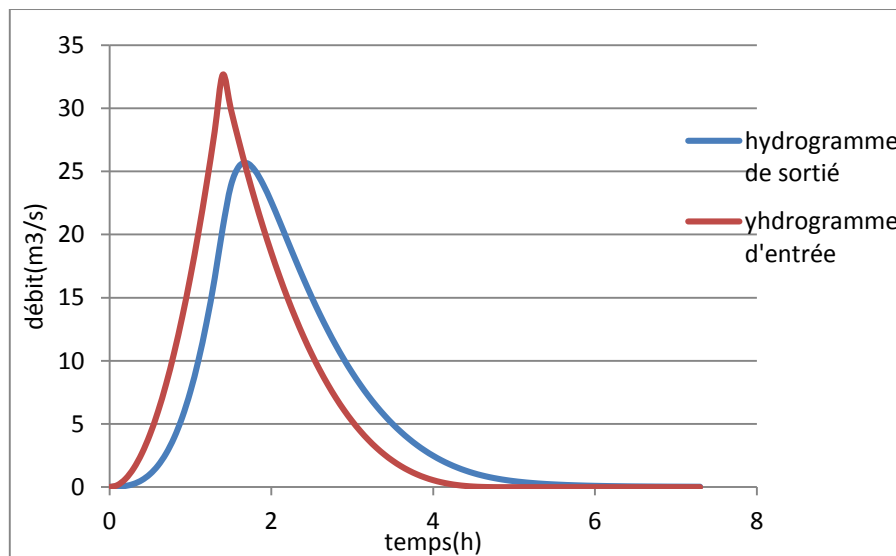


Figure. II.12 : Hydrogramme d'entrée et de sortie pour B=14m

Tableau B.3.14 Calcule de la courbe caractéristique de la cuvette(B=16m)

H(m)	A(m3)	S	o(m3/s)	(2*S/dT)+O(m3/s)
0	34897	0	0	0
0.2	35861	7172.2	3.10606513	42.95162068
0.4	36825	14730	8.78527886	90.61861219
0.6	37789	22673.4	16.1395878	142.1029212
0.8	38753	31002.4	24.848521	197.0840766
1	39620.6	39620.6	34.7268638	254.8413083

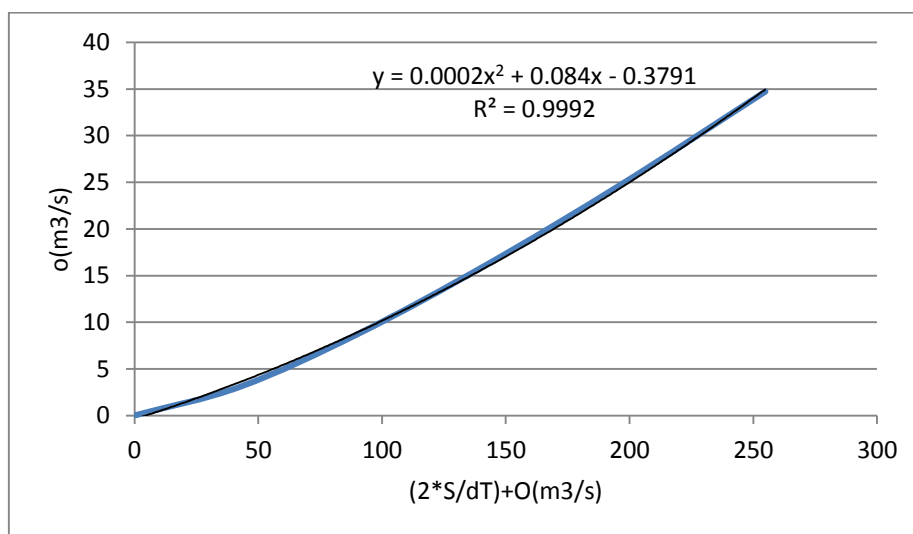


Figure B.3.13 : Modélisation de la courbe caractéristique de la cuvette(B=16m)

Tableau B3.14:calcule du débit laminé correspondant à (l'hydrogramme de sortie pour b=16m)

T	débit d'entrée	l1+l2	(2*S)/dt+O	((2*S)/dt+O)- (2*O)	O
0	0.0000	0.0000	0.0000	0	0
0.1	0.1667	0.1667	0.1667	0.13868328	0.01400836
0.2	0.6666	0.8333	0.9720	0.80831219	0.08183555
0.3	1.4999	2.1665	2.9748	2.47150394	0.25165413
0.4	2.6665	4.1664	6.6379	5.50511137	0.56639628
0.5	4.1665	6.8330	12.3381	10.2044171	1.06684715
0.6	5.9997	10.1662	20.3706	16.7823686	1.79412424
0.7	8.1663	14.1660	30.9484	25.3659221	2.79122326
0.8	10.6661	18.8324	44.1983	35.9916073	4.10335739
0.9	13.4993	24.1654	60.1570	48.6030838	5.77696172
1	16.6658	30.1651	78.7682	63.0533582	7.8574128

1.1	20.1656	36.8314	99.8848	79.1133329	10.3857127
1.2	23.9988	44.1644	123.2777	96.488114	13.3948094
1.3	28.1652	52.1640	148.6521	114.839578	16.9062678
1.4	32.6650	60.8302	175.6698	133.813307	20.9282356
1.5	29.9444	62.6094	196.4227	147.99094	24.2158834
1.6	27.3792	57.3236	205.3145	153.960073	25.6772335
1.7	24.9648	52.3440	206.3041	154.620441	25.8418163
1.8	22.6967	47.6615	202.2819	151.931381	25.1752797
1.9	20.5704	43.2671	195.1985	147.164158	24.0171619
2	18.5811	39.1515	186.3157	141.129217	22.5932201
2.1	16.7245	35.3056	176.4348	134.34207	21.0463736
2.2	14.9958	31.7203	166.0624	127.133208	19.4645813
2.3	13.3906	28.3864	155.5196	119.717774	17.9009167
2.4	11.9042	25.2948	145.0126	112.239003	16.3867856
2.5	10.5320	22.4362	134.6752	104.794805	14.9401991
2.6	9.2696	19.8016	124.5964	97.4545032	13.5709508
2.7	8.1123	17.3819	114.8364	90.2689277	12.2837378
2.8	7.0556	15.1679	105.4368	83.2766708	11.0800784
2.9	6.0949	13.1505	96.4272	76.5081264	9.9595222
3	5.2256	11.3205	87.8286	69.9878701	8.92037814
3.1	4.4432	9.6688	79.6567	63.7362755	7.96019731
3.2	3.7430	8.1862	71.9225	57.7703626	7.07605644
3.3	3.1206	6.8636	64.6340	52.1044372	6.26476268
3.4	2.5713	5.6919	57.7963	46.7503859	5.52297565
3.5	2.0906	4.6619	51.4123	41.7177326	4.84727665
3.6	1.6738	3.7644	45.4821	37.0136846	4.23422402
3.7	1.3165	2.9903	40.0040	32.6431877	3.68039846
3.8	1.0140	2.3305	34.9737	28.6088446	3.18242153
3.9	0.7619	1.7759	30.3847	24.9108144	2.73696509
4	0.5554	1.3173	26.2281	21.5466256	2.34074441
4.1	0.3901	0.9455	22.4921	18.5110902	1.99051769
4.2	0.2613	0.6514	19.1625	15.7963115	1.68308939
4.3	0.1646	0.4259	16.2222	13.3916159	1.41529779
4.4	0.0952	0.2598	13.6514	11.2834335	1.18399116
4.5	0.0488	0.1440	11.4274	9.45539022	0.98602167
4.6	0.0206	0.0694	9.5248	7.88833681	0.8182267
4.7	0.0061	0.0267	7.9150	6.5602515	0.67739265
4.8	0.0008	0.0069	6.5672	5.44661906	0.56026622
4.9	0.0000	0.0008	5.4474	4.52038291	0.46351808
5	0.0000	0.0000	4.5204	3.75278503	0.38379894
5.1	0.0000	0.0000	3.7528	3.11668379	0.31805062
5.2	0.0000	0.0000	3.1167	2.58919543	0.26374418

5.3	0.0000	0.0000	2.5892	2.15152902	0.2188332
5.4	0.0000	0.0000	2.1515	1.78822051	0.18165425
5.5	0.0000	0.0000	1.7882	1.48652038	0.15085007
5.6	0.0000	0.0000	1.4865	1.23590105	0.12530966
5.7	0.0000	0.0000	1.2359	1.0276587	0.10412118
5.8	0.0000	0.0000	1.0277	0.8545896	0.08653455
5.9	0.0000	0.0000	0.8546	0.71072642	0.07193159
6	0.0000	0.0000	0.7107	0.59112233	0.05980205
6.1	0.0000	0.0000	0.5911	0.49167401	0.04972416
6.2	0.0000	0.0000	0.4917	0.40897608	0.04134897
6.3	0.0000	0.0000	0.4090	0.34020119	0.03438744
6.4	0.0000	0.0000	0.3402	0.2830011	0.02860005
6.5	0.0000	0.0000	0.2830	0.23542488	0.02378811
6.6	0.0000	0.0000	0.2354	0.19585133	0.01978677
6.7	0.0000	0.0000	0.1959	0.16293296	0.01645918
6.8	0.0000	0.0000	0.1629	0.1355496	0.01369168
6.9	0.0000	0.0000	0.1355	0.11276992	0.01138984

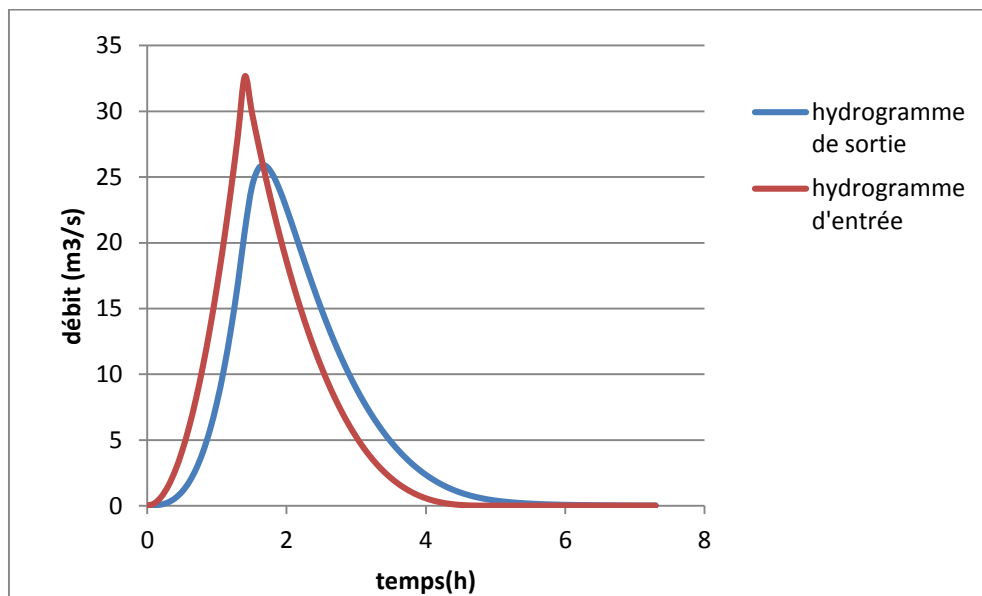


Figure B.3.1: Hydrogramme d'entrée et de sortie pour **B=16m**

Annexe C

ANNEXE : C

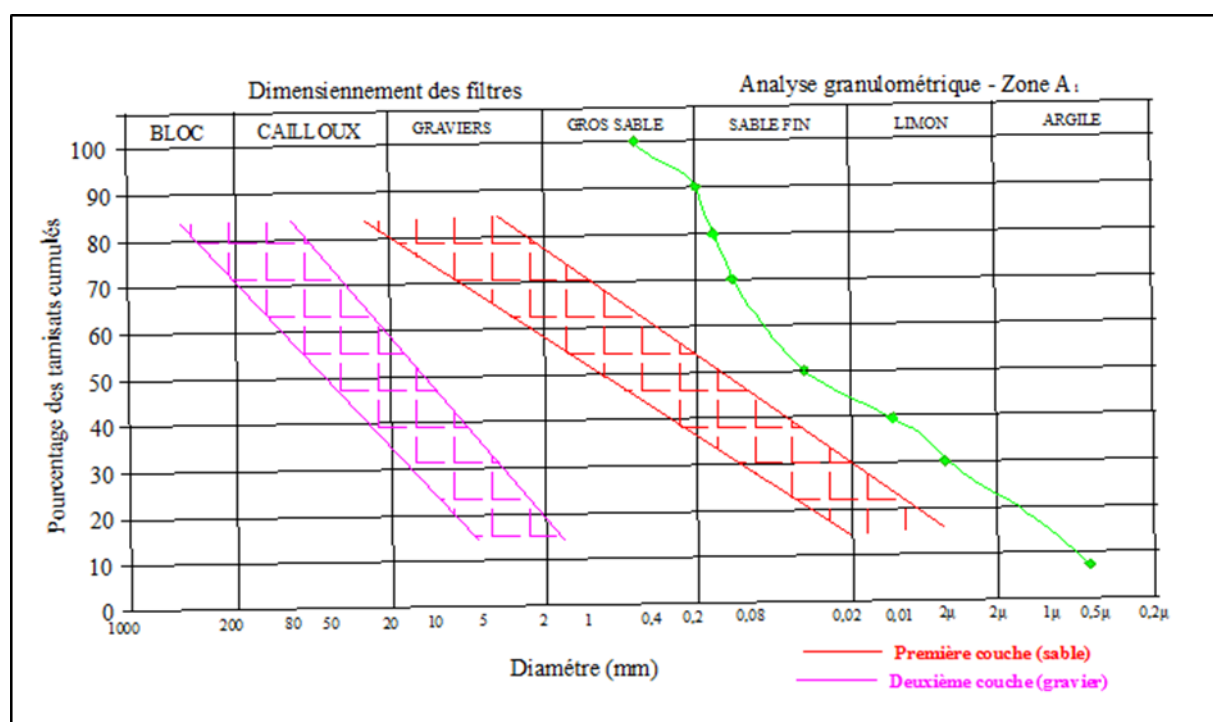


Figure annexes C02 : Fuseau granulométrique des filtres et drains

Tableau. 1 Calcule de stabilité en fin de construction talus aval R=31.67 m

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	P	P*tg
-4	4.30	0.00	0.00	1.80	-0.36	0.93	3.24	-1.18	3.02	4.80	9.60	0.41	1.24	30.78	0.41	0.00	0.00
-3	4.30	0.00	0.00	5.20	-0.27	0.96	40.25	-10.98	38.72	4.70	9.40	0.41	15.88	28.74	4.60	0.00	0.00
-2	4.30	3.63	0.00	3.52	-0.18	0.98	58.46	-10.63	57.49	4.35	8.70	0.41	23.57	27.70	6.44	15.79	6.47
-1	4.30	5.62	0.00	4.04	-0.09	1.00	79.60	-7.24	79.27	4.30	8.60	0.41	32.50	26.49	8.39	24.17	9.91
0	4.30	7.45	0.00	4.10	0.00	1.00	95.80	0.00	95.80	4.30	8.60	0.41	39.28	25.89	9.87	32.04	13.13
1	4.30	7.88	0.00	3.43	0.09	1.00	94.32	8.57	93.93	4.69	9.38	0.41	38.51	25.55	9.59	36.96	15.15
2	4.30	9.46	0.00	2.24	0.18	0.98	98.69	17.94	97.05	4.40	8.80	0.41	39.79	25.72	10.10	41.62	17.07
3	4.30	12.31	0.00	0.00	0.27	0.96	105.87	28.87	101.85	4.84	9.68	0.41	41.76	26.36	11.10	59.58	24.43
4	4.30	10.79	0.00	0.00	0.36	0.93	92.79	33.74	86.44	5.52	11.04	0.41	35.44	27.45	10.14	59.56	24.42
5	4.30	8.54	0.00	0.00	0.45	0.89	73.44	33.38	65.42	6.40	12.80	0.41	26.82	28.94	8.46	54.66	22.41
6	4.30	0.60	0.00	0.00	0.55	0.84	5.16	2.81	4.32	10.40	20.80	0.41	1.77	30.74	0.63	6.24	2.56
								95.31			117.40		296.56		79.73	330.61	135.55

Kas	1.59049365
Kss	2.92105055

Tableau. 2 Calcule de stabilité en fin de construction talus aval R=31.388 m

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Ssin α	N=Gn*Ccos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	P	P*tg
-3	4.80	0.00	0.00	2.84	-0.27	0.96	5.11	-1.39	4.92	3.04	6.08	0.41	2.02	29.93	0.63	0.00	0.00
-2	4.80	1.54	0.00	3.74	-0.18	0.98	47.10	-8.56	46.31	5.28	10.56	0.41	18.99	28.17	5.28	8.13	3.33
-1	4.80	2.54	0.00	4.56	-0.09	1.00	63.78	-5.80	63.52	4.94	9.88	0.41	26.04	26.29	6.67	12.55	5.14
0	4.80	4.18	0.00	4.68	0.00	1.00	80.56	0.00	80.56	4.73	9.46	0.41	33.03	24.74	7.93	19.77	8.11
1	4.80	6.03	0.00	5.00	0.09	1.00	101.09	9.19	100.67	4.73	9.46	0.41	41.27	23.63	9.51	28.52	11.69
2	4.80	7.81	0.00	8.63	0.18	0.98	149.54	27.19	147.05	4.69	9.38	0.41	60.29	23.19	13.80	36.63	15.02
3	4.80	8.61	0.00	7.42	0.27	0.96	146.76	40.03	141.20	5.06	10.12	0.41	57.89	23.38	13.65	43.57	17.86
4	4.80	10.50	0.00	5.52	0.36	0.93	148.49	54.00	138.33	5.32	10.64	0.41	56.71	24.38	14.41	55.86	22.90
5	4.80	15.07	0.00	3.54	0.45	0.89	175.26	79.66	156.11	5.80	11.60	0.41	64.00	25.69	17.92	87.41	35.84
6	4.80	11.41	0.00	0.00	0.55	0.84	109.54	59.75	91.81	7.50	15.00	0.41	37.64	27.70	12.07	85.58	35.09
7	4.80	6.48	0.00	0.00	0.64	0.77	62.21	39.59	47.99	11.00	22.00	0.41	19.67	30.13	7.46	71.28	29.22
								293.64			124.18		417.57		109.33	449.29	184.21

Kas	1.34
Kss	1.84

Tableau. 3 Calcule de stabilité en fin de construction talus aval R=25.74 m

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	dn	a*Gn*dn	P	P*tg
-4	3.52	0.00	0.00	1.60	-0.36	0.93	2.88	-1.05	2.68	3.74	7.48	0.41	1.10	25.21	0.37	0.00	0.00
-3	3.52	0.00	0.00	4.42	-0.27	0.96	28.01	-7.64	26.94	3.92	7.84	0.41	11.05	23.73	3.36	0.00	0.00
-2	3.52	3.00	0.00	3.24	-0.18	0.98	41.65	-7.57	40.95	3.59	7.18	0.41	16.79	22.49	4.73	10.77	4.42
-1	3.52	5.00	0.00	3.00	-0.09	1.00	54.21	-4.93	53.98	3.63	7.26	0.41	22.13	21.52	5.89	18.15	7.44
0	3.52	6.50	0.00	3.10	0.00	1.00	65.40	0.00	65.40	3.63	7.26	0.41	26.81	20.83	6.88	23.60	9.67
1	3.52	8.00	0.00	2.60	0.09	1.00	72.79	6.62	72.49	3.70	7.40	0.41	29.72	20.58	7.57	29.60	12.14
2	3.52	8.00	0.00	1.70	0.18	0.98	67.09	12.20	65.97	3.95	7.90	0.41	27.05	20.67	7.00	31.60	12.96
3	3.52	9.37	0.00	0.00	0.27	0.96	65.96	17.99	63.46	4.01	8.02	0.41	26.02	21.13	7.04	37.57	15.41
4	3.52	8.85	0.00	0.00	0.36	0.93	62.30	22.66	58.04	4.40	8.80	0.41	23.80	22.14	6.97	38.94	15.97
5	3.52	7.00	0.00	0.00	0.45	0.89	49.28	22.40	43.89	5.44	10.88	0.41	18.00	23.44	5.83	38.08	15.61
6	3.52	3.00	0.00	0.00	0.55	0.84	21.12	11.52	17.70	8.50	17.00	0.41	7.26	24.86	2.65	25.50	10.46
								72.20			97.02		209.73		58.29	253.81	104.06

Kas	1.55332985
Kss	2.80740432

Tableau. 4 Calcule de stabilité en fonctionnement normale talus aval R=31.67 m.

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	dn	a*Gn*dn	P	P*tg
-4	4.30	0.00	0.00	1.80	-0.36	0.93	3.24	-1.18	3.02	4.8	9.6	0.41	1.24	30.78	0.41	0.00	0.00
-3	4.30	0.00	0.00	5.20	-0.27	0.96	40.25	-10.98	38.72	4.7	9.4	0.41	15.88	28.74	4.60	0.00	0.00
-2	4.30	3.63	0.00	3.52	-0.18	0.98	58.46	-10.63	57.49	4.35	8.7	0.41	23.57	27.70	6.44	15.79	6.47
-1	4.30	5.62	0.00	4.04	-0.09	1.00	79.60	-7.24	79.27	4.3	8.6	0.41	32.50	26.49	8.39	24.17	9.91
0	4.30	7.45	0.00	4.10	0.00	1.00	95.80	0.00	95.80	4.3	8.6	0.41	39.28	25.89	9.87	32.04	13.13
1	4.30	7.88	0.00	3.43	0.09	1.00	94.32	8.57	93.93	4.69	9.38	0.41	38.51	25.55	9.59	36.96	15.15
2	4.30	9.46	0.00	2.24	0.18	0.98	98.69	17.94	97.05	4.4	8.8	0.41	39.79	25.72	10.10	41.62	17.07
3	4.30	12.31	0.00	0.00	0.27	0.96	105.87	28.87	101.85	4.84	9.68	0.41	41.76	26.36	11.10	59.58	24.43
4	4.30	10.79	0.00	0.00	0.36	0.93	92.79	33.74	86.44	5.52	11.04	0.41	35.44	27.45	10.14	59.56	24.42
5	4.30	8.54	0.00	0.00	0.45	0.89	73.44	33.38	65.42	6.4	12.8	0.41	26.82	28.94	8.46	54.66	22.41
6	4.30	0.60	0.00	0.00	0.55	0.84	5.16	2.81	4.32	10.4	20.8	0.41	1.77	30.74	0.63	6.24	2.56
								95.31			117.4		296.56		79.73	330.61	135.55

Kas	1.59049365
Kss	2.92105055

Tableau. 5 Calcule de stabilité en fonctionnement normale talus aval R=31.388 m.

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	P	P*tg	
-4	4.80	0.00	0.00	2.84	-0.36	0.93	5.11	-1.86	4.76	3.04	6.08	0.41	1.95	29.93	0.63	0.00	0.00	
-3	4.80	1.54	0.00	3.74	-0.27	0.96	47.10	-12.84	45.31	5.28	10.56	0.41	18.58	28.17	5.28	8.13	3.33	
-2	4.80	2.54	0.00	4.56	-0.18	0.98	63.78	-11.60	62.72	4.94	9.88	0.41	25.71	26.29	6.67	12.55	5.14	
-1	4.80	4.18	0.00	4.68	-0.09	1.00	80.56	-7.32	80.23	4.73	9.46	0.41	32.89	24.74	7.93	19.77	8.11	
0	4.80	6.03	0.00	5.00	0.00	1.00	101.09	0.00	101.09	4.73	9.46	0.41	41.45	23.63	9.51	28.52	11.69	
1	4.80	7.81	0.00	8.63	0.09	1.00	149.54	13.59	148.92	4.69	9.38	0.41	61.06	23.19	13.80	36.63	15.02	
2	4.80	8.61	0.00	7.42	0.18	0.98	146.76	26.68	144.32	5.06	10.12	0.41	59.17	23.38	13.65	43.57	17.86	
3	4.80	10.50	0.00	5.52	0.27	0.96	148.49	40.50	142.86	5.32	10.64	0.41	58.57	24.38	14.41	55.86	22.90	
4	4.80	13.88	1.19	3.54	0.36	0.93	178.11	64.77	165.92	5.80	11.60	0.41	68.03	25.69	18.21	80.50	33.01	
5	4.80	9.38	2.03	0.00	0.45	0.89	114.41	52.00	101.91	7.50	15.00	0.41	41.78	27.70	12.61	70.35	28.84	
6	4.80	3.40	0.00	0.00	0.55	0.84	32.64	17.80	27.36	11.00	22.00	0.41	11.22	30.13	3.91	37.40	15.33	
								181.73				124.18		420.41		106.61	393.28	161.25

Kas	1.32949495
Kss	2.10944969

Tableau. 6 Calcule de stabilité en fonctionnement normale talus aval R=25.74 m

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	dn	a*Gn*dn	P	P*tg
-4	3.52	0.00	0.00	1.60	-0.36	0.93	2.88	-1.05	2.68	3.74	7.48	0.41	1.10	25.21	0.37	0.00	0.00
-3	3.52	0.00	0.00	4.42	-0.27	0.96	28.01	-7.64	26.94	3.92	7.84	0.41	11.05	23.73	3.36	0.00	0.00
-2	3.52	3.00	0.00	3.24	-0.18	0.98	41.65	-7.57	40.95	3.59	7.18	0.41	16.79	22.49	4.73	10.77	4.42
-1	3.52	5.00	0.00	3.00	-0.09	1.00	54.21	-4.93	53.98	3.63	7.26	0.41	22.13	21.52	5.89	18.15	7.44
0	3.52	6.50	0.00	3.10	0.00	1.00	65.40	0.00	65.40	3.63	7.26	0.41	26.81	20.83	6.88	23.60	9.67
1	3.52	8.00	0.00	2.60	0.09	1.00	72.79	6.62	72.49	3.70	7.40	0.41	29.72	20.58	7.57	29.60	12.14
2	3.52	8.00	0.00	1.70	0.18	0.98	67.09	12.20	65.97	3.95	7.90	0.41	27.05	20.67	7.00	31.60	12.96
3	3.52	9.37	0.00	0.00	0.27	0.96	65.96	17.99	63.46	4.01	8.02	0.41	26.02	21.13	7.04	37.57	15.41
4	3.52	8.85	0.00	0.00	0.36	0.93	62.30	22.66	58.04	4.40	8.80	0.41	23.80	22.14	6.97	38.94	15.97
5	3.52	7.00	0.00	0.00	0.45	0.89	49.28	22.40	43.89	5.44	10.88	0.41	18.00	23.44	5.83	38.08	15.61
6	3.52	3.00	0.00	0.00	0.55	0.84	21.12	11.52	17.70	8.50	17.00	0.41	7.26	24.86	2.65	25.50	10.46
								72.20			97.02		209.73		58.29	253.81	104.06

Kas	1.55332985
Kss	2.80740432

Tableau. 7 : Calcule de stabilité pour le cas de vidange rapide R=32.20 m

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	P	P*tg
-3	4.62	0.00	0.00	1.65	-0.27	0.96	2.97	-0.81	2.86	5.43	10.86	0.41	1.17	31.22	0.37	0.00	0.00
-2	4.62	0.00	0.00	4.00	-0.18	0.98	7.20	-1.31	7.08	5.00	10.00	0.41	2.90	29.34	0.85	0.00	0.00
-1	4.62	0.00	0.00	5.33	-0.09	1.00	9.59	-0.87	9.55	4.72	9.44	0.41	3.92	27.69	1.07	0.00	0.00
0	4.62	1.35	4.70	5.90	0.00	1.00	21.04	0.00	21.04	4.62	9.24	0.41	8.62	26.49	2.25	6.24	2.56
1	4.62	2.90	4.82	6.15	0.09	1.00	23.42	2.13	23.32	4.64	9.28	0.41	9.56	25.13	2.38	13.46	5.52
2	4.62	3.11	5.53	5.24	0.18	0.98	23.36	4.25	22.97	4.71	9.42	0.41	9.42	25.33	2.39	14.65	6.01
3	4.62	5.50	5.90	3.60	0.27	0.96	23.74	6.47	22.84	4.86	9.72	0.41	9.36	26.07	2.50	26.73	10.96
4	4.62	5.77	6.22	1.60	0.36	0.93	21.05	7.65	19.60	5.19	10.38	0.41	8.04	27.33	2.32	29.95	12.28
5	4.62	7.20	5.10	0.00	0.45	0.89	17.61	8.00	15.69	5.70	11.40	0.41	6.43	29.01	2.06	41.04	16.83
6	4.62	5.60	1.60	0.00	0.55	0.84	9.20	5.02	7.71	7.00	14.00	0.41	3.16	26.09	0.97	39.20	16.07
7	4.62	0.00	0.00	0.00	0.64	0.77	0.00	0.00	0.00	11.00	22.00	0.41	0.00	31.08	0.00	0.00	0.00
								30.53			125.74		62.59		17.17	171.26	70.22

Kas	2.47614551
Kss	3.86818711

Tableau. 8 : Calcule de stabilité pour le cas de vidange rapide R=28.32 m

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	P	P*tg
-3	3.9	0	1.5	0	-0.27	0.96	2.85	-0.78	2.74	4.50	9.00	0.41	1.12	27.48	0.36	0.00	0.00
-2	3.9	0	3	1	-0.18	0.98	7.50	-1.36	7.37	4.20	8.40	0.41	3.02	25.93	0.89	0.00	0.00
-1	3.9	0	3.31	2	-0.09	1.00	9.89	-0.90	9.85	4.00	8.00	0.41	4.04	24.58	1.12	0.00	0.00
0	3.9	1	5	2.6	0.00	1.00	15.28	0.00	15.28	3.80	7.60	0.41	6.26	23.66	1.66	3.80	1.56
1	3.9	1.8	5.89	2.24	0.09	1.00	17.20	1.56	17.13	3.90	7.80	0.41	7.02	23.10	1.82	7.02	2.88
2	3.9	2.55	6.2	1.6	0.18	0.98	17.47	3.18	17.17	3.90	7.80	0.41	7.04	22.99	1.84	9.95	4.08
3	3.9	3.9	7	0	0.27	0.96	17.59	4.80	16.92	4.10	8.20	0.41	6.94	23.18	1.87	15.99	6.56
4	3.9	6	8	0	0.36	0.93	21.80	7.93	20.31	4.30	8.60	0.41	8.33	23.39	2.34	25.80	10.58
5	3.9	7	4	0	0.45	0.89	15.30	6.95	13.63	4.85	9.70	0.41	5.59	24.57	1.73	33.95	13.92
6	3.9	0	0.5	0	0.55	0.84	0.95	0.52	0.80	5.50	11.00	0.41	0.33	25.91	0.11	0.00	0.00
7	3.9	0	0	0	0.64	0.77	0.00	0.00	0.00	9.00	18.00	0.41	0.00	27.45	0.00	0.00	0.00
								21.90			104.10		49.69		13.75	96.51	39.57

Kas	3.20480253
Kss	5.21663836

Tableau. 9 : Calcule de stabilité pour le cas de vidange rapide R=26.9 m

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	dn	a*Gn*dn	P	P*tg
-3	3.47	0.00	0.00	0.00	-0.27	0.96	0.00	0.00	0.00	4.00	8.00	0.41	0.00	26.21	0.00	0.00	0.00
-2	3.47	0.00	0.00	0.45	-0.18	0.98	0.81	-0.15	0.80	3.74	7.48	0.41	0.33	25.20	0.10	0.00	0.00
-1	3.47	0.00	0.00	1.16	-0.09	1.00	2.09	-0.19	2.08	3.56	7.12	0.41	0.85	23.85	0.24	0.00	0.00
0	3.47	0.00	6.00	1.43	0.00	1.00	13.97	0.00	13.97	3.52	7.04	0.41	5.73	23.03	1.56	0.00	0.00
1	3.47	1.40	6.25	1.24	0.09	1.00	15.65	1.42	15.58	3.52	7.04	0.41	6.39	22.46	1.70	4.93	2.02
2	3.47	2.07	6.37	0.60	0.18	0.98	15.46	2.81	15.20	3.51	7.02	0.41	6.23	22.26	1.66	7.27	2.98
3	3.47	3.11	7.00	0.00	0.27	0.96	16.72	4.56	16.09	3.53	7.06	0.41	6.60	22.60	1.83	10.98	4.50
4	3.47	4.30	8.00	0.00	0.36	0.93	19.93	7.25	18.57	4.30	8.60	0.41	7.61	22.88	2.20	18.49	7.58
5	3.47	5.35	4.00	0.00	0.45	0.89	13.49	6.13	12.01	4.35	8.70	0.41	4.92	24.61	1.60	23.27	9.54
6	3.47	6.00	0.50	0.00	0.55	0.84	7.55	4.12	6.33	5.20	10.40	0.41	2.59	26.09	0.95	31.20	12.79
7	3.47	1.35	0.00	0.00	0.64	0.77	1.49	0.95	1.15	7.50	15.00	0.41	0.47	27.00	0.19	10.13	4.15
								26.90			93.46		41.73		12.04	106.26	43.57

Kas	2.35333041
Kss	3.40639004

Annexe D

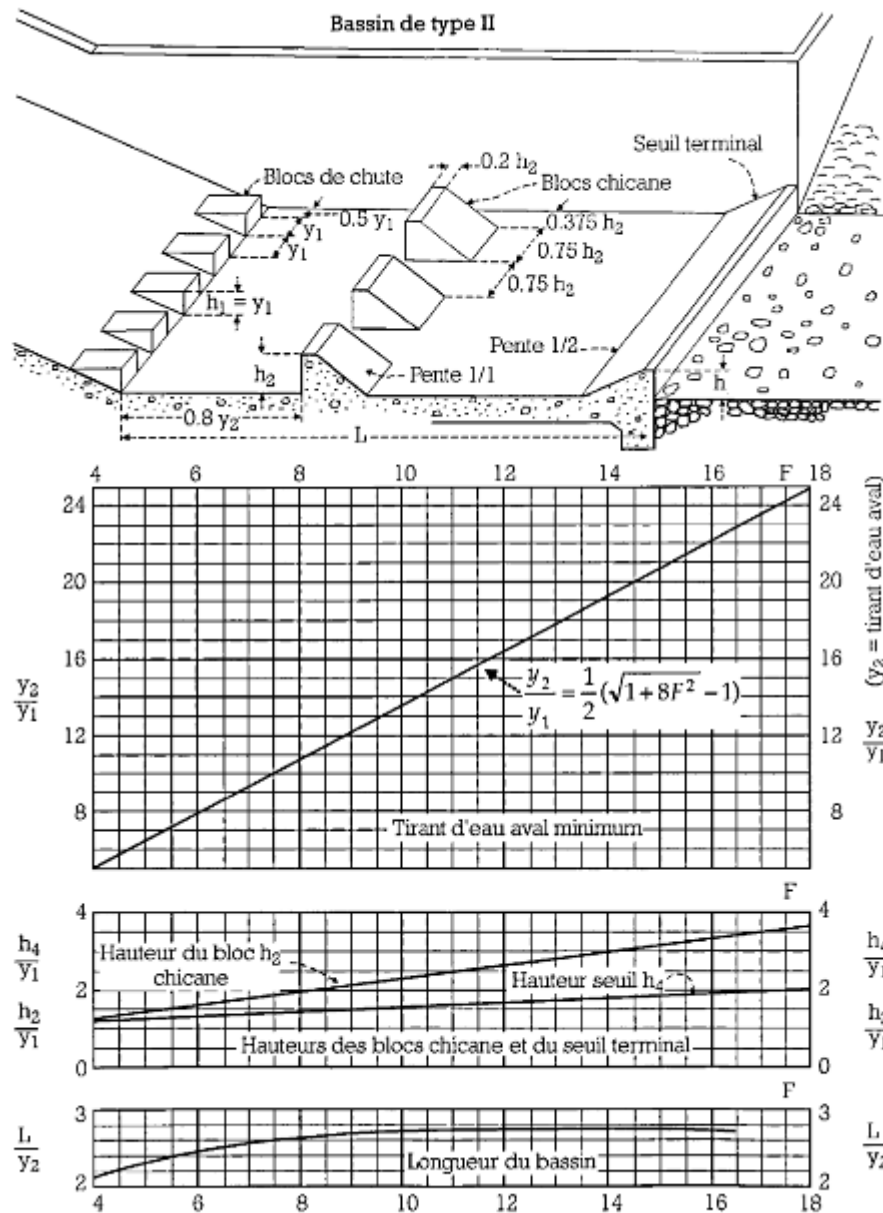


Figure C.1 détermination des caractéristiques du bassin d'amortissement